

**ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

**BRUNO SZPIGEL DZIALOSZYNSKI
MATHEUS TRESSO CUSTÓDIO
PATRÍCIA EMY KIKUNAGA
RUBEN HIROAKI NAKANO**

**RECUPERAÇÃO DE VIAS INTERDITADAS COM PONTES
PROVISÓRIAS MODULARES**

**São Paulo
2016**

Catalogação-na-publicação

Dzialoszynski, Bruno

RECUPERAÇÃO DE VIAS INTERDITADAS COM PONTES PROVISÓRIAS
MODULARES - UM ESTUDO / B. Dzialoszynski, M. Custódio, P. Kikunaga, R.
Nakano -- São Paulo, 2016.

348 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São
Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Pontes Provisórias 2.Vias interditadas 3.Pontes Modulares 4.Erosão
Regressiva 5.Ponte Bailey I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica.
Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.
III.Custódio, Matheus IV.Kikunaga, Patrícia V.Nakano, Ruben

**ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

**BRUNO SZPIGEL DZIALOSZYNSKI
MATHEUS TRESSO CUSTÓDIO
PATRÍCIA EMY KIKUNAGA
RUBEN HIROAKI NAKANO**

**RECUPERAÇÃO DE VIAS INTERDITADAS COM PONTES
PROVISÓRIAS MODULARES**

Trabalho de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo

Área de Concentração: Engenharia
Civil.

Orientador: Prof. Doutor Pedro
Wellington Gonçalves do Nascimento
Teixeira

São Paulo

2016

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao professor Pedro Wellington Gonçalves do Nascimento Teixeira por ter nos orientado e participado ativamente do desenvolvimento do trabalho, sempre com dedicação e compreensão das nossas dificuldades, permitindo um trabalho feito por nós e para nós.

Ao professor Henrique Lindenberg Neto por ter mostrado tanto interesse nesse tema, que também nos fascina, e pela dedicação na avaliação do nosso trabalho tão grande como quando professor durante nossa formação.

Ao professor Luis César de Souza Pinto por participar tão ativamente na realização do trabalho, auxiliando com tamanha paciência nos temas em que o grupo mais tinha dificuldade e menos tinha experiência.

Ao professor Arisvaldo Vieira Mello Júnior e Podalyro Amaral de Souza por também terem nos auxiliado com problemas com os quais o grupo tinha pouca experiência.

Às nossas famílias por nos dar as condições para perseguir nossos sonhos.

RESUMO

Este trabalho desenvolve um estudo acerca da utilização de pontes provisórias modulares para obras de recuperação de vias interditadas em situação de emergência. Nesse sentido, avalia a viabilidade socioeconômica de pontes provisórias em geral, apresentando um diagrama síntese com a sequência de atividades necessárias para tal. Além disso, estuda a viabilidade de pontes modulares, investigando seus prós e contras segundo diversas disciplinas. Estuda também aspectos técnicos da ponte Bailey com o objetivo de estruturar uma base de conhecimento a respeito do estado da arte de pontes provisórias modulares. Em seguida, o trabalho apresenta uma visão geral dos demais elementos envolvidos nas obras de recuperação estudadas. Por fim, os conhecimentos auferidos ao longo do trabalho são integrados e aplicados em um estudo de caso que propõe uma solução de recuperação com ponte provisória modular para uma via brasileira interditada.

Palavras-chave: Engenharia Civil. Obras de recuperação. Emergência. Pontes. Pontes Provisórias. Ponte Bailey. Pontes Modulares. Gestão de Riscos. *Multi-Criteria Decision Making*. Interdição. Ruína. Erosão,

ABSTRACT

This paper develops a study on the use of temporary modular bridges for interdicted road recovery works on emergency situations. It evaluates the socioeconomic feasibility of temporary bridges in general, presenting a diagram summarizing the activity sequence recommended to do so. Additionally, it studies the feasibility of modular bridges, investigating its pros and cons according to various disciplines. It also studies the technical aspects of the Bailey bridge, aiming to structure a base of knowledge on the state of the art of temporary modular bridges. The paper then presents an overview on the other elements involved in the referred type of recovery works. Finally, the knowledge gathered throughout the paper is integrated and applied in a case study that develops a recovery solution with the application of a temporary modular bridge for an interdicted Brazilian road.

Key-Words: Civil Engineering. Recovery Works. Emergency. Bridges. Temporary Bridges. Bailey Bridge. Modular Bridges. Risk Management. Multi-Criteria Decision Making. Interdiction. Ruin. Erosion.

LISTAS DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Passagem improvisada	26
Figura 2 – Ponte improvisada construída pela população local	26
Figura 3 – Ponte de madeira levada pelas águas da chuva em Amambaí - MS	27
Figura 4 – Uso de SPMTs para reposição de ponte.....	29
Figura 5 – Nomenclatura dos elementos das pontes	30
Figura 6 – Esquema de ponte sem encontro.....	32
Figura 7 – Laje de transição	33
Figura 8 – Avanço dos lançamentos progressivos	34
Figura 9 – Ponte temporária na Ilha Bohol, Filipinas.....	38
Figura 10 – Montagem de ponte Pontoon na Itália, 1944.....	41
Figura 11 – Ponte Inglis	42
Figura 12 – Estrutura da ponte Callender-Hamilton	43
Figura 13 – Painel da Ponte em Viga Caixão sendo transportado por soldados	44
Figura 14 – Localização de pontes Bailey na 2ª Guerra Mundial	46
Figura 15 – Pontes Eiffel 1	47
Figura 16 – Pontes Eiffel 2	47
Figura 17 - Diagrama de Causas de Interdição de Pontes.....	49
Figura 18 – Árvore de falhas de bueiros	54
Figura 19 - Erosão devido ao efeito de ondas.....	57
Figura 20 - Esquema da erosão de margens devido à remoção do material da base	59
Figura 21 - Contenção dos taludes marginais utilizando borracha de pneus velhos (esquerda) e sacos de areia (direita), nas proximidades do Município de Brejo Grande/SE (março/2004)	60
Figura 22 - Enrocamento.....	61
Figura 23 - Gabião	62
Figura 24 - Implantação da bioengenharia de solos no talude marginal do rio São Francisco, no Perímetro Irrigado Cotinguiba-Pindoba: Talude antes da instalação (esquerda); Instalação do geotêxtil (centro); Talude 60 dias após a implantação (direita) (Período de julho/2004 a março/200	63

Figura 25 - Fases da implantação da bioengenharia nas margens do Rio Paramopama: Margem erodida (esquerda); Implantação do geotêxtil e colchão Reno (centro); Margem revegetada (direita) (Período de janeiro/2007 a março/2008)	63
Figura 26 - Estacaria viva.....	64
Figura 27 - Faxina	64
Figura 28 - Hidrossemeador.....	65
Figura 29 – Esquema representativo (à esquerda) e exemplo de utilização numa obra (à direita) de dreno linear contínuo.....	67
Figura 30 - Esquema representativo de drenos tipo barbacãs	67
Figura 31 - Esquema representativo de dreno horizontal profundo (DHP).....	68
Figura 32 - Esquema de uma bacia de dissipação.....	69
Figura 33 –Ponte provisória e construção da ponte permanente lado a lado ..	85
Figura 34 – Ponte ilhas Gregas (permanente)	86
Figura 35 – Ponte Rio Negro.....	86
Figura 36 – Processo de tomada de decisão	87
Figura 37 – Diagrama de processo de tomada de decisão	121
Figura 38 – Cronograma conceitual de ponte modular <i>versus</i> “customizada”	125
Figura 39 – Ciclo de vida de componentes modulares.....	128
Figura 40 – Diagrama de vida útil de componentes desmontáveis	129
Figura 41 – Ponte Bailey construída em uma de suas configurações convencionais.....	133
Figura 42 – Seção transversal genérica e convencional da Ponte Bailey (2 camadas e 2 andares).....	134
Figura 43 – Configurações convencionais	140
Figura 44 – Painel treliçado e seus parafusos.....	143
Figura 45 – Transversina e sua braçadeira	144
Figura 46 – Travamento Diagonal	145
Figura 47 – Quadro de travamento	145
Figura 48 – Raker.....	146
Figura 49 – Nervuras.....	147
Figura 50 – Montantes de apoio	148
Figura 51 – Apoios	149
Figura 52 – Rolete rotativo	150

Figura 53 – Rolete comum	151
Figura 54 – Rolete de transversina	151
Figura 55 – Macaco e calçamento do macaco	152
Figura 56 – Alavanca do painel treliçado	153
Figura 57 – Ligação do bico de lançamento.....	153
Figura 58 – Exemplo de Layout de Canteiro	155
Figura 59 – Funcionamento da ligação dos bicos de lançamento.....	161
Figura 60 – Flecha e contrapesos para vãos na configuração DS	162
Figura 61 – Sequência representativa da montagem do bico de lançamento	164
Figura 62 - Sequência representativa da montagem da ponte em si	166
Figura 63 - Término do lançamento da estrutura	167
Figura 64 - Macaqueamento da estrutura para substituição dos apoios	167
Figura 65 - Finalização da ponte com a instalação das rampas de acesso ...	168
Figura 66 - Mapa da região da interdição: 1 – entrada da cidade; 2 – local de interdição da via; 3 – via alternativa	177
Figura 67 – Mapa da região com destaque para a estação rodoviária.....	178
Figura 68 - Imagens aéreas da ruptura do início de 2015.....	179
Figura 69 – Galeria após rompimento e antes das obras de recuperação (jusante)	180
Figura 70 - Galeria após rompimento e antes das obras de recuperação (montante).....	180
Figura 71 - Vista interna da galeria rompida.....	180
Figura 72 - Obras de recuperação da galeria e da via	181
Figura 73 – Galeria após as obras de recuperação: montante (direita) e jusante (esquerda).....	181
Figura 74 - Ribeirão do Chá em época de seca (esquerda) e de chuvas (direita)	182
Figura 75 – Surgimento de novos problemas na Rua Salvador de Oliveira Leme	182
Figura 76 - Surgimento de novos problemas na Rua Salvador de Oliveira Leme	183
Figura 77 - Formato da nova galeria	184
Figura 78 - Vista aérea do local do incidente após obras de recuperação.....	184
Figura 79 – Levantamento planialtimétrico.....	187

Figura 80 – Seção transversal há poucos metros do deslizamento	187
Figura 81 – Seção transversal no local do deslizamento	188
Figura 82 – Localização das sondagens no levantamento planialtimétrico....	189
Figura 83 – Localização das sondagens	189
Figura 84 – Esquema com resultado das sondagens	190
Figura 85 – Solo do aterro.....	191
Figura 86 – Sub-bacia de projeto	193
Figura 87 – Posição relativa dos municípios	194
Figura 88 – Curva IDF T = 20 anos	195
Figura 89 – Composição do uso e ocupação do solo da bacia	198
Figura 90 – Hietograma excedente	200
Figura 91 – Hietograma total.....	200
Figura 92 – Hidrogramas unitários sintéticos	204
Figura 93 – Hidrogramas de projeto.....	205
Figura 94 – Hidrogramas de projeto com T = 100 anos	206
Figura 95 – Modelo de cálculo condição permanente NA baixo.....	208
Figura 96 – Modelo de cálculo condição permanente NA alto	209
Figura 97 – Resultados da condição permanente NA baixo	210
Figura 98 – Resultados da condição permanente NA alto	211
Figura 99 – Mapa com local de interdição e esquema da rota alternativa	213
Figura 100 – Avenida Salvador de Oliveira Leme	214
Figura 101 – Avenida Darci Ribeiro.....	214
Figura 102 – Menor distância entre erosão e final da via.....	216
Figura 103 – Ponte Bailey utilizada no caso de Manaus.....	218
Figura 104 – Instabilidade nos aterros rodoviários de Itapetininga	221
Figura 105 – Croqui da situação da galeria após o acidente por erosão regressiva.....	222
Figura 106 – Visão geral da solução	224
Figura 107 – Ruptura 1	228
Figura 108 – Ruptura 2	228
Figura 109 – Grampos verticais	230
Figura 110 – Implantação da ponte provisória 1	232
Figura 111 – Implantação da ponte provisória 2	232
Figura 112 – Desvio e controle do fluxo d'água 1	234

Figura 113 – Desvio e controle do fluxo d'água 2	234
Figura 114 – Limpeza.....	235
Figura 115 – Contenções provisórias.....	236
Figura 116 – Implantação de estrutura permanente 1.....	238
Figura 117 – Implantação de estrutura permanente 2.....	238
Figura 118 - Reaterro	240
Figura 119 – Acabamento e desmobilização.....	241
Figura 120 – Bermas de estabilidade opcionais.....	242
Figura 121 – Implantação das contenções em solo grampeado	243
Figura 122 – Indicação dos cortes em planta.....	244
Figura 123 – Corte A	245
Figura 124 – Corte B	245
Figura 125 – Corte C.....	246
Figura 126 – Implantação da ponte provisória	247
Figura 127 – Ilustração da curva de remanso tipo S2	250
Figura 128 – Revestimento de gabião: colchão e caixa – dimensões típicas.	256
Figura 129 - Relação: número de Froude x diâmetro médio das pedras x velocidade crítica.....	262
Figura 130 – Relação: parâmetro de deformação x coeficiente eficaz de Shields	264
Figura 131 - Modelo de cálculo de contenções	270
Figura 132 - Modelagem dos grampos.....	272
Figura 133 - Resultado do modelo da contenção em solo grampeado	273
Figura 134 – Galeria em Arco Parabólico.....	274
Figura 135 – Esquema do modelo em arco parabólico	276
Figura 136 – Modelo parabólico com forças.....	278
Figura 137 – Força normal na galeria parabólica	279
Figura 138 – Força cortante na galeria parabólica	280
Figura 139 – Momento fletor na galeria parabólica	281
Figura 140 – Deformada da galeria parabólica	282
Figura 141 – Âbaco de adimensionais para flexo-compressão	284
Figura 142 - Dimensões da seção transversal da galeria retangular	289
Figura 143 – Esquema do modelo da galeria retangular.....	290

Figura 144 - Esquema do modelo da galeria retangular com as forças atuantes	292
Figura 145 – Força normal na galeria retangular	293
Figura 146 - Força cortante na galeria retangular	294
Figura 147 – Momento fletor na galeria retangular.....	295
Figura 148 – Deformada da galeria retangular.....	296
Figura 149 – Modelo de cálculo condição permanente bermas de estabilização NA baixo.....	300
Figura 150 – Modelo de cálculo condição permanente bermas de estabilização NA alto.....	301
Figura 151 – Resultado condição permanente bermas de estabilização NA baixo.....	302
Figura 152 – Resultado condição permanente bermas de estabilização NA alto	303
Figura 153 - Locação da Ponte Bailey durante a obra	305
Figura 154 – Dimensões do veículo tipo de classe 45 e 30	307
Figura 155 - Tipo de fundação grelha 1	310
Figura 156 - Esquema representativo da estrutura no momento do lançamento	311

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1 – Comparação ente buscas: Português x Inglês	23
Tabela 2 - Rupturas de Pontes ao Redor do Mundo por Causa.....	51
Tabela 3 - Velocidades máximas admissíveis para materiais não coesivos (m/s), profundidade de 1 m	58
Tabela 4 - Velocidades máximas admissíveis para materiais coesivos (m/s), profundidade de 1 m	58
Tabela 5 - Divisão das OAEs do PROARTE por comprimento	70
Tabela 6 - Divisão das OAEs do PROARTE por largura	70
Tabela 7 – Divisão das OAEs do PROARTE por comprimento (discretização da categoria de pequena extensão)	71
Tabela 8 - Divisão das OAEs do PROARTE por estado (à esquerda, estados ordenados pelo número de OAEs e, à direita, ordenados pela área total das OAEs).....	72
Tabela 9 – OAEs do programa PROARTE da região sul (comprimento menor ou igual a 30 m).....	73
Tabela 10 - OAEs do programa PROARTE da região sudeste (comprimento menor ou igual a 30 m).....	74
Tabela 11 - OAEs do programa PROARTE da região centro-oeste (comprimento menor ou igual a 30 m).....	74
Tabela 12 - OAEs do programa PROARTE da região nordeste (comprimento menor ou igual a 30 m).....	75
Tabela 13 – Custos médios gerenciais do DNIT (Mês base: Janeiro/2009).....	77
Tabela 14 - Custos Médios Gerenciais do DNIT (Mês base: Maio/2014).....	77
Tabela 15 – Aumento dos Custos Médios Gerenciais de 2009 para 2014.....	77
Tabela 16 - Custo unitário para pontes de concreto.....	78
Tabela 17 - Resumo da Tabela 16 com separação por extensão da ponte	78
Tabela 18 - Custo unitário para pontes mistas	79
Tabela 19 - Custo unitário para pontes mistas da Setop.....	79
Tabela 20 - Custo unitário para pontes provisórias metálicas	80
Tabela 21 – Resumo geral dos custos unitários mais importantes	80
Tabela 22 - Informações a respeito dos custos unitários das pontes de concreto da Tabela 16	82

Tabela 23 - Informações a respeito dos custos unitários das pontes mistas das Tabelas 18 e 19.....	83
Tabela 24 - Custos unitários para as pontes provisória e permanente sobre o Igarapé do Gigante.....	84
Tabela 25 – Resumo configurações convencionais	141
Tabela 26 – Peso por módulo	141
Tabela 27 – Estimativa de tempos de construção.....	156
Tabela 28 – Configuração em função de carregamento, comprimento e risco	159
Tabela 29 – Valores de CN para áreas urbanas	197
Tabela 30 – Valores de CN para áreas rurais	197
Tabela 31 – Parâmetros de infiltração.....	199
Tabela 32 – Geometria da Bacia.....	202
Tabela 33 – Tempos de concentração da bacia.....	202
Tabela 34 – Parâmetros geomecânicos.....	207
Tabela 35 – Parâmetros e resultados para a Equação 25	249
Tabela 36 – Parâmetros do bueiro retangular	251
Tabela 37 – Cálculo do nível d'água ao longo da galeria.....	253
Tabela 38 - Parâmetros do bueiro parabólico	254
Tabela 39 - Cálculo do nível d'água ao longo da galeria parabólica	254
Tabela 40 – Parâmetros do tipo de colchão escolhido.....	257
Tabela 41 – Parâmetros para aplicação da fórmula de Manning	258
Tabela 42 – Verificação da tensão de arraste de fundo	260
Tabela 43 - Verificação da tensão de arraste de margem.....	261
Tabela 44 – Parâmetros para cálculo da velocidade crítica	262
Tabela 45 - Parâmetros para verificação da velocidade no contato colchão-solo	263
Tabela 46 – Verificação do controle das deformações.....	265
Tabela 47 – Parâmetros Geomecânicos	266
Tabela 48 – Valores de q_c	267
Tabela 49 – Adesões lineares	268
Tabela 50 – Parâmetros do arco parabólico.....	277
Tabela 51 – Resultados para seção da base do arco parabólico.....	283
Tabela 52 - Resultados para seção do topo do arco parabólico	285

Tabela 53 - Parâmetros e resultados de VRd1 e Vsd na base da galeria em arco	287
Tabela 54 - Parâmetros e resultados de VRd1 e Vsd no topo da galeria em arco	288
Tabela 55 – Parâmetros do solo e tensões atuantes na galeria retangular ...	291
Tabela 56 – Resultados para a laje superior da galeria retangular	297
Tabela 57 – Parâmetros e resultados de VRd1 e Vsd na laje superior da galeria retangular	298
Tabela 58 – Característica dos veículos-tipo.....	307
Tabela 59 – Características dos veículos e classes	308
Tabela 60 – Estimativa de custos da solução proposta	313
Tabela 61 – Estimativa de custos da solução realizada.....	313

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
1.1. Tema e Justificativa.....	19
1.2. Objetivos	20
1.3. Descrição do Trabalho	21
2. RELEVÂNCIA DO TEMA	23
2.1. Acadêmica	23
2.2. Socioeconômica	25
2.3. Mercado	29
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	30
3.1. Elementos Constituintes das Pontes.....	30
3.2. Métodos Construtivos de Pontes.....	33
3.3. Pontes Provisórias	35
3.4. Pontes Modulares	36
3.5. Aplicações de Pontes Modulares	37
3.6. Panorama Histórico.....	39
3.7. Causas de Interdição de Vias	47
3.8. Erosão.....	55
3.9. Caracterização das Falhas de Pontes no Brasil e Justificativa da Extensão de Estudo.....	69
3.10. Custos de Pontes.....	76
3.11. Tomada de Decisão e Ferramentas.....	87
3.12. Conceitos de Gestão de Riscos.....	92
3.13. Aspectos Financeiros e Econômicos Relacionados.....	94
4. VIABILIDADE SOCIOECÔNOMICA DE PONTES PROVISÓRIAS	96
4.1. Interdição de Vias e Pontes Provisórias sob a Ótica da Gestão de Riscos.....	96

4.2. Interdição de Vias e Pontes Provisórias sob a Ótica de <i>Multi-Criteria Decision Making (MCDM)</i>	99
4.1. Análise Crítica e Proposta de Mecanismo Qualitativo para Tomada de Decisão.....	116
5. VIABILIDADE DE PONTES MODULARES.....	122
5.1. Pontes Modulares X Pontes “Customizadas”	122
5.2. Pontes Modulares como Ferramenta de Gestão de Riscos	123
5.3. Pontes Modulares como Modelo de Negócios	130
5.4. Análise Crítica	131
6. ASPECTOS TÉCNICOS DA PONTE BAILEY	133
6.1. Aspectos Estruturais	134
6.2. Tipos de configurações	139
6.3. Descrição dos principais componentes	142
6.4. Descrição dos principais equipamentos e ferramentas de montagem	149
6.5. Aspectos de Canteiro e Planejamento	154
6.6. Procedimentos de projeto segundo o Manual do US ARMY, 1986... ..	156
6.7. Método Construtivo	163
7. ELEMENTOS DE UMA RECUPERAÇÃO COM PONTE PROVISÓRIA MODULAR	169
7.1. Fundações da Ponte Provisória	169
7.2. Encontros	171
7.3. Capacidade de Tráfego e Operação	172
7.4. Interferência com Obras dos Elementos Permanentes	174
8. ESTUDO DE CASO – PROPOSTA DE RECUPERAÇÃO COM O EMPREGO DE UMA PONTE PROVISÓRIA MODULAR.....	176
8.1. Descrição do Objeto de Estudo.....	177
8.2. Estudos Preliminares	185

8.3. Estudo Hidrológicos	191
8.4. Estudo de Estabilidade Geotécnica da Via Permanente	206
8.5. Estudos de Viabilidade Socioeconômica.....	212
8.6. Diagnóstico do Problema	219
8.7. Visão Geral da Solução de Recuperação Proposta	224
8.8. Sequência Executiva da Recuperação.....	226
8.9. Locação das Obras de Recuperação	242
8.10. Concepção e Pré-Dimensionamento dos Elementos Permanentes da Solução de Recuperação.....	247
8.11. Concepção da Ponte Provisória Modular	304
8.12. Estimativa de custos	312
8.13. Análise Crítica da Solução	314
9. CONCLUSÃO	317
10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	320
ANEXO A – Tabelas e Figuras Referentes à Ponte Bailey	330
ANEXO B – Questionário sobre a Obra de Itapetininga.....	341
ANEXO C – Cálculos de Hidrologia	343

1. INTRODUÇÃO

1.1. Tema e Justificativa

A interdição de vias mostra-se como um evento relativamente recorrente no Brasil. Em geral, é causada por fenômenos meteorológicos – principalmente chuvas intensas típicas do clima tropical brasileiro. No caso, esse tipo de situação pode ser caracterizado pela necessidade de uma resposta rápida. Quando existe tal necessidade, esta pode ser realizada por meio da utilização de uma ponte provisória, montada apenas para restabelecer o tráfego de veículos e pessoas enquanto a ponte permanente é projetada e construída.

No contexto dessas aplicações, as pontes modulares figuram como uma moderna e flexível tecnologia. O presente relatório trata sobre a análise de estruturas de pontes provisórias modulares em sua aplicação em situações de emergência.

Uma vez que a interdição de uma via leva à interrupção do tráfego, é importante considerar as consequências dessa interrupção, como a possibilidade de interrupção ou ônus às atividades econômicas, sociais e urbanas. Tais interrupções podem levar a grandes perdas materiais. Em casos extremos, vidas também podem ser perdidas quando a população se arrisca em travessias improvisadas. Dessa forma, verifica-se a importância desse estudo de um ponto de vista não só acadêmico, mas também social.

O tema mostra-se bastante interdisciplinar, uma vez que engloba assuntos de diversas áreas, por exemplo:

- Tipos de fundações e conceitos a respeito de solos;
- Erosão hidráulica nos encontros e fundações;
- Estudo do comportamento das enchentes responsáveis pelos danos nas pontes e conceitos de hidrologia;
- Interferência nas rotas percorridas pela população afetada e conceitos de transportes;
- Escolha do material mais apropriado, considerando as necessidades a serem atendidas pelas pontes provisórias;

- Estudo de materiais e métodos construtivos alternativos;
- Estudo das possíveis causas de ruína e interdição de uma ponte;
- Sistemas estruturais de pontes e a interface entre o dimensionamento, análise estrutural e método construtivo.

Desta maneira, este trabalho propõe-se a estudar obras de recuperação de vias interditadas com aplicação de pontes provisórias modulares. Reconhece-se a profunda interdisciplinaridade do tema. Com efeito, trata-se de uma área com fortes aspectos técnicos, mas também indissociável de seus impactos sociais e interface com sistemas logísticos. A ideia da análise de uma estrutura para ser usada em situação de emergência surgiu da intenção do grupo em procurar um tema que tivesse um impacto social relevante e que apresentasse uma interface com sistemas logísticos, possibilitando a execução de análises socioeconômicas.

1.2. Objetivos

O trabalho aborda, basicamente, três objetivos principais ligados a pontes provisórias.

O primeiro objetivo foca na identificação e estudo do comportamento dos fatores que regem a viabilidade socioeconômica de pontes provisórias. Em outras palavras, será estudado em quais casos é vantajosa a execução de uma ponte provisória, considerando aspectos de diversas naturezas.

Depois de estudada a viabilidade socioeconômica de pontes provisórias, o segundo objetivo tem a intenção de estudar as condições que viabilizam as pontes provisórias e modulares. Dessa forma, pretende-se estabelecer os prós e contras de uma estrutura modular frente a uma ponte provisória projetada especificamente para uma dada situação.

Finalmente, o terceiro objetivo inclui a estruturação de conhecimentos técnicos a respeito do estado da arte de ponte provisórias modulares, bem como dos demais elementos envolvidos nas obras de recuperação e sua relação com a estrutura provisória. Tais conhecimentos serão então integrados e aplicados

em um estudo de caso que propõe e analisa uma solução de recuperação de uma via brasileira interditada, com aplicação de ponte provisória modular.

1.3. Descrição do Trabalho

Esse trabalho corresponde à versão final do Trabalho de Formatura a ser desenvolvido pelo presente grupo. Apresenta os estudos, análises e considerados pertinentes para atingir os objetivos postulados na seção 1.2.

Nesse trabalho, primeiramente, na seção 2, apresenta-se um argumento que busca justificar a ampla relevância do tema nesse trabalho abordado. Esse argumento aborda âmbitos acadêmicos, socioeconômicos e de mercado.

Em seguida, na seção 3, busca-se estruturar uma sólida e abrangente revisão bibliográfica. Nessa seção reuniram-se e formalizaram-se as informações julgadas relevantes para cimentar os argumentos desenvolvidos no restante do trabalho.

A seção 4, por sua vez presta-se a abordar o primeiro objetivo do trabalho – definir quais fatores influenciam a viabilidade socioeconômica de pontes provisórias. Para tal, lança-se mão dos conceitos de Gestão de Riscos e *Multi-Criteria Decision Making*.

A seção 5 prestar-se-á à abordagem do segundo objetivo do trabalho – definir os fatores que influenciam a viabilidade socioeconômica de pontes modulares. Para tal, a viabilidade da tecnologia será avaliada segundo a ótica de diversos *stakeholders*.

As seções 6, 7 e 8 abordam o terceiro objetivo do trabalho.

A seção 6 apresenta uma detalhada descrição de aspectos técnicos da Ponte Bailey – estruturas, componentes, método construtivo, procedimentos de projeto. Essa seção justifica-se no reconhecimento da Ponte Bailey como tecnologia determinante do estado da arte de Pontes Modulares.

A seção 7 apresenta uma visão dos principais elementos de uma recuperação com uso de pontes provisórias modulares. Busca-se assim, situar a ponte provisória modular nas especificidades de cada recuperação, destacando suas interferências e inter-relações com os demais elementos das obras.

Por sua vez, a seção 8 reúne os conhecimentos desenvolvidos ao longo do trabalho, desenvolvendo um estudo de caso. Tal estudo propõe uma solução de recuperação para uma via brasileira interditada com uso de ponte provisória modular. Explora a concepção e dimensionamento ou pré-dimensionamento dos diversos elementos multidisciplinares da solução, incluindo uma ponte provisória modular.

Finalmente, a seção 9 sintetiza as conclusões extraídas ao longo do presente trabalho e vislumbra as atividades a serem realizadas na segunda etapa do trabalho.

2. RELEVÂNCIA DO TEMA

A relevância da análise de pontes provisórias com aplicação em situação de emergência pode ser dividida em três grandes áreas de interesse, a acadêmica, a socioeconômica e de mercado.

2.1. Acadêmica

Após a realização de algumas pesquisas, percebeu-se que há pouca bibliografia nacional acerca do tema. A título de comparação, foi usado o mecanismo de busca de artigos acadêmicos *Google Scholar* (Google Acadêmico) para pesquisar por palavras chaves relacionadas ao tema em questão. Ao comparar os resultados relevantes das pesquisas entre os mesmos termos, num primeiro momento grafado em português e, a seguir, em inglês, foi possível confirmar a carência de bibliografia nacional relevante quanto ao tema em questão, conforme mostra a Tabela 1.

Tabela 1 – Comparação ente buscas: Português x Inglês

Resultados	Português	Inglês
Ponte(s) modular(es)/Modular bridges	4	165
Pontes emergenciais/Emergency bridges	2	118

Fonte: própria

Quanto aos artigos sobre pontes modulares em português, o primeiro deles refere-se a uma tese de dissertação de mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos - USP sobre “Sistemas de treliças modulares para pontes de madeira: uma boa alternativa para o Estado do Pará”. Já o segundo, é uma tese de doutorado da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da USP sobre “Panorama e cronologia do desenvolvimento do design de produto no Rio de Janeiro”, que citava pontes modulares que podiam ser guardadas em *buggys*. O terceiro artigo apresenta um trabalho de conclusão de curso da UNESP sobre “Pontes de madeira para pequenos vãos para situações emergenciais”. Quanto ao quarto, disserta sobre uma tese de doutorado da UFRJ sobre “Ponte Desmontável em Material Compósito de Fibra de Vidro”.

Um dos artigos que aparecem ao buscar por pontes emergenciais em português é o mesmo trabalho de conclusão de curso da UNESP citado

anteriormente. Já o segundo outro artigo é sobre “Impressão 3D de Pontes Emergenciais Baseado nas Competições de Pontes de Macarrão” e foi feito para a ABENGE - Associação Brasileira de Ensino de Engenharia.

A relevância acadêmica também se mostrou presente como fator motivacional por ser um tema complexo e desafiador que não foi estudado na graduação. Outra questão que despertou o interesse de estudo foi a necessidade de procurar entender os problemas políticos e institucionais relacionados ao uso de pontes provisórias no Brasil.

Segundo o jornal Folha de Boa Vista, 2015; no município de Caroebe, região Sul do Estado de Roraima, moradores faziam apelos para que o Governo do Estado reformasse a ponte sobre o rio Caroebe. Esta ponte já demonstrava sinais de que não suportaria o período de chuvas e o peso dos caminhões que transportam gado e banana, uma vez que o município é o principal produtor em Roraima. Mesmo assim, a ponte cedeu após um caminhão cair nas águas, levando parte da estrutura e deixando a população isolada. Dois meses depois de a ponte ceder, o Governo decretou situação de emergência (FOLHA DE BOA VISTA, 2015).

Os trâmites burocráticos foram as razões apontadas pelo Governo do Estado para a demora em decretar a situação de emergência. Segundo o governador, a prefeitura de Caroebe já tinha decretado situação de emergência e era esperado que a prefeitura resolvesse o problema. Como isso não ocorreu, o Governo do Estado decidiu, então, se programar para assumir a obra da ponte (FOLHA DE BOA VISTA, 2015).

Ao decretar situação de emergência, o Governo pode realizar a contratação direta de uma empresa para a construção da ponte, sem precisar esperar o tempo necessário para seguir os trâmites burocráticos previstos em uma licitação pública (FOLHA DE BOA VISTA, 2015).

2.2. Socioeconômica

Do ponto de vista socioeconômico, as principais questões envolvem a interrupção do tráfego de passageiros e cargas, a necessidade de respostas a situações de emergência e a frequência elevada com que ocorrem as interdições de vias durante o período chuvoso no Brasil.

A grande quantidade de casos de interdição e ruptura que ocorrem em decorrência de fortes chuvas no Brasil é ilustrada pelo caso do município de Caarapó (MS). No caso, de novembro de 2015 a janeiro de 2016 9 pequenas pontes ruíram (PREFEITURA MUNICIPAL DE CAARAPÓ, 2016).

Em Riachão do Jacuípe a 200 km de Salvador - BA, por exemplo, a população ficou “ilhada” após o Rio Boqueirão transbordar e parte da ponte, na altura do km-428, da BR-324 ceder com a força da água. Isso ocorreu devido às fortes chuvas que ocorreram na região. Cerca de 150 famílias foram afetadas. Foram necessários cinco dias de interdição para reconstruir a ponte (G1 BAHIA, 2016).

Já em Mairinque - SP, a queda de uma ponte, que teve sua estrutura arrastada pela enxurrada provocada pelas águas da chuva, interrompeu o principal acesso da zona rural com a cidade de Sorocaba – SP. Essa ponte é de extrema importância na região, pois além de servir de itinerário de ônibus, é muito usada por quem trabalha e estuda em Sorocaba. Mas o grande problema social desse ocorrido vem do risco à vida dos moradores da região que se arriscam a atravessá-la em uma passagem improvisada (Figura 1) com pedaços de madeira. (G1 SOROCABA E JUNDIAÍ, 2016).

Figura 1 – Passagem improvisada



Fonte: (G1 SOROCABA E JUNDIAÍ, 2016)

Nesse último caso, segundo informa o jornal do interior paulista O Democrata, 2016, a prefeitura local teve de desembolsar recursos próprios além de contar com a mão de obra da população local para reconstruir a ponte (Figura 2) que demorou 20 dias para ser reconstruída graças ao empenho dos moradores locais (O DEMOCRATA, 2016).

Figura 2 – Ponte improvisada construída pela população local



Fonte: (O DEMOCRATA, 2016)

Ainda quanto ao aspecto social, através de uma série de reportagens e notícias vinculadas nos jornais, é possível perceber a magnitude do impacto causado na vida da população com a queda de uma ponte e o tempo necessário para que o cotidiano do cidadão volte ao normal, o que ocorre apenas quando a ponte é reconstruída.

Já em termos de perdas econômicas, tem-se o custo com as recuperações, bem como os entraves na liberação de verbas para que essas aconteçam, além da perda efetiva gerada pela falta de transportes e consequente dificuldade na comercialização de mercadorias.

O município de Amambaí - MS, segundo o jornal Diário MS, 2015, estima em pelo menos R\$ 5 milhões o montante necessário para a construção de novas pontes, dessa vez de estrutura de concreto armado. As 12 pontes, que foram levadas pela água (Figura 3) ou estão comprometidas nos limites com municípios vizinhos, eram de madeira. Adicionalmente, essas estradas passam ainda por uma importante região produtora de soja, com produção de cerca de 60 sacas de soja por hectare que ficam com o seu escoamento rumo à exportação comprometidos em situações como essa (DIÁRIO MS, 2015).

Figura 3 – Ponte de madeira levada pelas águas da chuva em Amambaí - MS



Fonte: (DIÁRIO MS, 2015)

Segundo o prefeito da cidade de Amambaí, apenas declarar situação de emergência não adianta se não houver dinheiro em caixa. Para auxiliar

municípios como esse, é necessário que o Governo Federal libere recursos, mas o dinheiro de uma emenda que antes demorava cerca de 6 meses para ser liberado, atualmente demora mais ou menos uns 2 anos (DIÁRIO MS, 2015). O secretário de Obras do Estado ainda aponta que se o Estado utilizar recursos próprios para reconstruir as pontes, dificilmente haverá ressarcimento por parte da União, por isso precisam aguardar a verba federal (PREFEITURA MUNICIPAL DE CAARAPÓ-MS, 2016).

Ainda no Mato Grosso do Sul, de acordo com o jornal Brasil Notícia, 2016, o Estado já investiu R\$ 8 milhões em contratos emergenciais para recuperação de pontes danificadas, em função das fortes chuvas, segundo a governadora em exercício. E está no planejamento do Governo o investimento de R\$ 56 milhões para continuar esta recuperação, principalmente em locais estratégicos, onde a ruptura de pontes atrapalha o acesso a cidades e regiões do Estado, gerando prejuízo econômico e transtorno a população local (BRASIL NOTÍCIA, 2016).

A intenção é que a safra não tenha todo o prejuízo que as autoridades estão temendo, já que sem analisar esta possibilidade e este quadro, já se cogitou a perda de R\$ 100 milhões dos municípios afetados. Portanto, todo investimento de R\$ 64 milhões se justifica para tentar minimizar tamanha perda (BRASIL NOTÍCIA, 2016).

De todo o montante, o Governo Federal conseguiu liberar o repasse de R\$ 22 milhões para reconstrução de 30 pontes de estradas vicinais que caíram por causa das chuvas que atingiram Mato Grosso do Sul nos últimos meses. Mais de 90 pontes caíram ou foram destruídas no estado, porém, a Defesa Civil considerou que apenas 30 realmente foram danificadas devido às chuvas e serão reconstruídas em estruturas de concreto, beneficiando 13 municípios. Já as outras 60 pontes, podem ser recuperadas de outra forma, segundo a Defesa Civil (CAMPO GRANDE NEWS, 2016).

No que se refere ao panorama econômico internacional, na Flórida – EUA, em 2006, foram usados *SPMTs (Self-Propelled Modular Transporter)*, “conjuntos

modulares auto-propelidos”, para remover 2 conjuntos de estrutura de cerca de 22 m de comprimento e 9 m de largura da *Graves Avenue Bridge* que cruza a *I-4 (Interstate 4)* a nordeste de Orlando, Flórida. Cada remoção demorou menos de uma hora e meia. Sete meses depois, continuando com o alargamento da *I-4*, os *SPMTs* foram usados novamente para instalar 2 conjuntos de 8 vigas de concreto pré-tensionadas de 2 m de altura já com o tabuleiro de concreto de 20 cm de espessura, tudo pesando 1300 toneladas. A *I-4* foi interditada por apenas algumas horas para a instalação de cada conjunto. O uso dos *SPMTs* reduziu o fechamento da *Graves Avenue Bridge* de 12 meses para 8 meses e reduziu também o fechamento das faixas da *I-4* de 32 noites para apenas 4 noites. Pelo que foi possível reduzir de tempo de projeto, a economia foi de U\$ 2,2 milhões de custos a menos para os usuários (RALLS, Spring 2007).

Figura 4 – Uso de SPMTs para reposição de ponte



Fonte: (RALLS, Spring 2007)

2.3. Mercado

Da perspectiva de mercado, há poucas empresas que executam esse tipo de serviço no Brasil, pois muito do que é realizado no país relacionado a pontes provisórias fica a cargo do Corpo de Engenheiros do Exército Brasileiro, que é geralmente responsável pelo projeto, transporte e montagem dessas estruturas.

Houve grande dificuldade de se encontrar fabricantes brasileiros. A EcoPontes, uma das empresas encontradas, afirma ser a única fabricante de pontes temporárias e emergenciais do Brasil. Chamada de *EcoTruss*, sua ponte provisória é uma versão moderna das famosas pontes inglesas Bailey (ECOPONTES, n.d.).

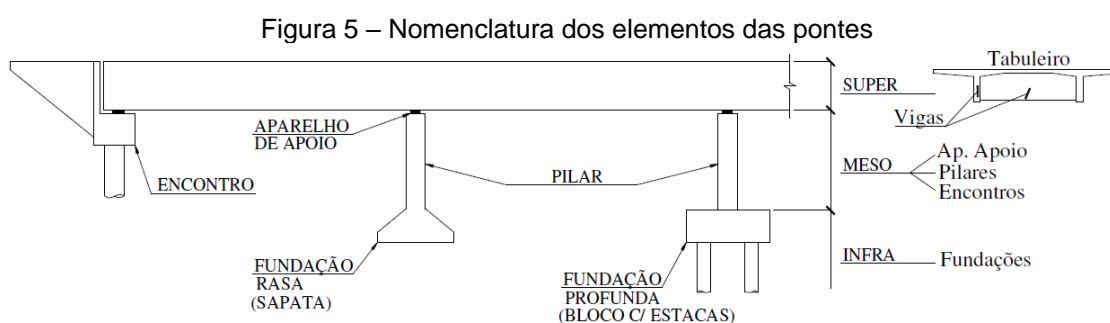
Outra empresa brasileira encontrada foi a NTC Moldes e Plásticos que não é especialista em pontes, mas possui píeres flutuantes que podem servir como pontes flutuantes em situações emergenciais. O *PierPlas* é uma solução de tecnologia inovadora e modular direcionada à construção de píeres, cais e atracadouros flutuantes em material plástico (NTC MOLDES E PLÁSTICOS, n.d.).

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Elementos Constituintes das Pontes

Os elementos constituintes das pontes se dividem entre 3 categorias principais, conforme Figura 5 (STUCCHI e SKAF, 2006):

- Superestrutura
- Mesoestrutura
- Infraestrutura



Fonte: (STUCCHI e SKAF, 2006)

3.1.1. Superestrutura

A superestrutura vence o vão necessário a ser transposto pela ponte e recebe diretamente as cargas provenientes do tráfego dos veículos, transmitindo-as à mesoestrutura. É normalmente denominada de tabuleiro ou estrado, sendo

composta de vigamento longitudinal (vigas principais ou longarinas), de vigamento transversal (transversinas) e das lajes superior, e inferior (no caso de estrado celular) (VITÓRIO, 2002).

3.1.2. Mesoestrutura

A mesoestrutura, cuja função é conduzir as cargas da superestrutura para as fundações, é constituída pelos aparelhos de apoio, pilares, travessas e encontros (VITÓRIO, 2002). É a responsável pelo suporte da superestrutura.

3.1.3. Infraestrutura

A infraestrutura é composta apenas pelas fundações das pontes. Tem a finalidade de receber as cargas da estrutura, transmitindo-as para o solo. Deve garantir também a fixação da ponte ao terreno. Pode ser direta (sapatas) ou profunda (estacas ou tubulões) (VITÓRIO, 2002).

3.1.4. Aterros compactados, encontros e lajes de transição

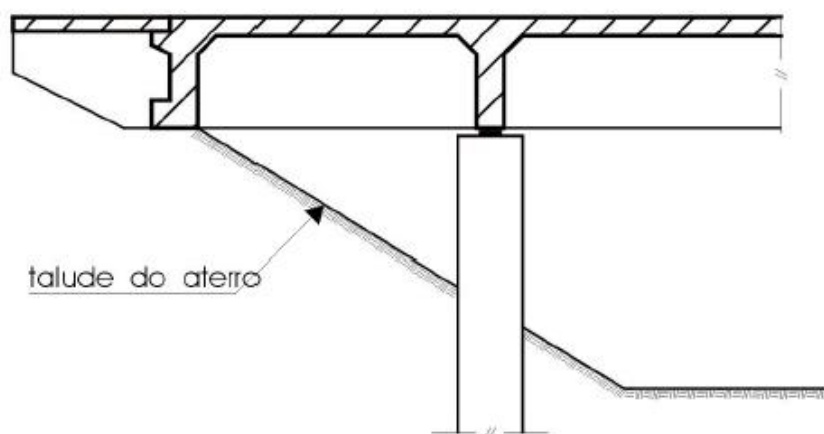
A seguir serão detalhados alguns elementos das pontes que merecem uma definição mais precisa, já que seu uso será recorrente no desenvolvimento do presente trabalho.

Aterros são segmentos de rodovia cuja implantação requer depósito de materiais provenientes de cortes e/ou de empréstimos no interior dos limites das seções de projeto que definem o corpo estradal. Já compactação é uma operação por processo manual ou mecânico, destinada a reduzir o volume dos vazios de um solo ou outro material, com a finalidade de aumentar-lhe a massa específica, resistência e estabilidade (IPR - INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS, 2009). Alguns dos objetivos da compactação de aterros são: reduzir futuros recalques, aumentar a rigidez e a resistência do solo e reduzir a permeabilidade (PINTO, 2006). Esse acréscimo de resistência do solo do aterro será essencial para os apoios das fundações das pontes provisórias. Em alguns casos são usados aterros invadindo o curso d'água para diminuir o vão necessário a ser vencido pela ponte temporária.

Os encontros, utilizados em determinados tipos de obras, são elementos que, além de receberem as cargas provenientes da superestrutura, fazem a contenção dos aterros nas extremidades da ponte, recebendo, também, os empuxos horizontais causados por esses aterros (VITÓRIO, 2002).

Em alguns casos, em especial nas pontes rodoviárias de pequeno e médio porte, é usual a eliminação dos encontros, que são substituídos por balanços nas extremidades da superestrutura (Figura 6). É previsto, nesses casos, taludes com inclinação e proteção adequadas para os aterros de acesso (VITÓRIO, 2002).

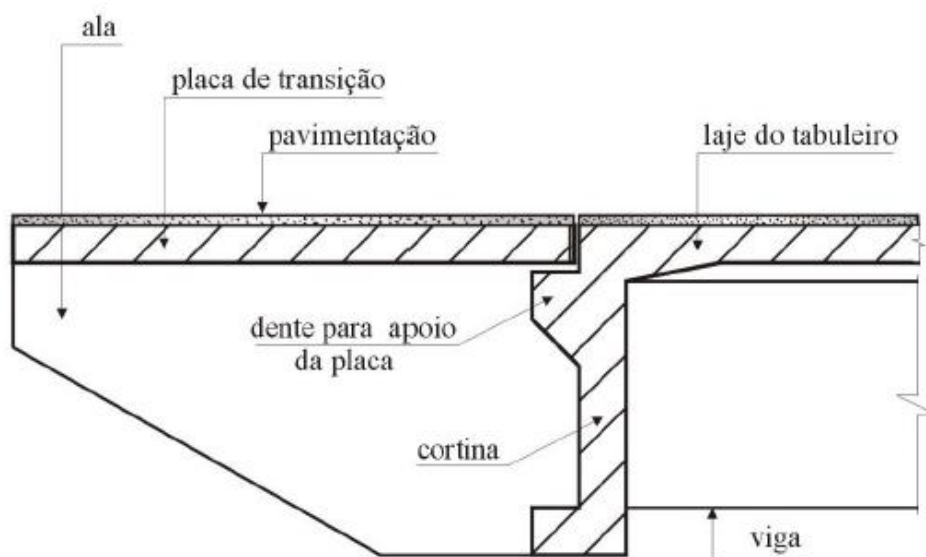
Figura 6 – Esquema de ponte sem encontro.



Fonte: (VITÓRIO, 2002)

Como um dos elementos da superestrutura, têm-se as placas ou lajes de transição. É uma laje, de concreto armado, apoiada, de um lado, numa extremidade da ponte, e do outro lado, apoiada no terrapleno, conforme Figura 7. A finalidade da placa de transição é amenizar a diferença de nível entre o aterro das cabeceiras e o estrado da ponte, provocada por recalques do terrapleno ao longo do tempo (VITÓRIO, 2002).

Figura 7 – Laje de transição



Fonte: (VITÓRIO, 2002)

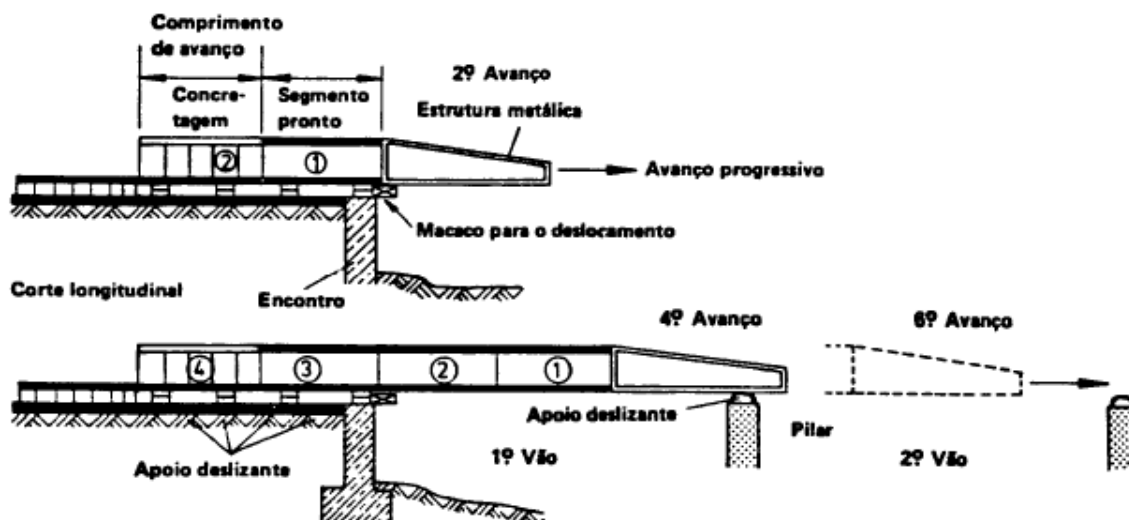
3.2. Métodos Construtivos de Pontes

Dentre os diversos tipos de métodos construtivos de pontes, destaca-se, para a aplicação com pontes provisórias modulares, o método dos lançamentos progressivos, que é utilizado pela ponte Bailey com algumas adaptações. Por esse motivo, este método será o único a ser mais detalhado nesta revisão bibliográfica.

3.2.1. Lançamentos progressivos

O processo de execução por lançamentos progressivos ou incrementos sucessivos inicia-se com a fabricação do segmento atrás do encontro, com comprimento igual ao comprimento de avanço. O avanço é feito progressivamente, sem apoio, de pilar a pilar por meio de deslizamento da estrutura por macaqueamento (STUCCHI e SKAF, 2006). Um esquema do avanço pode ser conferido na Figura 8.

Figura 8 – Avanço dos lançamentos progressivos



Fonte: (STUCCHI e SKAF, 2006)

É necessário um terreno muito bom que possa suportar fundação rasa ou estacas, pois o canteiro não pode recalcar durante a construção. Pilares, encontros e canteiro devem ter precisão de nível, pois o seu desnivelamento destrói os aparelhos de deslizamento usados nos pilares. Esses aparelhos são usados tanto como guias horizontais de deslizamento como guias laterais para evitar que o lançamento se desloque lateralmente (em planta).

É desejável que o bico metálico ou treliça de lançamento tenha comprimento correspondente a 60% do vão, para poder ultrapassá-lo e apoiar-se no pilar seguinte. É feito o uso de macaco hidráulico na ponta do bico de lançamento para corrigir pequenos desníveis de balanço que venham a ocorrer.

A obra pode ser executada em duas fases para ganhar mais produtividade, concretando-se a laje de fundo das seções celulares num primeiro momento e já as reposicionando para concretar o restante depois, enquanto se faz uma nova concretagem de laje de fundo da seção seguinte (STUCCHI e SKAF, 2006).

O uso de lançamentos progressivos requer alguns cuidados como:

- Precisão de nivelamento e de forma de modo a evitar que erros de geometria provoquem esforços adicionais inaceitáveis (equivalentes aos gerados por recalques de apoio);

- Influência do método construtivo no cálculo. Como a estrutura é lançada inclusive com o “bico” em balanço, é essencial verificar as fases construtivas. Note-se que ao longo do lançamento uma mesma seção passa ora pelo momento máximo, ora pelo momento mínimo, o que exige dela capacidade de suportá-los.
- Tratar as juntas - jatear com água o concreto e molhar abundantemente antes da concretagem seguinte;
- Cuidado com as interferências que podem impedir o movimento das formas (STUCCHI e SKAF, 2006).

3.3. Pontes Provisórias

Quando o fator tempo é analisado, as pontes se dividem entre permanentes e provisórias. Pontes provisórias são estruturas que, no momento de sua instalação, já possuem previsão de data e método de sua desinstalação e remoção. Isso é, devem permitir montagem e desmontagem simples, rápida e econômica e, em geral, reuso.

Enquanto uma ponte permanente está sendo reparada ou recolocada, o tráfego deve continuar desimpedido, particularmente em áreas urbanas. A abordagem tradicional de fechar faixas de rolamento enquanto o trabalho progride em uma seção da ponte de cada vez resulta em atrasos no tráfego e acarreta riscos aos motoristas e aos trabalhadores da construção civil. Uma alternativa é o uso de uma ponte provisória ou temporária durante as obras, o que permite que todas as seções da ponte existente sejam reparadas simultaneamente. Cada vez mais, empreiteiros – reconhecendo custos de ciclo de vida, o tempo e a facilidade de montagem e os custos indiretos como a manutenção do tráfego e a segurança – percebem que pode ser mais rentável contratar uma ponte temporária, principalmente se esta for modular (SHAKER e GREENWALD, 1994).

Pontes provisórias também podem ser utilizadas como pontes de emergência. Após a ocorrência de um desastre natural, como as recorrentes enchentes no Brasil, as pontes definitivas das regiões afetadas podem colapsar ou serem interditadas ou isso pode ocorrer por meio da ação humana através das

colisões de veículos de transporte. Em qualquer uma dessas situações de emergência, as pontes modulares são especialmente efetivas, principalmente quando se requer pontes provisórias que devem ser de rápida montagem ou construção.

3.4. Pontes Modulares

Entende-se por pontes modulares, estruturas já pré-fabricadas, ou seja, que possuem suas peças e projetos prontos antes da necessidade de sua utilização. Isso gera a promessa de rapidez de atendimento em caso de uma situação emergencial. São conhecidas por ter projeto e método construtivo que permitem flexibilidade de uso em diferentes vãos e geometrias diversas. Recebem esse nome devido a sua composição por módulos cuja repetição faz com que o transporte, montagem e construção da estrutura sejam facilitados.

Para entender o potencial das pontes modulares, é útil compará-las com as pontes convencionais em termos de custos, desempenho e velocidade de construção. Apesar das ofertas variarem muito dependendo do empreiteiro, área geográfica e outras considerações, os custos de materiais para uma ponte modular em determinado projeto são aproximadamente os mesmos ou ligeiramente mais altos do que os praticados nas pontes tradicionais de concreto e de aço. No entanto, em outras áreas envolvendo custos – como engenharia, tempo de construção, requisitos trabalhistas, manutenção e reparo – a abordagem modular parece ser menos cara (SHAKER e GREENWALD, 1994).

Isso acontece porque, primeiramente, pontes convencionais são projetadas caso a caso, enquanto pontes modulares usam componentes pré-concebidos adaptáveis, que, por sua vez, reduzem a quantidade de tempo de engenharia necessária. Já pontes modulares, particularmente aquelas que consistem de painéis ou componentes desmontáveis, podem ter seus módulos eficientemente embalados em contêineres, permitindo que mais componentes sejam transportados por caminhões. A maior economia de custo, no entanto, é proveniente da montagem. Pontes convencionais necessitam de intensa mão-de-obra: equipes devem trabalhar com as matérias-primas da ponte e com os

demais componentes no canteiro de obras. No entanto, uma equipe menor pode usar componentes prontos para montar uma ponte modular. Como consequência disso, pontes convencionais geralmente levam semanas ou meses para serem construídas comparado a horas ou dias necessários para erguer as pontes modulares (SHAKER e GREENWALD, 1994).

Pontes modulares também são efetivas em locais ambientalmente sensíveis. Com o uso de pontes convencionais, o local frequentemente deve ser adaptado para atender aos requisitos da ponte, afetando significativamente o terreno e o ecossistema da região. Com um sistema modular, novas seções podem ser montadas a partir das anteriores, ao invés de a partir de um pilar construído previamente no leito do curso d'água. Intrusões ao local são minimizadas, fazendo este tipo de sistema de ponte especialmente atrativo, por exemplo, em áreas pantanosas.

Finalmente, grandes reparos de uma ponte convencional podem diminuir consideravelmente o tráfego, gerando congestionamento. Já a modularidade permite uma substituição rápida de componentes danificados sem paralisar as operações da ponte (SHAKER e GREENWALD, 1994).

3.5. Aplicações de Pontes Modulares

3.5.1. Situações de emergência

Pontes provisórias modulares são de extrema utilidade na recuperação de desastres. Em situações de emergência, é comum ter-se a necessidade de atravessar obstáculos para chegar a um local de forma rápida e segura. Seja no transporte de pessoas para um local abrigado ou na construção de um acesso para envio de suprimentos, pontes temporárias desempenham um papel importante no alívio de desastres. A modularidade da estrutura também é fundamental, uma vez que a construção da nova ponte é consideravelmente mais rápida se todas as peças já estiverem prontas para montagem.

Como exemplo, tem-se o caso do terremoto de 2013 na Ilha Bohol, nas Filipinas. Na época, um terremoto de magnitude 7.2 na escala Richter danificou

inúmeras casas, edifícios e estruturas, afetando mais de 40000 pessoas na ilha (MABEY BRIDGE, 2016). Dentre essas estruturas estava uma ponte responsável por ligar uma pequena comunidade ao resto da população. Com a interdição da ponte, tornou-se impossível acessar a comunidade por meios de transporte terrestres, sendo a travessia por barco a única forma de levar suprimentos para o povoado.

Uma ponte modular foi encomendada e, em menos de duas semanas, já havia sido construída e colocada em operação. Isto foi possível porque as peças da estrutura já estavam fabricadas e somente a montagem foi feita no local. A Figura 9 apresenta a estrutura danificada e a ponte provisória já em fase final de construção.

Figura 9 – Ponte temporária na Ilha Bohol, Filipinas



Fonte: (MABEY BRIDGE, 2016)

3.5.2. *Locação remota com acesso e espaço restritos*

Pontes modulares são frequentemente utilizadas quando não é viável construir uma ponte definitiva devido à falta de espaço para canteiro de obras ou dificuldade de acesso de equipamentos pesados. Em geral, obras de pontes definitivas necessitam de um espaço grande de canteiro para acomodar equipamentos, instalações e até o lançamento da estrutura, a depender de seu

método construtivo. Além disso, é importante ter vias de acesso em boas condições para a chegada de concreto ou de grandes peças pré-moldadas.

No caso de estruturas modulares, a necessidade de espaço amplo e acesso de boas condições diminuem. É fato que a montagem das peças da ponte e seu lançamento ainda exigem espaço de canteiro. Entretanto, esta área pode ser muito menor porque não ocorre uso de equipamentos pesados e a estrutura pode ser empurrada na medida em que ela é construída (devem ser feitas verificações para garantir que há contrapeso a fim de evitar flecha excessiva durante o lançamento). Além disso, em último caso, o transporte de peças pode ser feito manualmente, sem a exigência de uma via de acesso para veículos.

3.5.3. Reutilização de peças para aplicações provisórias

Outra situação em que a aplicação de pontes modulares é vantajosa é no caso onde a mesma estrutura deve ser utilizada para tamanhos de vão e magnitudes de cargas diferentes. Além da vantagem de poder montar e desmontar a mesma estrutura diversas vezes, a modularidade permite ao usuário criar arranjos de peças diferentes para tornar a ponte mais extensa ou com maior capacidade de carga.

De fato, foram estes os motivos que levaram uma empresa de construção irlandesa a comprar uma ponte modular em 2001 (MABEY BRIDGE, 2016). Historicamente, a empresa optava por projetar e construir suas próprias estruturas temporárias para auxílio na movimentação em canteiros de obra. Todavia, o alto número de projetos e a variação nos tamanhos de vão tornava esta tarefa repetitiva e trabalhosa. Assim, com o uso de uma ponte modular, foi possível utilizar a mesma estrutura em diversos projetos por mais que o tamanho do vão e as cargas variassem.

3.6. Panorama Histórico

É importante ter conhecimento do processo de evolução das estruturas de pontes temporárias. Saber os conceitos que nortearam os primeiros projetos,

as dificuldades e limitações encontradas – tanto de projeto como de método construtivo - e os fatores que levaram a mudanças nas concepções estruturais são de grande relevância para o estudo de pontes temporárias e para o cumprimento dos objetivos deste trabalho.

Como será visto nos exemplos dessa seção, é nítido que as guerras foram o principal motivo responsável por impulsionar o desenvolvimento das tecnologias de pontes temporárias. A necessidade de transportar tropas, veículos e equipamentos de forma rápida e segura levou a melhorias e inovações nas estruturas. Inúmeros tipos de pontes temporárias foram desenvolvidos e utilizados durante a história. Este relatório apresentará somente alguns dos principais modelos de estruturas. Desta forma, apresenta-se um breve panorama histórico do tema com os principais modelos de estrutura.

3.6.1. Primeiras estruturas – ponte Pontoon

Os primeiros relatos de uso de pontes temporárias datam do século XVIII a.C. na China Antiga. Conta-se que, na época, as pontes eram formadas por placas de madeira colocadas sobre barcos enfileirados para permitir a travessia por corpos d'água (THINK DEFENCE, 2011). A essa tecnologia dá-se o nome, hoje, de ponte Pontoon. O princípio básico deste tipo de ponte é a utilização da força de empuxo atuante sobre barcos ou boias para suportar o carregamento vertical sobre a ponte. Esta mesma técnica foi utilizada anos depois na Pérsia (século V a.C.) e em Roma (século I d.C.).

A ponte Pontoon da antiguidade recebeu melhorias em seus materiais e método construtivo, todavia, seu princípio estrutural manteve-se o mesmo. A Pontoon e suas variantes foram usadas na 1ª e 2ª Guerra Mundial com o objetivo principal de transporte de tropas e pequenos veículos. A Figura 10 ilustra a montagem de uma ponte utilizando barcos.

Figura 10 – Montagem de ponte Pontoon na Itália, 1944



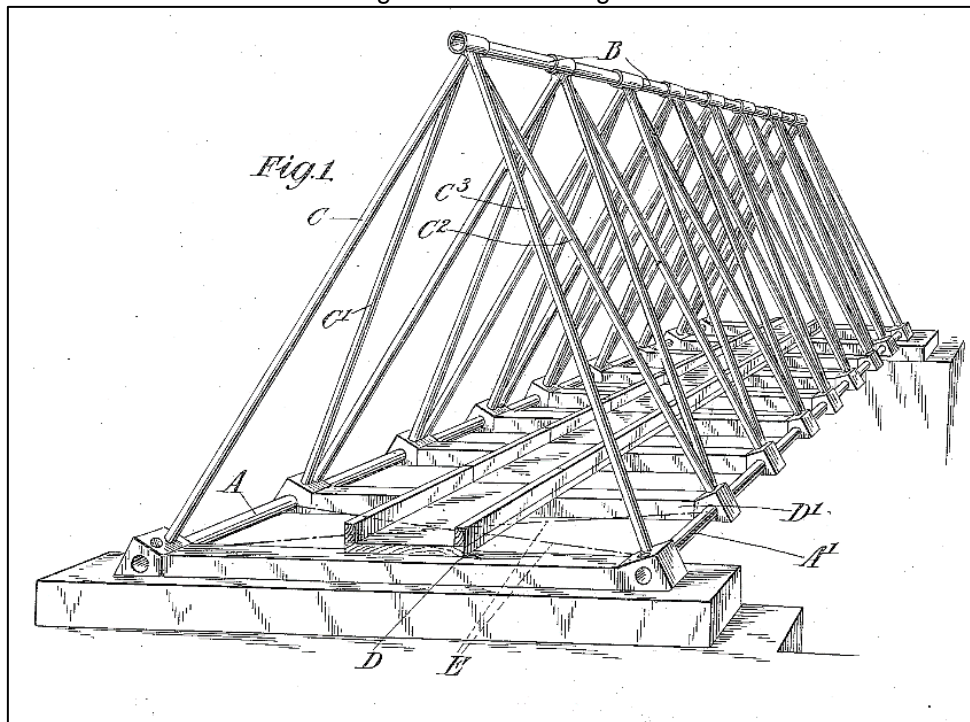
Fonte: The Corps of Engineers: The War Against Germany, Center of Military History (U S Army), 1985, p. 219 (BECK, BORTZ, *et al.*, 1985)

3.6.2. *Ponte Inglis*

Uma estrutura relevante na evolução das estruturas de pontes temporárias foi a ponte Inglis. Projetada por Sir Charles Edward Inglis no início do século XX, a ponte foi utilizada com grande frequência na 1ª Guerra Mundial para travessia de tropas, contudo, também há relatos de sua utilização em guerras posteriores (THINK DEFENCE, 2014). Suas principais características são a facilidade de transporte e rapidez de construção. A estrutura da ponte é formada por tubos de aço de aproximadamente 2,5 m de comprimento conectados por encaixes especiais formando uma treliça. Devido à simplicidade de montagem, nenhum tipo de treinamento especializado é necessário para a construção.

A primeira versão da ponte Inglis recebeu o nome de Ponte Pirâmide devido ao seu formato (Figura 11). Nota-se claramente que a estrutura foi concebida para a travessia de tropas, já que o espaço para passagem de veículos ou equipamentos é extremamente limitado e a estrutura não é robusta o suficiente para suportar altas cargas.

Figura 11 – Ponte Inglis



Fonte: patente EUA - 1,181,013

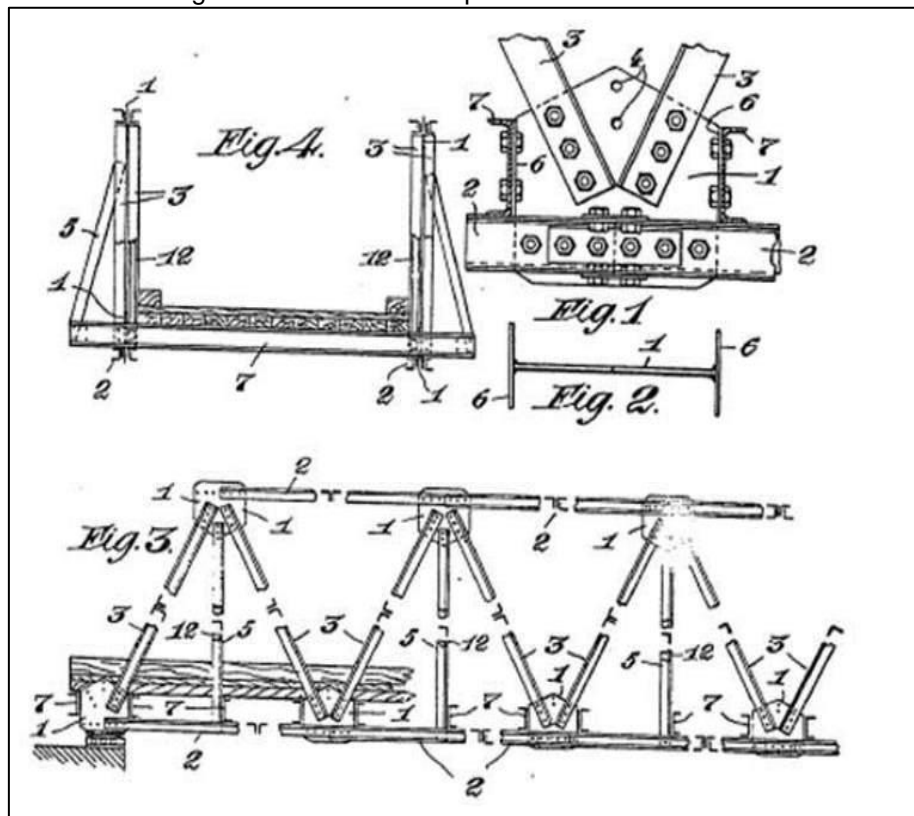
A ponte Inglis foi reinventada uma série de vezes durante a guerra buscando aumentar sua capacidade de carga sem perder velocidade de construção e facilidade de transporte. Ao final da 1ª Guerra Mundial, versões da ponte eram capazes de suportar tanques de até 35 toneladas. Entretanto, nesses casos, o custo da ponte era muito alto, dando vantagem a outros tipos de estrutura. Ainda assim, a ponte Inglis contribuiu imensamente para a evolução das pontes temporárias ao provar a possibilidade de construção de estruturas deste porte em pouquíssimo tempo.

3.6.3. Ponte Callender-Hamilton

Outra ponte temporária de relevância foi a ponte *Callender-Hamilton*. Seu projeto foi elaborado por um engenheiro neozelandês, que obteve patente para a concepção estrutural em 1935. A estrutura é formada por vigas de aço em I ligadas por parafusos em chapas metálicas e contraventadas por vigas T (Figura 12). Painéis de madeira apoiados em vigas I horizontais são então usados para a formação do tabuleiro. Cada um destes elementos foi padronizado a fim de permitir diferentes combinações para vencer tamanhos diferentes de vãos ou aumentar a capacidade de carga da ponte. Assim, esta

foi a primeira ponte em que se explorou a ideia modularidade - permitindo concepções de estruturas diferentes a partir dos mesmos componentes padrões.

Figura 12 – Estrutura da ponte Callender-Hamilton



Fonte: (US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, n.d.)

A Callender-Hamilton foi utilizada para fins militares e situações de emergência e tinha como vantagens a alta capacidade de carga e possibilidade de construção em vãos de até 50 m. Todavia, a construção da estrutura era mais demorada e necessitava de equipamentos.

3.6.4. Pontes em Viga Caixão

A Ponte em Viga Caixão foi outra estrutura a trazer um conceito diferente às pontes temporárias da época. No caso dessa ponte, todas as seções da estrutura são pré-fabricadas e transportadas prontas para a montagem. Assim como na ponte Callender-Hamilton, os painéis pré-fabricados podem ser utilizados em quantidades diferentes a depender do vão a ser vencido e da carga. Observou-se que em situações de guerra, a adaptabilidade da estrutura

a diferentes condições era primordial e, desta maneira, a modularidade das pontes era de suma importância. A Figura 13 apresenta um grupo de soldados transportando um painel pré-fabricado.

Figura 13 – Painel da Ponte em Viga Caixão sendo transportado por soldados



Fonte: (THINK DEFENCE, 2012)

No entanto, a principal colaboração da Ponte em Viga Caixão para a evolução das pontes temporárias foi com relação a métodos construtivos. Uma variante deste tipo de estrutura foi introduzida em 1933 sob o nome de Ponte em Viga Caixão Reduzida. De fato, a única diferença entre as estruturas era o tamanho dos painéis e, por conseguinte, sua capacidade de carga. Não obstante, a redução no peso da estrutura possibilitou um método construtivo muito mais rápido e eficiente. Os painéis eram conectados em terra e empurrados para a o outro lado do vão sobre suportes metálicos. Uma estrutura auxiliar com uma roda era acoplada para facilitar no lançamento da ponte.

Com a utilização deste método construtivo, a construção das pontes temporárias tornou-se ainda mais rápida. Uma ponte de 15 m poderia ser construída em, aproximadamente, 20 minutos por uma equipe treinada.

3.6.5. *Ponte Bailey*

Todas as pontes citadas entraram em desuso após a invenção e popularização da ponte Bailey. Concebida por Donald Bailey, um engenheiro civil britânico, a ponte Bailey uniu as principais vantagens das estruturas temporárias já criadas até aquela época. Sua concepção foi norteadada por alguns conceitos como:

- Modularidade – A ponte deveria ser modular a fim de garantir adaptabilidade a diferentes tamanhos de vãos e cargas;
- Facilidade de transporte – Todas as peças da ponte deveriam caber em um caminhão militar de três toneladas e cada painel não deveria pesar mais de 270 kg (6 homens poderiam carregar um painel);
- Alta capacidade de carga – A ponte deveria ser capaz de suportar carregamento de tropas e também de veículos (tanques);
- Rapidez de construção – A montagem das peças e lançamento da estrutura sobre o vão deveriam ocorrer de forma rápida e sem necessidade de equipamentos pesados;
- Materiais comuns – A estrutura deveria usar materiais facilmente encontrados e de custo acessível.

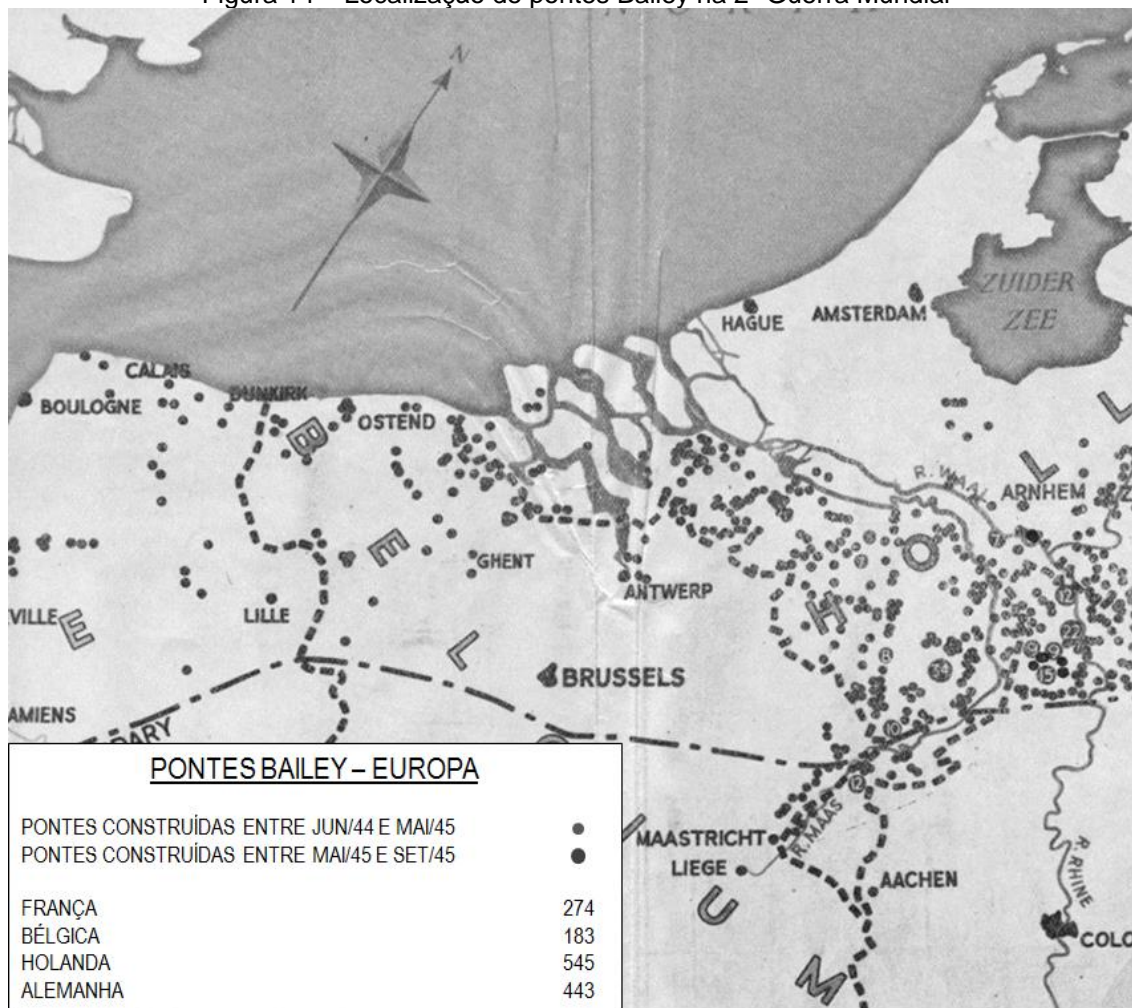
Nota-se, a partir desses conceitos, que a ponte Bailey deve muito de seu sucesso e popularidade às estruturas de pontes temporárias que a antecederam ou foram suas contemporâneas. Sem as ideias usadas nas pontes Inglis, Callender-Hamilton, Ponte em Viga Caixão e outras estruturas temporárias, a ponte Bailey jamais teria sido projetada e trazida à realidade.

Os conceitos de facilidade de transporte e montagem sem equipamentos da ponte Inglis foram utilizados na ponte Bailey para garantir a mesma rapidez e simplicidade de montagem. A ideia de utilizar peças padronizadas para conferir modularidade à estrutura e a capacidade de suporte de altas cargas foram motivadas pelas características da ponte Callender-Hamilton e, finalmente, o uso de painéis metálicos e o método construtivo foram inspirados pela ponte em Viga Caixão.

A ponte Bailey foi de grande importância para o final da 2ª Guerra Mundial. A Figura 14 indica a localização de pontes Bailey no noroeste europeu à época

da guerra. Observa-se claramente o imenso número de estruturas construídas, principalmente na região da Holanda, Bélgica e ao norte da Alemanha (THINK DEFENCE, 2012).

Figura 14 – Localização de pontes Bailey na 2ª Guerra Mundial



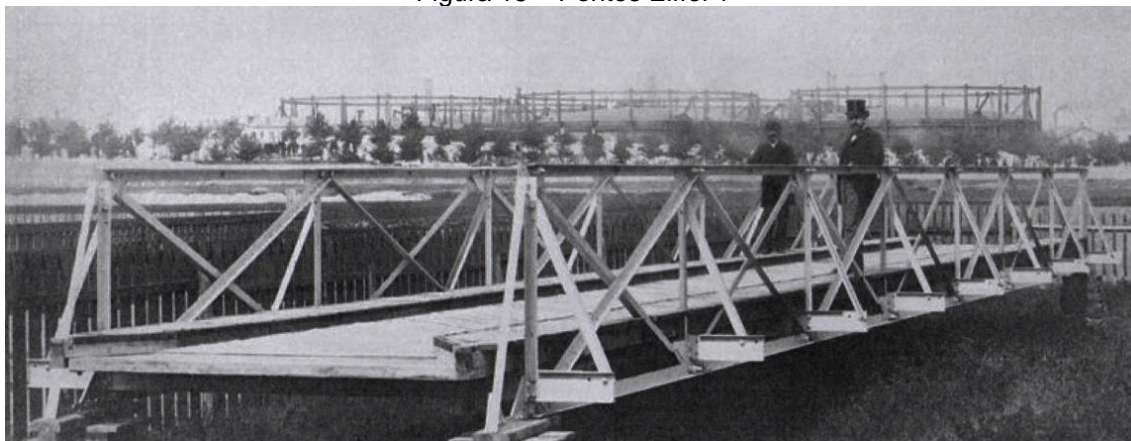
Fonte: THINK DEFENCE, 2012

A ponte Bailey sofreu pequenas alterações com o passar dos anos, contudo, atualmente, ela ainda define o estado da arte no que se refere a estruturas de pontes provisórias. Devido à sua imensa contribuição a evolução desta tecnologia e relevância histórica e comercial, o estudo desta ponte será aprofundado adiante no capítulo 6 deste relatório.

É importante destacar que o desenvolvimento das pontes modulares como existem hoje apesar de comumente ser referenciado à ponte Bailey, de autoria inglesa, também deve muito a atuação de engenheiros de outras

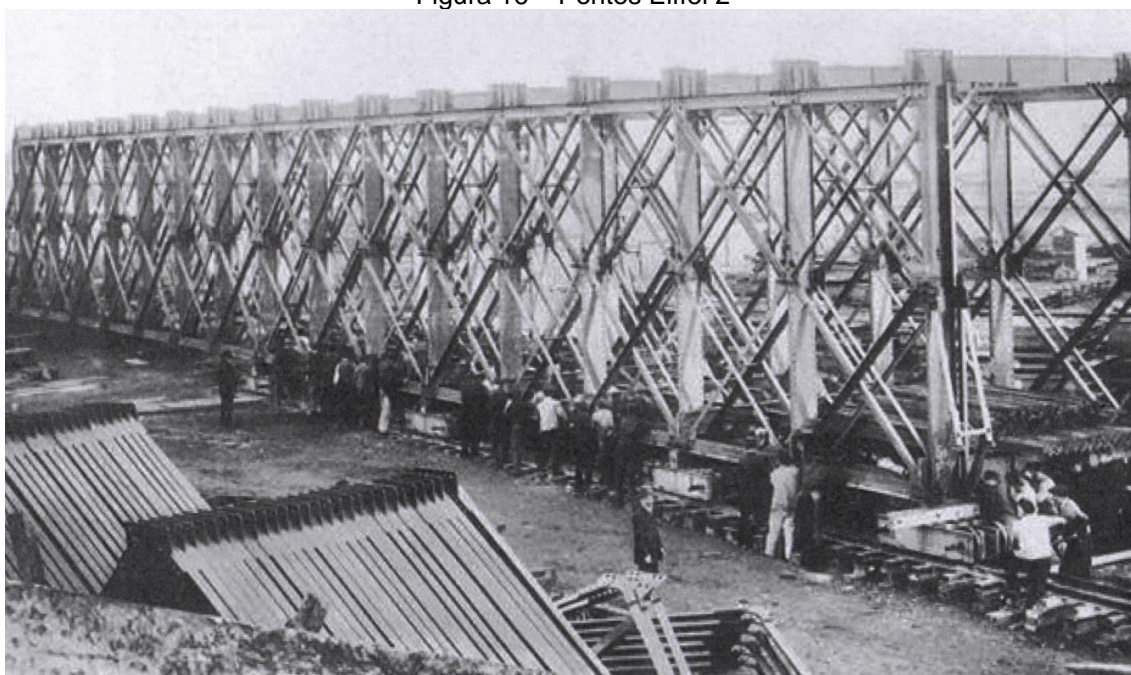
nacionalidades. A título de exemplo, apresentam-se a Figura 15 e a Figura 16, pontes modulares projetadas por Gustave Eiffel, muitas vezes de aplicação não militar e sistema estrutural semelhante ao da ponte Bailey.

Figura 15 – Pontes Eiffel 1



Fonte: (EIFFEL)

Figura 16 – Pontes Eiffel 2



Fonte: (EIFFEL)

3.7. Causas de Interdição de Vias

Um elemento componente de qualquer obra de recuperação é a interdição da via a ser recuperada, seja pela falha de um dos seus elementos ou degradação do desempenho dos mesmos. As interdições de via onde a recuperação com uso de ponte provisória é oportuna geralmente referem-se àquelas

desencadeadas pela falha ou interdição de uma ponte permanente ou de um bueiro. Assim, essa seção, para cada uma dessas estruturas, irá primeiro descrever as possíveis causas e mecanismos de falha de maneira generalista e conceitual. EM seguida comentará tais observações sob a ótica da realidade brasileira e suas particularidades.

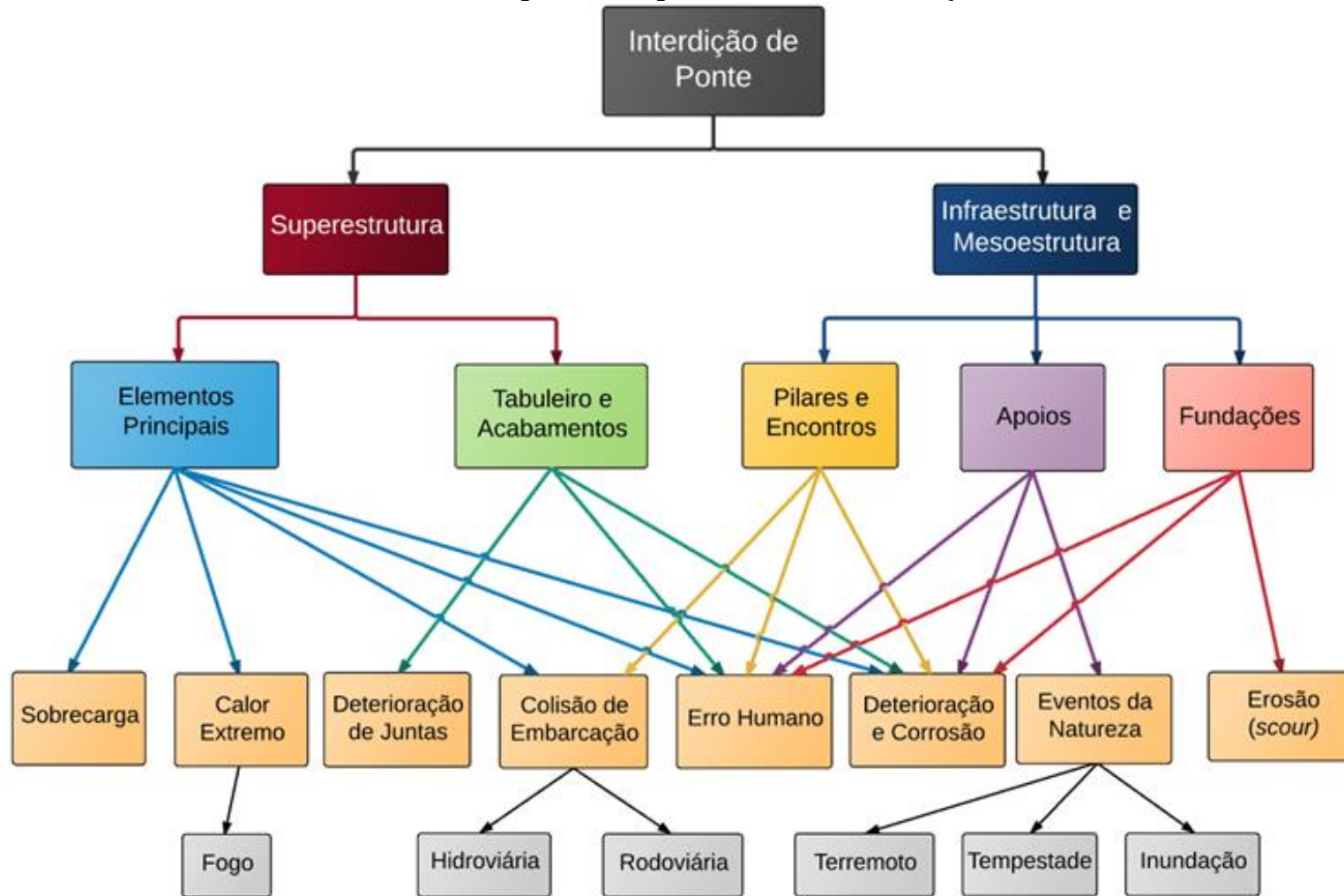
3.7.1. Causas de Interdição de Pontes

Compreender as causas de interdição de pontes e os mecanismos que as desencadeiam no Brasil e no mundo permite não somente respaldar a relevância do tema de pontes provisórias modulares, mas também enriquecer a análise de sua viabilidade.

3.7.1.1. Causas Gerais de Interdição de Pontes e seus Mecanismos

A interdição de uma ponte pode ocorrer por sua ruína, degradação excessiva ou incapacidade de realizar os serviços esperados. DAVIS-MCDANIEL, CHOWDHURY, *et al.*, 2013, sugere um modelo conceitual das diversas causas de ruptura de pontes, de maneira generalizada. LEBEAU e WADIA-FASCETTI, 2000, por sua vez, sugerem modelo semelhante, mas focado nas razões de deterioração de pontes ao longo do tempo. A Figura 17, de produção própria, reflete a síntese dos modelos lógicos de tais trabalhos.

Figura 17 - Diagrama de Causas de Interdição de Pontes



Fonte: Adaptada e modificada de DAVIS-MCDANIEL, CHOWDHURY, *et al.*, 2013 e LEBEAU e WADIA-FASCETTI, 2000

Evidentemente, como também notado por VITÓRIO, 2007, muitas vezes as causas apresentadas no diagrama ocorrem simultaneamente, tendo o colapso da ponte múltiplos geradores. Além disso, como nota o mesmo autor, muitas vezes o evento ativador da interdição não é a principal causa. Por exemplo, uma forte tempestade pode ativar a ruptura de uma ponte, mas sua principal causa pode ser, na verdade, a corrosão de seus elementos estruturais, com resistência comprometida.

Como mostra o fluxograma e detalham DAVIS-MCDANIEL, CHOWDHURY, *et al.*, 2013, a ponte pode ser interditada por falhas em suas vigas, tabuleiro, apoios, pilares, fundações, encontros e acabamentos.

As vigas podem falhar por carga excessiva, superior à de projeto ou à resistência efetiva – recapeamentos, veículos não previstos, drenagem deficiente – por calor extremo, minando a resistência de seus materiais – incêndios, explosões – colisão de embarcações – barcos, navios ou automóveis – erros de projeto ou execução ou deterioração e corrosão – falta de manutenção.

O tabuleiro e acabamentos tem sua falha em geral relacionada à deterioração, manutenção deficiente e erro humano.

Os aparelhos de apoio podem ainda falhar por solicitação excessiva devido a fenômenos da natureza, como terremotos, tempestades ou enchentes – sendo os dois últimos relativamente comuns, no clima tropical brasileiro. Geralmente essas rupturas ocorrem pela atuação de forças laterais, que podem inclusive causar, por exemplo, desalinhamento.

Rupturas de fundações também estão entre as causas mais comuns, como mostram VITÓRIO, 2007 e BRANCO, 2013. Nesse caso, a ruptura em geral ocorre pelo efeito de erosão hidráulica (*scour*), que se relaciona à erosão do solo por carreamento de suas partículas com fluxo d'água. Como descreve JOHNSON, 1999, apud DAVIS-MCDANIEL, CHOWDHURY, *et al.*, 2013 o

scour pode ser das modalidades de contração e local – relacionadas à obstrução de fluxo pela subestrutura – e degradação, alargamento de canal e migração lateral – fenômenos naturais. Os encontros também podem falhar devido à erosão hidráulica.

3.7.1.2. Exemplos de Ruptura no Brasil e Mundo

BRANCO, 2013 apresenta uma compilação histórica de diversos eventos e causas de ruptura de pontes ao redor do mundo. A Tabela 2, extraída de tal texto, sumariza as principais quedas de pontes segundo localidade e causa de 1970 a 2005.

Tabela 2 - Rupturas de Pontes ao Redor do Mundo por Causa

Principais causas	Estados Unidos e Canadá	Europa	Resto do mundo	Total
Atingida por um comboio	1	2	4	7
Atingida por um barco	6	1	2	9
Infra-escavação	1	2	1	4
Colapso durante a construção	1	1	9	11
Colapso durante a reconstrução	1	0	1	2
Excesso de carga	2	0	9	11
Corrosão	2	0	2	4
Erro de projecto	1	1	0	2
Cheia	1	1	1	3
Desconhecido	1	0	2	3
Outra	7	5	3	15
Total	24	13	34	71

Fonte: (BRANCO, 2013)

Segundo as análises desse autor, as principais causas de ruptura de pontes seriam, em ordem de importância: (1) erros cometidos durante a construção; (2) capacidade de carga da ponte insuficiente; (3) colisões de barcos; (4) colisões de caminhões; (5) erosão (*scour*).

Entretanto, analisando criticamente as conclusões do autor à luz de outras fontes, nota-se que podem ter representatividade apenas parcial para a realidade brasileira. Primeiro porque o levantamento refere-se ao mundo como um todo. Segundo porque provavelmente ateu-se apenas a pontes cuja

ruptura foi amplamente documentada, de forma que em sua maioria, sejam pontes de grande a médio porte.

De fato, as 5 causas principais apontadas pelo autor são verificadas como críticas, mas VITÓRIO, 2007 e diversos noticiários nacionais (CAMPO GRANDE NEWS, 2016; CAMPO GRANDE NEWS, 2016; CAMPO GRANDE NEWS, 2016; DIÁRIO MS, 2015; G1 BAURU E MARÍLIA, 2016; G1 BAHIA, 2016; G1 SOROCABA E JUNDIAÍ, 2016; PREFEITURA MUNICIPAL DE CAARAPÓ, 2016) parecem mostrar que no país, as rupturas em geral estão relacionadas a manutenção deficiente e/ou chuvas – e, portanto, principalmente devido a erosão (*scour*) nas fundações – e também eventual falha nos apoios. Além disso, tais fontes mostram que são pontes de pequeno a médio porte as que mais falham no país.

Com efeito, VITÓRIO, 2007 compila, descreve e comenta rupturas de pontes no interior do Pernambuco de 1990 a 2005. De fato, para esse autor, a principal causa de ruptura das pontes é a erosão (*scour*) ao longo de leitos de rio ou calhas, por onde há fluxo d'água durante fortes chuvas. Nesse contexto, o autor menciona: (1) erosão ou deposição em leitos e calhas a longo prazo, (2) erosão generalizada junto à ponte e (3) fossa de erosão em torno de pilares e encontros. No caso, (2) e (3) podem ser desencadeados por uma única tempestade.

O autor menciona outros tipos de rupturas desencadeados por chuvas – como o acúmulo de água nos encontros, gerando altas pressões hidrostáticas.

Nota-se, no entanto, que, apesar de serem fortes chuvas os efeitos ativadores da ruptura, nem sempre são as principais causas. Mudanças no projeto original e manutenção deficiente – por exemplo, entupimento de drenos – figuram como causas críticas.

Ainda assim, nota-se a erosão hidráulica de fundações como uma constante causa de ruptura de pequenas pontes no país. Isso está relacionado não apenas às chuvas intensas e abundantes, mas também na dificuldade de

prever, controlar e evitar tal fenômeno – que se encontra na interface da hidráulica, hidrologia, geotécnica e engenharia de estruturas.

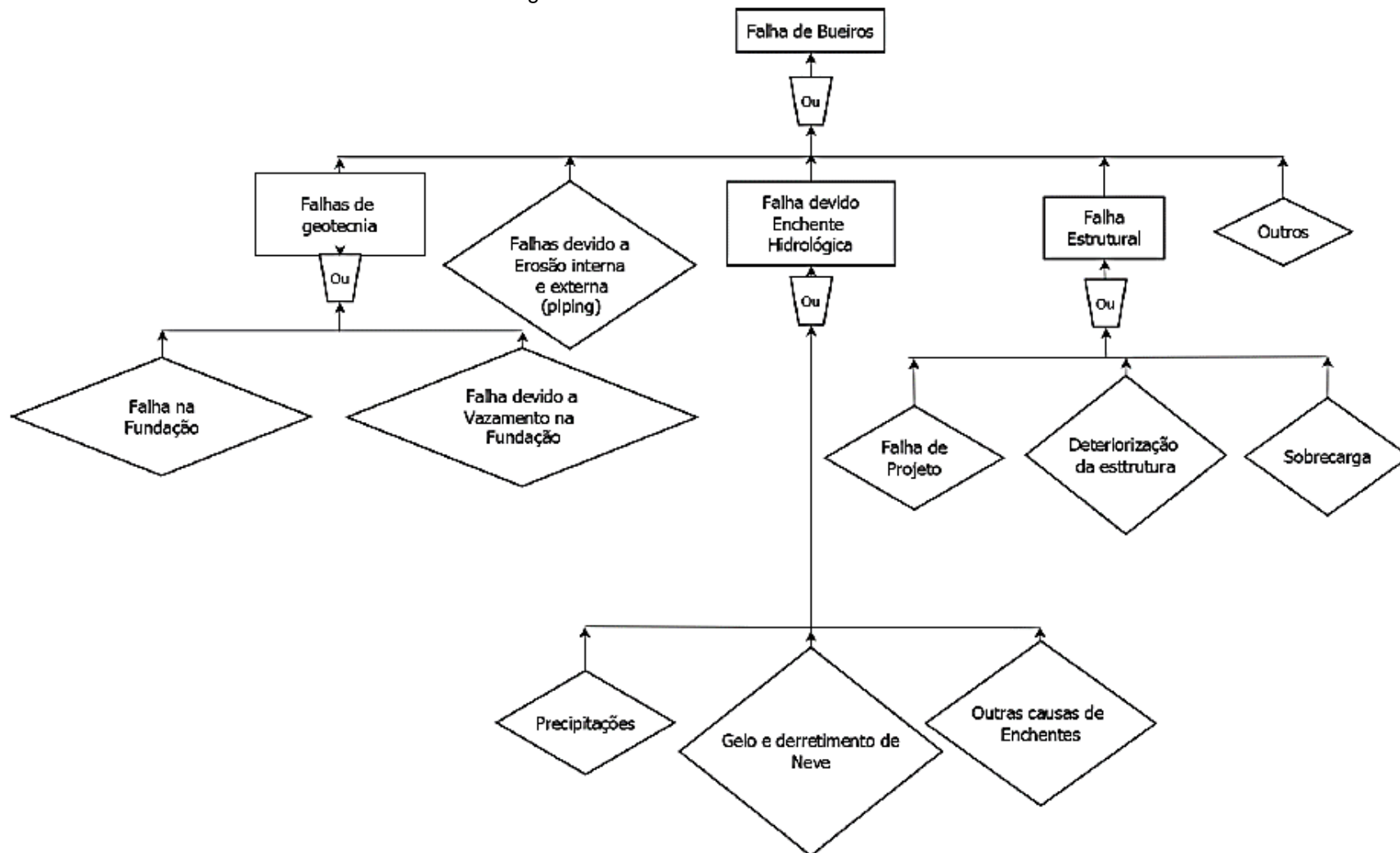
3.7.1. Causas de Falhas de Bueiros

Há 3 tipos de estruturas de drenagem: bueiros com seção retangular, bueiros com seção circular e pontes. A vida útil de um bueiro, segundo TUNG, 2006, é de 35 anos. Normalmente o dimensionamento de um bueiro é baseado na hidrologia, que fornece as vazões máximas, na hidráulica e na estrutura do bueiro.

Dentre as principais causas de falhas de bueiros estão as listadas por TUNG, 2006 na Figura 18. Estas foram agrupadas de acordo com as disciplinas com que estão relacionadas como Geotecnia, Hidrologia e Estruturas, formando uma árvore de falhas que representa uma maneira conceitual de analisar o problema, procurando as suas possíveis causas.

As falhas relacionadas à Geotecnia envolvem questões como falhas na fundação ou vazamentos que podem ocorrer na mesma. Já as falhas relacionadas a Hidrologia, representam eventos de cheias que geram enchentes decorrentes de períodos de precipitações elevadas, já que no Brasil não há preocupação por cheias geradas por derretimento de gelo ou neve. Enquanto isso, no âmbito estrutural, a falha pode ser decorrente de um erro de projeto, deterioração da estrutura, às vezes até por falta de manutenção, e eventuais sobrecargas não previstas. É importante ressaltar ainda falhas que possam vir a ocorrer na etapa de execução do bueiro, item este que não se encontra em destaque na árvore de falhas da Figura 18 (TUNG, 2006).

Figura 18 – Árvore de falhas de bueiros



Fonte: Adaptada de TUNG, 2006

A erosão ganhou um destaque especial, não entrando no quesito de falha geotécnica, por ser o tipo de falha mais comum em bueiros. Ela pode ocorrer tanto interna quanto externamente. Em se tratando de bueiros de seção plena de concreto, é mais difícil ocorrer erosão interna, pois isso dependeria do fluido carregar algum composto que pudesse agredir mecanicamente ou quimicamente o concreto, causando sua degradação. Já quanto a erosão externa, há a chamada erosão regressiva ou *piping*, como uma das causas mais frequentes de falha de bueiros.

3.8. Erosão

Uma vez identificado que a erosão é um problema recorrente em se tratando da ruptura de pontes, um estudo mais aprofundado nesse assunto foi realizado.

De acordo com MAGALHÃES e MAIA, 2010 a erosão é um processo natural que ocorre em todos os cursos d'água. Ela consiste no processo de desagregação, transporte e deposição de partículas dos solos e rochas numa busca incessante por novos estados de equilíbrio. A erosão pode ter tanto causas naturais, caracterizando processos mais lentos, quanto causas antrópicas, levando a erosões aceleradas. Quando intensificadas, chegam a se tornar problemas estruturais (MAGALHÃES, 2001).

A interdição de vias no Brasil em geral é condicionada ou pela erosão dos taludes dos encontros da ponte original – às margens do talvegue – ou pela erosão regressiva nas fundações de pontes ou bueiros. Sendo assim, nesse item, tais processos serão descritos conceitualmente e serão apresentadas algumas medidas mitigadoras para atenuá-los.

3.8.1. Erosão e o Transporte de Material de Fundo e Margens

Basicamente, a erosão fluvial é aquela causada pela água dos rios. Estas provocam o desgaste das encostas e removem porções do solo, levando ao desmoronamento das margens.

3.8.1.1. Instabilidade Geotécnica de Taludes

A instabilidade de um talude pode se dar de diversas maneiras, resultando no solapamento da margem. Os motivos podem ser:

- Aumento da carga sobre a margem;
- Perda de água do material da margem;
- Perda de confinamento do material;
- Saturação do material;
- Perda de estrutura radicular;
- Pontos de passagem (Pontes/Passadiços);
- Obstruções (resíduos/árvores) (MAGALHÃES, 2010 apud MONGE, 2014).

No que diz respeito à instabilidade geotécnica de taludes, tanto as águas pluviais quanto águas fluviais podem atingir as margens dos rios provocando infiltrações e mudanças na consistência do terreno, por exemplo, no caso de solos expansivos.

Esse tipo de solo possui em sua composição argilo-minerais que, em contato com a água, sofrem mudanças em seu arranjo estrutural molecular, fazendo com que ocorra a expansão, ao secar, tem-se a retração. Assim, esses ciclos provocam a fadiga e o fenômeno de empastilhamento do solo, tornando-o suscetível à erosão. De acordo com CAMPOS e BURGOS, 2004, solos expansivos podem causar sérios danos às obras de engenharia, principalmente quando esses materiais não são tratados de forma adequada nas etapas de projeto e execução da construção.

3.8.1.2. Ondas Devido a Embarcação e Vento e a Ação do Escoamento

Nos rios, existem as ondas naturais causadas pelos ventos, mas também existem ondas provenientes da perturbação da água induzida por uma embarcação, do tipo ressalto móvel.

O impacto repetitivo dessas ondas pode levar à erosão. Ainda que ela não aconteça junto às margens, pode escavar o talude por baixo, como indica a Figura 19, levando ao colapso mais tarde.

Figura 19 - Erosão devido ao efeito de ondas



Fonte: (PINTO, n.d.)

O simples escoamento das águas de um rio também pode provocar a erosão. Os fatores determinantes são a velocidade e a tensão de arraste.

Em obras de galerias, é comum que aconteça o estreitamento do corpo d'água, levando a um aumento de velocidade do escoamento na saída do emboque de jusante. A alta velocidade do escoamento pode acarretar no transporte de sedimentos, levando o material de fundo e expondo cada vez mais a fundação da obra.

A Tabela 3 indica alguns valores de velocidades máximas permitidas para materiais não coesivos, já a Tabela 4 mostra as velocidades para materiais coesivos. Caso a velocidade do escoamento supere ao do material, ocorrerá o transporte do material.

Tabela 3 - Velocidades máximas admissíveis para materiais não coesivos (m/s), profundidade de 1 m

Material	Diâmetro [mm]		Velocidade média [m/s]	
Lodo	0,005	a 0,05	0,15	a 0,20
Areia fina	0,05	a 0,25	0,20	a 0,30
Areia média	0,25	a 1,00	0,30	a 0,55
Areia grossa	1,00	a 2,50	0,55	a 0,65
Lodo fino	2,50	a 5,00	0,65	a 0,80
Lodo médio	5,00	a 10,00	0,80	a 1,00
Lodo grosso	10,00	a 15,00	1,00	a 1,20
Cascalho fino	15,00	a 25,00	1,20	a 1,40
Cascalho médio	25,00	a 40,00	1,40	a 1,80
Cascalho grosso	40,00	a 75,00	1,80	a 2,40
Cascalho grosso	75,00	a 100,00	2,40	a 2,70
Cascalho grosso	100,00	a 150,00	2,70	a 3,50
Cascalho grosso	150,00	a 200,00	3,50	a 3,90

Fonte: (BRIGHETTI e MARTINS, 2001)

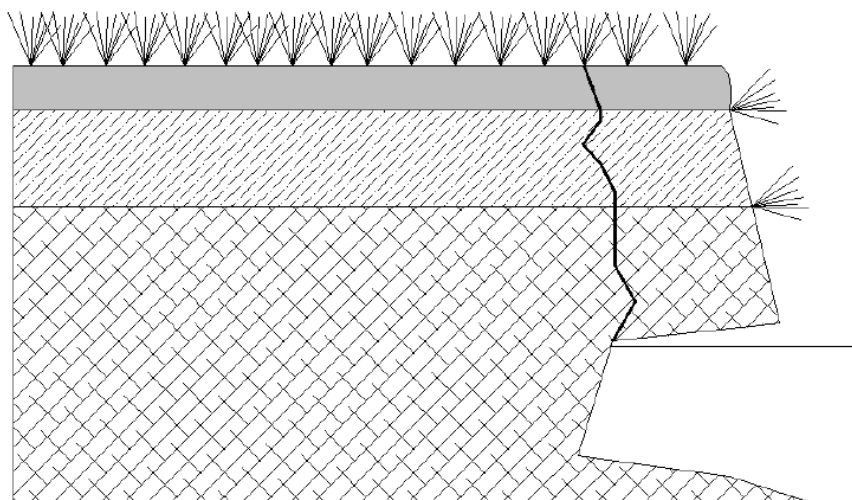
Tabela 4 - Velocidades máximas admissíveis para materiais coesivos (m/s), profundidade de 1 m

Natureza do leito	Muito pouco compactado com uma relação de vazios de 2,0 a 1,2	Pouco compactado com uma relação de vazios de 1,2 a 0,6	Compactado com uma relação de vazios de 0,6 a 0,3	Muito compactado com uma relação de vazios de 0,3 a 0,2
Argilas arenosas (mais que 50% de argila)	0,45	0,90	1,30	1,80
Solos com grandes quantidades de argila	0,40	0,85	1,25	1,70
Argilas arenosas	0,35	0,80	1,20	1,65
Argilas muito finas	0,32	0,70	1,05	1,35

Fonte: (BRIGHETTI e MARTINS, 2001)

Quanto à tensão de arraste, a verificação se dá pela comparação entre a tensão máxima exercida pelo escoamento junto ao fundo do canal e a reação do material de fundo, considerando um certo coeficiente de segurança. Se a tensão de escoamento for grande o suficiente, maior que a tensão crítica de arraste do material do leito ou margem, o material é removido. Dessa forma, a margem fica suscetível ao colapso (Figura 20) e os sedimentos do fundo são levados.

Figura 20 - Esquema da erosão de margens devido à remoção do material da base



Fonte: (MAGALHÃES e MAIA, 2010).

3.8.1.3. Alternativas de Proteção Contra Erosão

O avanço dos processos erosivos tem levado à adoção de práticas de controle, sejam a partir do empirismo da população ribeirinha ou pelo uso de soluções de engenharia, ou mesmo a bioengenharia de solos (HOLANDA, BANDEIRA, *et al.*, 2009). Esta consiste no uso de elementos biologicamente ativos, em obras de estabilização de solo e de sedimentos, conjugados com elementos inertes como concreto, madeira, ligas metálicas, polímeros, e mantas confeccionadas com fibras vegetais (HOLANDA, BANDEIRA, *et al.*, 2009 apud GRAY e SOTIR, 1996).

(i) Práticas empíricas da população ribeirinha

Um trabalho que envolveu o estudo sobre as formas de controle da erosão em margens de cursos d'água em Sergipe revelou que a população ribeirinha, preocupada com o avanço das águas do rio sobre suas terras, procurou amenizar a degradação das suas terras por meio de soluções que utilizassem materiais de baixo custo ou provenientes de descartes de uso cotidiano. Entre os materiais utilizados para essa solução imediata constavam palha de coqueiro, sacos de areia e pneus usados (Figura 21). É importante destacar que tais soluções não consideraram riscos ambientais, por exemplo, liberação de metais pesados pelos pneus (HOLANDA, BANDEIRA, *et al.*, 2009).

Figura 21 - Contenção dos taludes marginais utilizando borracha de pneus velhos (esquerda) e sacos de areia (direita), nas proximidades do Município de Brejo Grande/SE (março/2004)



Fonte: (HOLANDA, BANDEIRA, *et al.*, 2009)

(ii) Enrocamento

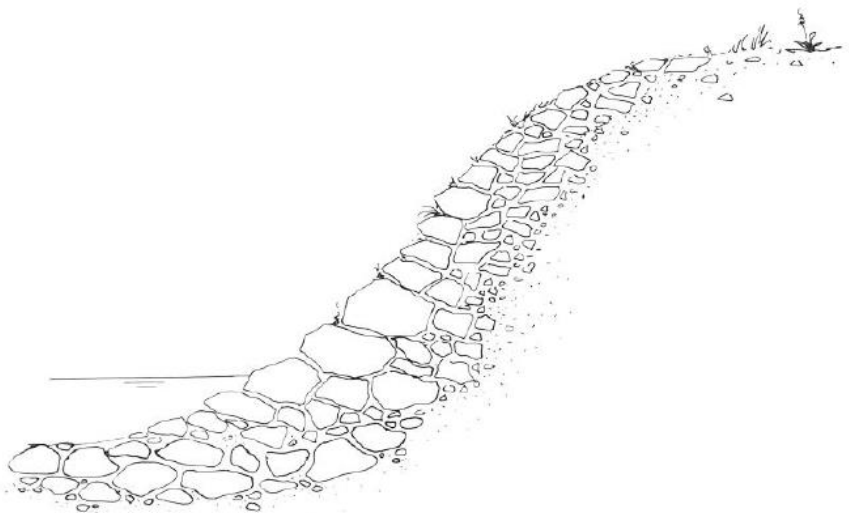
Para conter o processo de erosão marginal, alternativas de proteção de margens comumente vistas na engenharia são enrocamentos, que consistem na colocação de pedras nas margens. O *rip-rap* é um tipo de enrocamento, em que as pedras são colocadas de maneira aleatória. A colocação do rip-rap segue um procedimento, começando por pedras de menores dimensões, que funcionam como camada de filtro entre solo e camada superior. Esta camada de filtro pode ser substituída por um filtro geotêxtil (MONGE, 2014).

Essa solução é aplicada em margens de rios com elevado transporte sólido e velocidade de corrente. Em taludes com grande inclinação, é possível a cobertura com pedras de grandes dimensões, no entanto, não é aconselhável a aplicação em taludes superiores a 65°. Quando as pedras são de grandes dimensões, a colocação é feita uma a uma, obtendo uma superfície o mais rugosa possível. A altura da obra fica assim limitada à extensão das máquinas. Em caso de condições difíceis, as pedras podem fixar-se com cabos ou estacas colocadas previamente (MONGE, 2014).

O enrocamento oferece um efeito protetor imediato após colocação e caracterizam-se por uma necessidade de manutenção reduzida. Porém, em zonas de difícil acesso com máquinas, essenciais à sua execução, a técnica torna-se de difícil aplicabilidade (MONGE, 2014).

A colocação de uma carga de pedras em cima das margens leva à retenção da massa do terreno, mas permitindo a drenagem da água, evitando desmoronamentos (HOLANDA, BANDEIRA, *et al.*, 2009 apud PENTEADO, 1983). Além disso, tais sistemas de proteção não só retêm as partículas que foram arrastadas pela erosão como absorvem o impacto das ondas sobre a face do barranco, evitando o solapamento de sua base (HOLANDA, BANDEIRA, *et al.*, 2009).

Figura 22 - Enrocamento



Fonte: (MONGE, 2014) apud (ZEH, 2007)

(iii) Gabiões ou colchão Reno

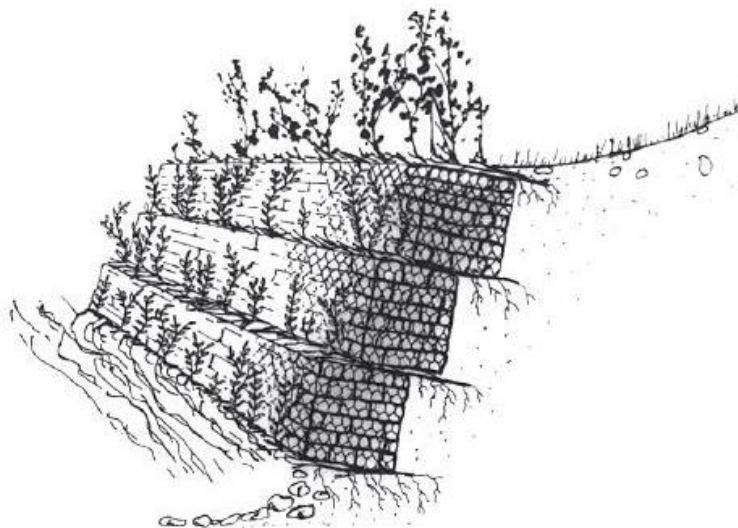
Gabiões consistem em blocos retangulares, com rede em arame galvanizado reforçado de malha hexagonal, em que o peso destes blocos é conseguido pelo enchimento com material inerte, geralmente pedra de pedreira ou seixo (Figura 23). A estrutura garante integridade e, ao mesmo tempo, é flexível e permeável (MONGE, 2014).

Esta solução pode ser assentada diretamente sobre o terreno, não necessitando de fundações e pode ser usada na proteção longitudinal de margens fluviais. Os gabiões podem também ser usados como tapete no fundo do leito ou na margem, formando um colchão Reno. Estes colchões podem ser constituídos também por vegetação e protegidos por um geotêxtil (MONGE, 2014).

Gabiões podem ser aplicados em taludes em erosão e praticamente verticais e têm efeito de contenção imediato. Além disso, permitem uma execução rápida e simples, não necessitam de manutenção e podem utilizar material disponível no local da obra (MONGE, 2014).

Essa solução permite a sistematização de margens muito íngremes ou em zonas com limitado espaço de intervenção. No entanto, se não há disponibilidade de material rochoso no local da obra, pode vir a tornar-se uma solução cara. Além disso, o impacto visual da zona é afetado pelo caráter artificial da estrutura (MONGE, 2014).

Figura 23 - Gabião



Fonte: (MONGE, 2014) apud (ZEH, 2007)

(iv) Geotêxteis

Outro tipo de solução existente é o uso de biomantas ou geotêxteis em associação com retentores de sedimentos ou colhões Reno. Os geotêxteis e mantas orgânicas, quando utilizadas como sistema de cobertura superficial do solo, permitem o desenvolvimento de plantas, facilitando a colonização vegetal, desse modo, reduzindo a perda de água do solo por exposição solar e evitar a ação de fenômenos erosivos. A sua aplicação pode ser incluída em taludes de declive moderado (25° a 45°), onde houver erosão laminar, na correção de ravinamento e na consolidação de linhas de drenagem (MONGE, 2014).

As vantagens desse sistema são a proteção imediata do solo contra a erosão permeabilidade, a sua degradação programável, dependendo do material, além de proporcionar rapidez no processo de execução e revegetação (HOLANDA, BANDEIRA, *et al.*, 2009). No entanto, a durabilidade de grande parte dos materiais constituintes é reduzida e limitada e tal sistema requer monitoramento para controle da estabilidade da estrutura e de suas pregagens (MONGE, 2014). As Figuras 24 e 25 mostram dois casos em que tal solução foi adotada.

Figura 24 - Implantação da bioengenharia de solos no talude marginal do rio São Francisco, no Perímetro Irrigado Cotinguiba-Pindoba: Talude antes da instalação (esquerda); Instalação do geotêxtil (centro); Talude 60 dias após a implantação (direita) (Período de julho/2004 a março/2005)



Fonte: (HOLANDA, BANDEIRA, *et al.*, 2009)

Figura 25 - Fases da implantação da bioengenharia nas margens do Rio Paramopama: Margem erodida (esquerda); Implantação do geotêxtil e colchão Reno (centro); Margem revegetada (direita) (Período de janeiro/2007 a março/2008)



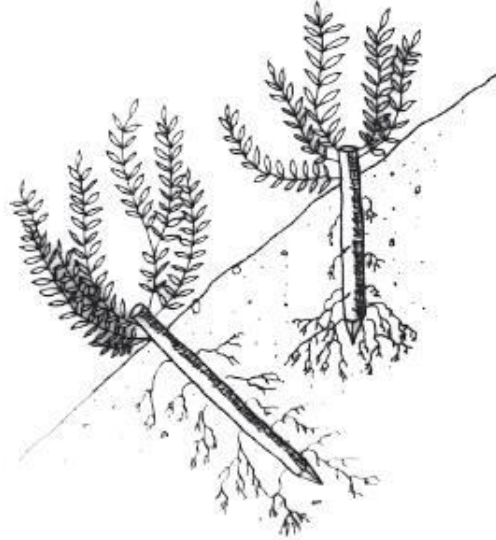
Fonte: (HOLANDA, BANDEIRA, *et al.*, 2009)

(v) Estacaria viva, faxina, hidrosementeira e sementeira

A estacaria viva é uma técnica de proteção de margens que utiliza troncos ou ramos de plantas lenhosas cravadas no solo de modo a fortalecer o talude. Adaptam-se bem quando instaladas em enrocamento, permitindo o desenvolvimento vegetal e sua principal função é a fixação de mantas. Têm baixo custo, execução simples, ação eficaz de estabilização de pequenos deslizamentos de terra e favorece a evolução de ecossistemas. Por outro lado, o enraizamento das estacas nem sempre é garantido e necessita de poda para

favorecer o desenvolvimento das suas raízes ou controlar crescimentos exagerados (MONGE, 2014).

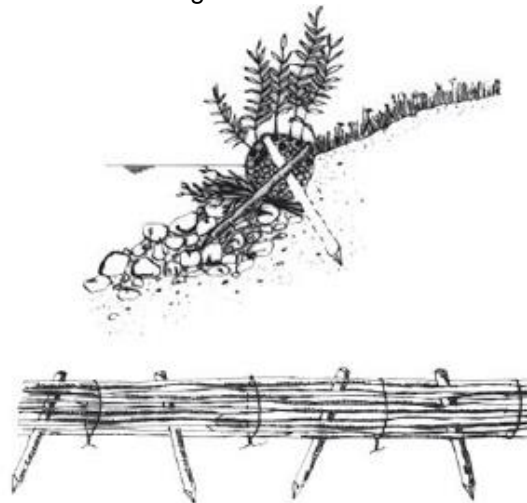
Figura 26 - Estacaria viva



Fonte: (MONGE, 2014) apud (ZEH, 2007)

As faxinas (Figura 27) são feixes de ramos vivos e mortos que, ligados por corda ou arame e fixados ao solo por troncos de madeira, acabam por se desenvolver e, desse modo, previnem a erosão. Funcionam não apenas como uma estrutura de proteção, mas também de drenagem. A técnica é simples, tem notável eficácia, baixo custo e promove o desenvolvimento biológico, porém exige manutenção regularmente, como as podas (MONGE, 2014).

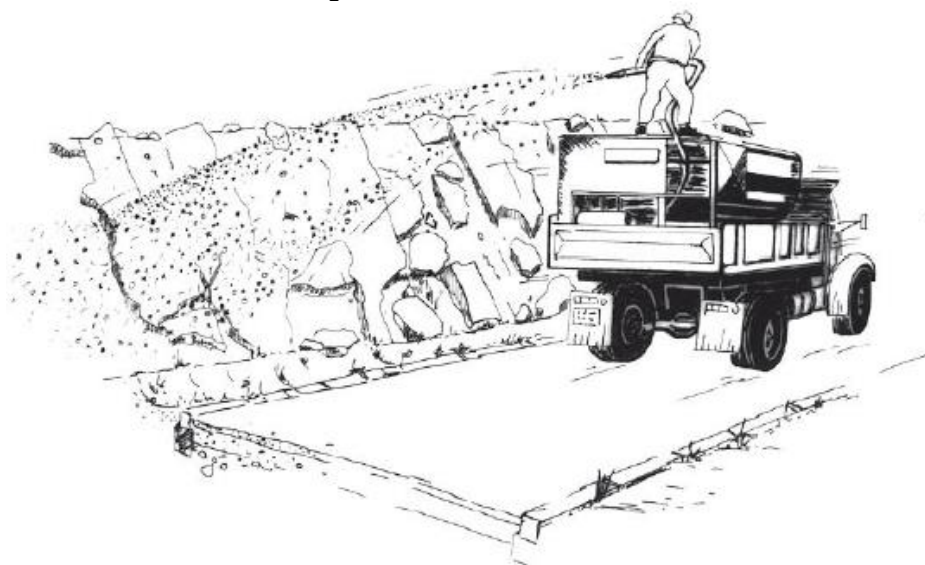
Figura 27 - Faxina



Fonte: (MONGE, 2014) apud (ZEH, 2007)

Outra técnica presente no âmbito da bioengenharia é a utilização de hidrossementeira. Nesse caso, um hidrossemeador projeta uma mistura de água com fibras de madeira, sementes de gramíneas, fertilizante e aditivos biológicos nos taludes (Figura 28), formando uma cobertura de vegetação homogênea, elevada força de tensão e absorção de água. Essa solução é mais recorrente em margens fluviais com inclinações elevadas ou terrenos rochosos, onde não é possível realizar plantações (MONGE, 2014).

Figura 28 - Hidrossemeador



Fonte: (MONGE, 2014) apud (ZEH, 2007)

3.8.2. Erosão regressiva

A erosão interna, ou *piping*, é caracterizada pelo movimento de partículas de uma massa de solo carregadas por percolação d'água, levando a uma abertura progressiva dentro do solo, em sentido contrário ao fluxo d'água, por causa disso, o fenômeno também é chamado de erosão regressiva (DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1997). Tal fenômeno pode ser iniciado pela alta velocidade do escoamento, que arrastando o material de fundo progride até que se consolide a erosão regressiva.

De acordo com CARVALHO, LIMA e MORTARI, 2001, esta surge, geralmente, devido ao aumento da taxa de infiltração ou do gradiente hidráulico, que podem ser causados por deficiência de drenagem superficial, deficiência de proteção

superficial, concentração de água superficial ou interceptação do lençol freático ou deficiência ou inexistência de drenagem interna. Apesar de ser interna, esse tipo de erosão pode determinar a erosão na superfície.

3.8.2.1. Drenagem

Existem algumas medidas que podem ser tomadas para se evitar a erosão regressiva e seus danos.

Em obras de engenharia, uma drenagem apropriada é importante para que a água proveniente de precipitações seja escoada devidamente. Quando isso não acontece, a taxa de infiltração aumenta e a água pode se acumular à montante da obra, no caso de uma galeria subdimensionada, por exemplo, levando ao aumento do gradiente hidráulico. Tais condições podem acarretar no surgimento de canais dentro do solo. Dessa forma, é essencial garantir uma drenagem eficiente tanto na superfície do terreno quanto dentro do maciço.

Algumas medidas que podem ser adotadas para evitar a formação de canais de água internos são instalação de um sistema de drenagem profunda e de um mais superficial. De qualquer forma, vale ressaltar que o efeito erosivo na captação, condução e despejo de água deve ser analisado para cada caso.

Drenos lineares contínuos são destinados à captação da água que chega ao paramento. Eles são formados por uma calha plástica drenante revestida por manta geotêxtil ou por dreno fibroquímico, estendendo-se verticalmente da crista ao pé do talude e aflorando numa canaleta, como pode ser visto na Figura 29 (SOLOTRAT).

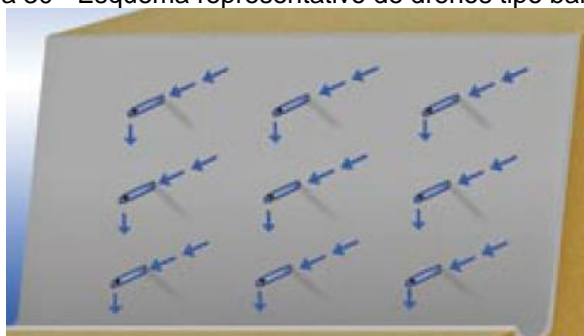
Figura 29 – Esquema representativo (à esquerda) e exemplo de utilização numa obra (à direita) de dreno linear contínuo



Fonte: (SOLOTRAT) e (SOUZA, PITTA e ZIRLIS)

O dreno tipo barbacã também é responsável pela drenagem próxima ao paramento, mas consiste num método diferente. Nesse caso, são feitas algumas cavidades 20 cm x 20 cm x 20 cm no maciço e estas, por sua vez, são preenchidas com material arenoso. Na saída, são alocados pequenos segmentos de tubos PVC, como mostra a Figura 30 (SOLOTRAT).

Figura 30 - Esquema representativo de drenos tipo barbacãs

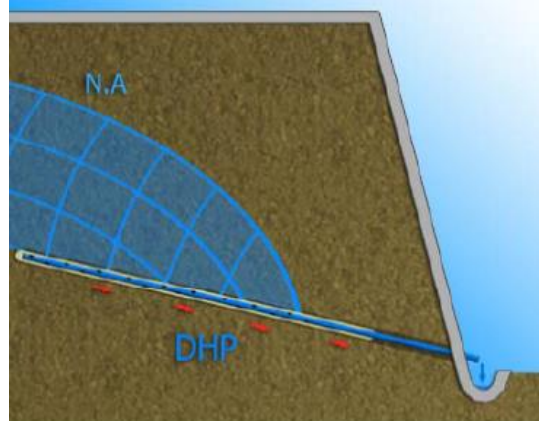


Fonte: (SOLOTRAT)

Para o dreno superficial, também existem os drenos de superfície, que englobam canaletas de crista, pé e descida d'água (Figura 29) (SOLOTRAT).

O dreno horizontal profundo (DHP), diferentemente dos anteriores, é responsável por uma drenagem mais profunda, ou seja, pela captação das águas mais distantes da face do talude, antes de aflorarem. Como mostra a Figura 31, a captação da água é feita no interior do maciço e, então, esta é despejada na canaleta. O DHP é composto por um tubo PVC perfurado e recoberto por manta geotêxtil ou tela de nylon ou apenas ranhurado.

Figura 31 - Esquema representativo de dreno horizontal profundo (DHP)



Fonte: (SOUZA, PITTA e ZIRLIS)

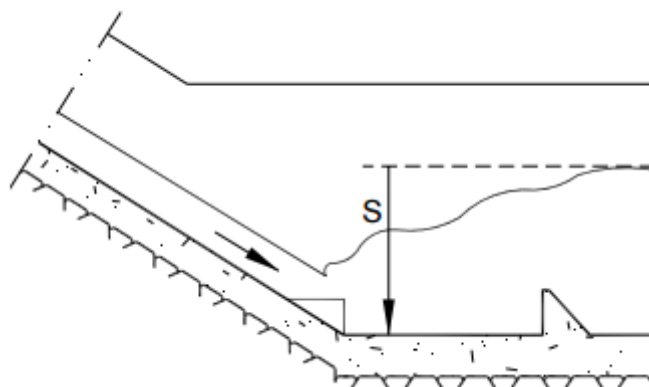
O bom funcionamento de qualquer dreno está diretamente relacionado com a sua capacidade de captar e conduzir a água, sendo assim, é essencial garantir que o dreno esteja sempre desobstruído. Limpeza e manutenção são cuidados importantes que devem ser tomados para evitar a colmatção, por exemplo.

3.8.2.2. Dissipação de energia

Para se evitar a erosão, é preciso dissipar o excesso de energia no escoamento de modo calculado e controlado, de tal modo que a turbulência não prejudique as obras ou cause erosões (PINHEIRO, 2006).

A bacia de dissipação por ressalto hidráulico é uma das soluções possíveis para diminuir a energia de um escoamento. Como é possível verificar na Figura 32, um obstáculo é utilizado estrategicamente a fim de se formar um ressalto cuja turbulência é responsável pela dissipação de energia. Ainda assim, existe uma turbulência residual, logo, o uso da bacia deve vir acompanhado da proteção de margens e fundo.

Figura 32 - Esquema de uma bacia de dissipação



Fonte: (PINHEIRO, 2006)

3.9. Caracterização das Falhas de Pontes no Brasil e Justificativa da Extensão de Estudo

Para o estudo acerca de pontes provisórias e a aplicação em situações de emergência é interessante analisar a ocorrência das falhas de pontes que ocorrem no Brasil. O maior entendimento sobre esse fenômeno possibilita focar melhor o desenvolvimento do projeto no que diz respeito à extensão da ponte e às localidades com maior incidência de falha.

Para tanto, foram analisados alguns dados do DNIT, que promoveu o Programa de Reabilitação de Obras de Arte Especiais (PROARTE), em 2011. O objetivo foi o “atendimento imediato das necessidades de intervenções de restauração, restauração mais reforço estrutural e restauração mais reforço estrutural e alargamento nas Obras de Arte Especiais da malha rodoviária federal” (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2011).

Após o levantamento dos dados de campo e realização de estudos, as pontes dentro do programa foram classificadas nas seguintes categorias: (1) Crítica, (2) Problemática, (3) Observação, (4) Longo prazo e (5) Boa.

Dentre as Obras de Arte Especiais (OAEs) analisadas, 500 se classificaram nas categorias 1 e 2 e foram escolhidas para fazer parte do programa, sendo divididas de acordo com o comprimento (Tabela 5) e a largura (Tabela 6).

Tabela 5 - Divisão das OAEs do PROARTE por comprimento

COMPRIMENTO	Nº OAEs (un.)	Percentual (%)
Até 60 m	327	65%
De 60 m a 120 m	103	21%
Maior que 120 m	70	14%

Fonte: própria com dados de (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2011)

Tabela 6 - Divisão das OAEs do PROARTE por largura

LARGURA	Nº OAEs (un.)	Percentual (%)
Até 8,3 m	73	15%
De 8,3 m a 13 m	397	79%
Maior que 13 m	33	6%

Fonte: própria com dados de (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2011)

Através das Tabelas 5 e 6, é possível concluir que, daquelas julgadas críticas ou problemáticas, a maior parte tem extensão de até 60 m e largura de 8,3 m a 13 m, ou seja, pequena extensão e cerca de 2 a 4 faixas de tráfego. Sendo assim, uma vez que se sabe a extensão da maior parte das pontes com condições críticas e problemáticas, é conveniente focar em tais características geométricas para o estudo acerca do custo.

No entanto, dado que uma das características mais relevantes de uma ponte provisória modular é a possibilidade de aplicação em diferentes vãos e extensões, a categoria de pequena extensão pode ser mais bem investigada. Desse modo, é possível focar o estudo estrutural (terceiro objetivo do projeto) a fim de se atender a categoria com maior número de possíveis falhas.

Tabela 7 – Divisão das OAEs do PROARTE por comprimento (discretização da categoria de pequena extensão)

Comprimento	Quantidade [un.]	Porcentagem [%]
Comprimento \leq 30 m	199	39,8
30 m < Comprimento < 60 m	128	25,6
60 m \leq Comprimento \leq 120 m	103	20,6
Comprimento > 120 m	70	14,0
Total de OAEs	500	100

Fonte: própria com dados de (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2011)

Como se pode verificar na Tabela 7, 39,8% das pontes em condições críticas ou problemáticas, ou seja, aquelas com maior probabilidade de interdição, têm 30 m ou menos. Portanto, o estudo estrutural será feito para um comprimento de 30 m.

Além disso, as OAEs foram classificadas também de acordo com o estado, sendo divididas como mostra a Tabela 8. Com tal informação, sabe-se onde é mais provável que venha a existir a necessidade da utilização de pontes provisórias, por exemplo, Alagoas, Minas Gerais e Paraná.

Tabela 8 - Divisão das OAEs do PROARTE por estado (à esquerda, estados ordenados pelo número de OAEs e, à direita, ordenados pela área total das OAEs)

UF PROARTE	Nº OAEs (un.)	ÁREA (m ²)	UF PROARTE	Nº OAEs (un.)	ÁREA (m ²)
ALAGOAS	72	28.494	RIO GRANDE DO SUL	33	80.382
MINAS GERAIS	59	67.802	MINAS GERAIS	59	67.802
PARANÁ	47	67.427	PARANÁ	47	67.427
CEARÁ	38	17.161	MATO GROSSO	38	39.887
MATO GROSSO	38	39.887	MARANHÃO	23	33.556
RIO GRANDE DO SUL	33	80.382	ALAGOAS	72	28.494
PARAÍBA	31	16.137	MATO GROSSO DO SUL	25	26.630
RIO GRANDE DO NORTE	27	10.217	SANTA CATARINA	18	24.611
MATO GROSSO DO SUL	25	26.630	CEARÁ	38	17.161
BAHIA	23	12.355	PARAÍBA	31	16.137
MARANHÃO	23	33.556	RONDÔNIA	8	12.831
SANTA CATARINA	18	24.611	BAHIA	23	12.355
DF / GOIÁS	15	11.358	DF / GOIÁS	15	11.358
PIAUI	12	1.922	TOCANTINS	10	11.034
SERGIPE	11	2.389	RIO GRANDE DO NORTE	27	10.217
TOCANTINS	10	11.034	SÃO PAULO	5	3.579
RONDÔNIA	8	12.831	SERGIPE	11	2.389
SÃO PAULO	5	3.579	PIAUI	12	1.922
ESPÍRITO SANTO	3	329	PERNAMBUCO	2	562
PERNAMBUCO	2	562	ESPÍRITO SANTO	3	329
TOTAL	500	468.663	TOTAL	500	468.663

Fonte: própria com dados de (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2011)

Para as OAEs com comprimento menor ou igual a 30 m, tem-se um detalhamento maior nas Tabelas 9 a 12, de acordo com cada região.

Tabela 9 – OAEs do programa PROARTE da região sul (comprimento menor ou igual a 30 m)

REGIÃO SUL		
UF	Comprimento[m]	Un.
RS	20,00	5
	30,00	
	15,00	
	25,00	
	26,00	
SC	4,25	4
	11,55	
	26,10	
	7,35	
PR	12,00	10
	12,80	
	26,30	
	5,00	
	15,20	
	21,00	
	23,20	
	12,00	
	12,00	
	12,70	
Total		19

Fonte: própria com dados de (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2011)

Tabela 10 - OAEs do programa PROARTE da região sudeste (comprimento menor ou igual a 30 m)

REGIÃO SUDESTE		
UF	Comprimento[m]	Un.
MG	28,40	16
	16,00	
	14,00	
	14,00	
	12,00	
	10,00	
	24,00	
	5,00	
	30,00	
	6,00	
	6,00	
	20,00	
	22,50	
	8,00	
	16,00	
16,00		
ES	12,80	3
	6,00	
	6,80	
Total		19

Fonte: própria com dados de (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2011)

Tabela 11 - OAEs do programa PROARTE da região centro-oeste (comprimento menor ou igual a 30 m)

REGIÃO CENTRO-OESTE		
UF	Comprimento[m]	Un.
MT	30,00	3
	30,00	
	26,00	
MS	20,30	4
	26,50	
	30,00	
	30,00	
DF/GO	30,00	3
	28,00	
	30,00	
Total		10

Fonte: própria com dados de (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2011)

Tabela 12 - OAEs do programa PROARTE da região nordeste (comprimento menor ou igual a 30 m)

REGIÃO NORDESTE			REGIÃO NORDESTE			REGIÃO NORDESTE			
UF	Comprimento[m]	Un.	UF	Comprimento[m]	Un.	UF	Comprimento[m]	Un.	
MA	14,00	4	AL	25,20	51	PB	12,00	17	
	17,30			30,00			20,26		
	24,60			20,30			22,00		
	6,60			15,50			12,00		
BA	30,00	15		27,00			30,00		30,00
	18,00			11,00			20,10		
	18,00			10,90			11,20		
	30,00			6,00			23,00		
	30,00			22,00			3,27		
	30,00			6,00			12,10		
	9,50			10,64			28,00		
	19,00			15,30			17,00		
	22,00			7,70			7,80		
	24,00			17,30			5,76		
	7,00			12,80			28,00		
	30,00			6,80			13,20		
	26,00			16,10			3,05		
	21,00			7,80		RN	12,00	18	
	11,00			11,00			12,00		
CE	25,00	24		29,50			30,00		
	25,00			11,00			30,00		
	30,00			15,30			9,00		
	20,00			6,15			20,00		
	20,00			16,45			11,00		
	10,50			12,25			21,00		
	10,50			22,00			15,00		
	10,00			10,05			21,00		
	20,00			8,85			10,00		
	20,00			12,10			30,00		
	21,00			7,80			10,00		
	27,80			30,00			10,00		
	8,70			20,00			12,00		
	21,30			30,00			10,00		
	13,40			30,00			25,00		
	15,70			20,00			21,00		
	25,40			6,00		PI	11,00	12	
	7,90			17,00			10,00		
	8,00			4,00			17,65		
	26,30			17,00			12,00		
	11,00			6,00			6,50		
	8,00			6,00			16,40		
	10,40			16,00			9,80		
	10,50			4,00			10,80		
SE	9,80	9		30,00			9,00		
	4,60			5,00			9,00		
	4,25			5,50			8,70		
	21,00			20,00			27,00		
	21,20			13,40		Total	151		
	23,40			15,75					
	9,00			13,30					
	12,80			13,70					
26,10	3,50	1							

Fonte: própria com dados de (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2011)

É possível verificar que a região nordeste conta com o maior número de OAEs críticas e problemáticas de 30 m ou menos. Os 151 casos representam 30,2%

das 500 OAEs escolhidas pelo programa e 75,9% das OAEs de comprimento menor ou igual a 30 m (199 casos).

3.10. Custos de Pontes

Nesta seção, serão estudados alguns custos unitários de diferentes pontes. Esse parâmetro é utilizado para que possam ser comparados os custos entre pontes, não de forma absoluta, mas em relação à área de cada ponte.

Dessa forma, foram pesquisados orçamentos de pontes e dividiu-se o custo total pela área do tabuleiro. Em certos casos, os custos unitários já foram fornecidos sem grandes detalhamentos.

Como já discutido no item 3.8, para o presente projeto, é interessante estudar não apenas o custo de acordo com tipo de ponte (material e estrutura), mas também pela extensão das pontes, uma vez que se sabe que a maior parte das OAEs danificadas é de extensão pequena (até 60 m). Por este motivo, os resultados serão apresentados não apenas em função do material da ponte, mas também em função da extensão.

3.10.1. Dados

São estudados alguns custos unitários, por metro quadrado de tabuleiro, relacionados às obras de diferentes tipos de pontes, pretendendo-se, assim, comparar as possíveis soluções a serem tomadas frente à interdição de uma ponte ou via.

Vale lembrar que os dados dos custos unitários estão sempre associados às respectivas datas da criação do documento. Como se pode observar nas Tabelas 13 e 14, de acordo com o DNIT, os custos médios gerenciais para OAEs de 2009 e 2014 permanecem muito parecidos. A Tabela 15 indica o aumento percentual que ocorreu dentro desses 5 anos e, como se pode ver, o maior aumento não chegou a 10%, sendo que para pontes de concreto armado ou protendido, não ocorreu nenhuma diferença.

Tabela 13 – Custos médios gerenciais do DNIT (Mês base: Janeiro/2009)

OAE - OBRA DE ARTE ESPECIAL	OBRA, considerando infra + meso + superestrutura, sem os acessos e fundações especiais		
	Limite inferior	Limite superior	Média (R\$/m ²)
Concreto (armado / protendido) *	4.000,00	5.000,00	4.500,00
Balanços sucessivos *	7.000,00	8.000,00	7.500,00
Estaiada *	10.000,00	12.000,00	11.000,00

* (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2009)
Fonte: própria

Tabela 14 - Custos Médios Gerenciais do DNIT (Mês base: Maio/2014)

OAE - OBRA DE ARTE ESPECIAL	OBRA, considerando infra + meso + superestrutura, sem os acessos e fundações especiais		
	Limite inferior	Limite superior	Média (R\$/m ²)
Concreto (armado / protendido) *	4.000,00	5.000,00	4.500,00
Balanços sucessivos *	7.000,00	9.000,00	8.000,00
Estaiada *	10.000,00	14.000,00	12.000,00

* (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2014)
Fonte: própria

Tabela 15 – Aumento dos Custos Médios Gerenciais de 2009 para 2014

OAE - OBRA DE ARTE ESPECIAL	Média (R\$/m ²) (2009)	Média (R\$/m ²) (2014)	Aumento (%)
Concreto (armado / protendido)	4,500.00	4,500.00	0.00
Balanços sucessivos	7,500.00	8,000.00	6.67
Estaiada	11,000.00	12,000.00	9.09

Fonte: própria

Sendo assim, ainda que exista alguma influência da flutuação do valor da moeda nas diferentes datas em que os dados sobre custos foram produzidos, ela não será considerada nas comparações feitas no presente relatório.

Na Tabela 16 são apresentados alguns dados a respeito do custo unitário para a construção de pontes em concreto. Estes foram obtidos dividindo-se o custo total de construção da obra pela área da ponte.

Tabela 16 - Custo unitário para pontes de concreto

PONTES DE CONCRETO				
Local	Extensão (m)	Largura (m)	Custo Total (R\$)	Custo Unitário (R\$/m²)
Rua Belluno (Serafina Corrêa - RS) *	7	14	125.745,59	1.283,12
Viaduto Usina Ceramina (BR-101) **	30,6	13,65	999.538,39	2.393,01
Viaduto Usina Santa Rita (BR-101) **	30,6	13,65	950.541,59	2.275,71
Viaduto sobre a Av. Liberdade (BR-101) **	40,6	13,65	1.144.434,00	2.065,06
Ponte sobre o Rio Cabocó (BR-101) **	60,6	13,65	1.656.983,22	2.003,15
Ponte sobre o Rio Preto (BR-101) **	75,6	13,65	2.532.059,63	2.453,69
Ponte sobre o Rio Mumbaba (BR-101) **	75,6	13,65	2.102.579,84	2.037,50
Ponte sobre o Rio Paraíba (BR-101) **	175,6	13,65	5.305.363,93	2.213,39
Ponte sobre o Córrego Moinho ***	44	11	1.680.372,78	3.471,84
Ponte sobre o Rio Coxipó ***	84	11	2.883.562,88	3.120,74
CUSTO UNITÁRIO MÉDIO				2.331,72

* (PREFEITURA MUNICIPAL DE SERAFINA CORRÊA, 2011)

** (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2005)

*** (GOVERNO DE MATO GROSSO - SECOPA, 2012)

Fonte: própria

Por interesse do estudo, na Tabela 17, são apresentados as médias dos custos unitários por extensão da ponte.

Tabela 17 - Resumo da Tabela 16 com separação por extensão da ponte

PONTES DE CONCRETO - RESUMO		
Tamanho	Extensão Média (m)	Custo Unitário Médio (R\$/m²)
Pontes pequenas (extensão ≤ 60m)	30,56	2.297,75
Pontes médias (60m < extensão < 120m)	73,95	2.403,77
Pontes grandes (extensão ≥ 120m)	175,60	2.213,39

Fonte: própria

Comparando os dados das Tabelas 16 e 17 com os dados das Tabelas 13 e 14, percebe-se que todos os valores se mostram inferiores ao menor dos custos médios gerenciais do DNIT. No entanto, isso pode ocorrer devido a abundância de materiais de construção, logística, fatores climáticos ou sofisticação do projeto, por exemplo (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2009).

Uma vez que as pontes provisórias se assemelham às estruturas de pontes mistas (aço e concreto) no que diz respeito aos materiais utilizados, é

interessante analisar tais custos unitários. A Tabela 18 apresenta esses dados para pontes com extensão inferior a 60 m.

Tabela 18 - Custo unitário para pontes mistas

PONTES MISTAS (aço e concreto)				
Local	Extensão (m)	Largura (m)	Custo Total (R\$)	Custo Unitário (R\$/m²)
Rio Coxipó - Açú (Distrito Aguaçu) *	30	6	717.246,21	3.984,70
Rio das Pedras I (Fazenda Velha) *	15	4,2	289.348,66	4.592,84
Córrego Gumitá (Novo Horizonte) *	14	12	663.138,39	3.947,25
Córrego Piçarrão (Estrada Maria Hipólita) *	15	4,5	282.704,40	4.188,21
CUSTO UNITÁRIO MÉDIO				4.178,25

* (TRIBUNAL DE CONTAS DE MATO GROSSO, 2015)

Em 2012, a Setop (Secretaria de Estado de Transportes e Obras Públicas) contava com um programa cujo objetivo era otimizar a execução de pontes vicinais e racionalizar custos para as prefeituras (INFRAESTRUTURA URBANA - PINI, 2012). A Tabela 19 mostra o custo médio de uma ponte realizada nos moldes desse projeto.

Tabela 19 - Custo unitário para pontes mistas da Setop

PONTES MISTAS (aço e concreto)				
Local	Extensão (m)	Largura (m)	Custo Total (R\$)	Custo Unitário (R\$/m²)
Ponte mista com tabuleiro de concreto pré-fabricado *	-	-	-	2.200,00
Ponte mista com tabuleiro de concreto moldado in loco com pré-laje*	-	-	-	2.700,00
Ponte mista com tabuleiro de concreto moldado in loco *	-	-	-	2.700,00
Ponte mista com fundação mais complexa *	-	-	-	3.750,00

* (INFRAESTRUTURA URBANA - PINI, 2012)

Fonte: própria

Percebe-se que as Tabelas 18 e 19 mostram valores bem distintos em sua maioria. Isto pode acontecer por conta das pontes da Setop envolverem sempre projetos mais simples, de pequeno porte e padronizados (INFRAESTRUTURA URBANA - PINI, 2012).

Finalmente, com informações sobre pontes provisórias, tem-se a Tabela 20, cujos dados foram obtidos a partir de uma reportagem e pelo contato com uma empresa brasileira construtora de pontes temporárias.

Tabela 20 - Custo unitário para pontes provisórias metálicas

PONTES PROVISÓRIAS				
Local	Extensão (m)	Largura (m)	Custo Total (R\$)	Custo Unitário (R\$/m²)
Tarumã, Manaus (convênio) *	24	6	342819,89	2.380,69
EcoPontes (material e montagem) **	-	-	-	3.250,00
CUSTO UNITÁRIO MÉDIO				2.815,35

* (AMAZONAS ATUAL, 2014)

** (HÚNGARO, 2016)

Fonte: própria

No caso da Prefeitura de Manaus, a ponte provisória era de sistema estrutural Bailey (configuração *Double-Single*) e se tratava de um convênio com duração especificada de 120 dias, ou seja, o material não era adquirido e, após seu uso, a ponte retornava ao Exército. Já o custo unitário cedido pela EcoPontes considera tanto a compra do material, média de R\$ 2.800,00/m², quanto a montagem, que custa por volta de R\$ 450,00/m².

Resumindo os dados mais relevantes, ou seja, aqueles de maior interesse para o estudo em questão, tem-se a Tabela 21. Esta apresenta os custos unitários médios, tanto os gerais como para pontes de pequena extensão (até 60 m), considerando os tipos concreto, mista e provisória.

Tabela 21 – Resumo geral dos custos unitários mais importantes

RESUMO GERAL		
Tipo		Custo Unitário Médio (R\$/m²)
Concreto	OAE de concreto armado / protendido (Tabela 13)	4.500,00
	OAE de concreto armado / protendido (Tabela 14)	4.500,00
	Casos (Tabela 17)	2.297,75
Mista	Ponte mista com tabuleiro pré-fabricado (Tabela 19)	2.200,00
	Ponte mista com tabuleiro moldado in loco com pré-laje (Tabela 19)	2.700,00
	Ponte mista com tabuleiro moldado in loco (Tabela 19)	2.700,00
	Casos (Tabela 18)	4.178,25
Provisória	EcoPontes (material e montagem) (Tabela 21)	3.250,00
	Caso (convênio) (Tabela 20)	2.380,69

Fonte: própria

Pode-se concluir que, diante uma situação de emergência em que uma ponte deixa de prestar seus serviços, existem diversos tipos de soluções para a retomada do fluxo de pessoas e serviços. Algumas soluções são mais caras que outras como as pontes de R\$ 4.500,00/m². Outras soluções podem ser mais rápidas, reestabelecendo o tráfego em poucos dias, como as pontes provisórias. Nesses casos, além da ponte provisória, é necessário considerar uma ponte permanente também.

3.10.2. *Análise Crítica*

De acordo com INFRAESTRUTURA URBANA - PINI, 2012, a fundação é um elemento que pode tornar uma obra mais cara dependendo de sua complexidade. Quanto mais difícil sua execução, maior a necessidade de equipamentos e materiais especiais. Portanto, uma ponte com fundações mais simples tende a ser mais barata.

Na Tabela 16, é possível perceber que o custo de uma ponte de concreto varia bastante, de R\$ 1.283,12/m² a R\$ 3471,84/m². Para entender tamanha diferença, fez-se uma análise mais profunda dessas pontes e seus custos, apresentada na Tabela 22.

Certos componentes dos custos, tais como o transporte de equipamentos e materiais, que são influenciados por outros fatores que não a estrutura em si, foram desconsiderados. Os custos levam em conta apenas a construção da infraestrutura, mesoestrutura, superestrutura, acabamentos e aterros, acessos e lajes de transição.

Sendo assim, aparentemente, as pontes mais caras (Ponte sobre o Córrego Moinho e Ponte sobre o Rio Coxipó) têm seus custos elevados devido à fundação de tubulão a céu aberto e tubulão a ar comprimido. A ponte da Rua Belluno, por outro lado, provavelmente é mais barata por conta da fundação em sapata e por não ser protendida.

A mesma situação pode ser verificada na Tabela 23. Além disso, percebe-se que, de acordo com a Setop, INFRAESTRUTURA URBANA - PINI, 2012,

estruturas pré-fabricadas são as mais baratas, isso por dispensarem a montagem de formas e escoramentos e mobilização do canteiro de obras para o trato de ferragens, processamento e aplicação do concreto do tabuleiro.

Tabela 22 - Informações a respeito dos custos unitários das pontes de concreto da Tabela 16

CUSTO DAS PONTES DE CONCRETO			
Local	Tipo de fundação	Observações sobre a estrutura	Custo Unitário (R\$/m²)
Rua Belluno (Serafina Corrêa - RS) *	Sapata	Concreto armado pré-moldado	1.283,12
Viaduto Usina Ceramina (BR-101) **	Estacas metálicas	Concreto pré-moldado protendido (vigas pré-moldadas e pré-laje)	2.393,01
Viaduto Usina Santa Rita (BR-101) **	Estacas metálicas	Concreto pré-moldado protendido (vigas pré-moldadas e pré-laje)	2.275,71
Viaduto sobre a Av. Liberdade (BR-101) **	Estacas metálicas	Concreto pré-moldado protendido (vigas pré-moldadas e pré-laje)	2.065,06
Ponte sobre o Rio Cabocó (BR-101) **	Estacas metálicas	Concreto pré-moldado protendido (vigas pré-moldadas e pré-laje)	2.003,15
Ponte sobre o Rio Preto (BR-101) **	Estacas metálicas	Concreto pré-moldado protendido (vigas pré-moldadas e pré-laje)	2.453,69
Ponte sobre o Rio Mumbaba (BR-101) **	Estacas metálicas	Concreto pré-moldado protendido (vigas pré-moldadas e pré-laje)	2.037,50
Ponte sobre o Rio Paraíba (BR-101) **	Estacas metálicas	Concreto pré-moldado protendido (vigas pré-moldadas e pré-laje)	2.213,39
Ponte sobre o Córrego Moinho ***	Tubulão a céu aberto e a ar comprimido	Concreto pré-moldado protendido (vigas pré-moldadas)	3.471,84
Ponte sobre o Rio Coxipó ***	Tubulão a céu aberto e a ar comprimido	Concreto pré-moldado protendido (vigas pré-moldadas)	3.120,74

* (PREFEITURA MUNICIPAL DE SERAFINA CORRÊA, 2011)

** (DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2005)

*** (GOVERNO DE MATO GROSSO - SECOPA, 2012)

Fonte: própria

Tabela 23 - Informações a respeito dos custos unitários das pontes mistas das Tabelas 18 e 19

PONTES MISTAS (aço e concreto)			
Local	Tipo de fundação	Observações sobre a estrutura	Custo Unitário (R\$/m²)
Rio Coxipó - Açú (Distrito Aguaçú) *	Estaca tipo Strauss	Estrutura metálica com tabuleiro de concreto moldado in loco	3.984,70
Rio das Pedras I (Fazenda Velha) *	Estaca tipo Strauss	Estrutura metálica com tabuleiro de concreto moldado in loco	4.592,84
Córrego Gunitá (Novo Horizonte) *	Estaca tipo Strauss	Estrutura metálica com tabuleiro de concreto moldado in loco	3.947,25
Córrego Piçarrão (Estrada Maria Hipólita) *	Estaca tipo Strauss	Estrutura metálica com tabuleiro de concreto moldado in loco	4.188,21
Ponte mista **	Simple	Estrutura com vigas de aço com tabuleiro pré-fabricado	2.200,00
Ponte mista **	Simple	Estrutura com vigas de aço com tabuleiro moldado in loco com pré-laje	2.700,00
Ponte mista **	Simple	Estrutura com vigas de aço com tabuleiro moldado in loco	2.700,00
Ponte mista **	Mais complexa	Estrutura com vigas de aço com tabuleiro de concreto	3.750,00

* (TRIBUNAL DE CONTAS DE MATO GROSSO, 2015)

* (INFRAESTRUTURA URBANA - PINI, 2012)

Fonte: própria

Vale observar que, para os valores da Tabela 22, foram considerados todos os custos associados à construção da infraestrutura, mesoestrutura, superestrutura e acabamentos. Os respectivos aterros, acessos ou lajes de transição também foram incluídos. Quanto à Tabela 23, os custos considerados foram infraestrutura, mesoestrutura, superestrutura e acabamentos, sendo os custos referentes a aterros, acessos ou lajes de transição não explicitados. Ainda sobre a Tabela 23, os custos unitários da INFRAESTRUTURA URBANA - PINI, 2012 não são disrecreados, sendo impossível determinar exatamente o que está sendo considerado.

3.10.3. Análise de caso: Ponte provisória conveniada

Anteriormente, foi citado, na Tabela 20, o custo unitário a respeito do aluguel de uma ponte temporária providenciada pela Prefeitura de Manaus. A necessidade de tal estrutura foi consequência da demora em se construir a ponte permanente, que era um projeto para o início de 2013, mas foi adiada, sendo iniciada apenas nas vésperas da Copa do Mundo, em junho de 2014. Dessa forma, por conta do atraso, para atender a demanda necessária, foi providenciada a ponte provisória (AMAZONAS ATUAL, 2014).

A Tabela 24 apresenta os custos unitários para a ponte provisória de Tarumã e para a ponte permanente do mesmo local. Além disso, é interessante citar uma comparação feita pela AMAZONAS ATUAL, 2014, em que são apresentados os dados para a Ponte Rio Negro também (tanto de acordo com o preço licitado quanto com aditivos).

Tabela 24 - Custos unitários para as pontes provisória e permanente sobre o Igarapé do Gigante

Ponte	Extensão (m)	Largura (m)	Custo Total (R\$)	Custo Unitário (R\$/m ²)
Ponte provisória em Tarumã, Manaus (convênio) *	24	6	342.819,89	2.380,69
Ponte Octávio Beleza da Câmara (permanente) **	55	15	9.481.527,15	11.492,76
Ponte Rio Negro (licitação) ***	3595	20,7 / 22,6	574.800.000,00	7.646,01
Ponte Rio Negro (licitação + aditivos) ***	3595	20,7 / 22,6	1.099.000.000,00	14.618,93

* (AMAZONAS ATUAL, 2014)

** (PREFEITURA DE MANAUS - SEMINF, 2014)

*** (AMAZONAS ATUAL, 2014)

Fonte: própria

Primeiramente, é possível observar que a extensão da ponte provisória é bem menor que a ponte permanente do mesmo local. Uma vez que uma é temporária, não é necessário considerar as cheias do rio como no caso da ponte definitiva, mas apenas o comportamento do rio apenas durante os meses em que funcionará. Além disso, como mostra a Figura 33, é feito um aterro que invade o rio, diminuindo o vão a ser vencido pela ponte.

Figura 33 –Ponte provisória e construção da ponte permanente lado a lado



Fonte: (AMAZONAS ATUAL, 2014)
Fonte: própria

Em segundo lugar, neste caso, o uso da ponte provisória foi essencial para atender às demandas necessárias da época. Seu custo foi muito próximo do custo médio de aquisição de uma ponte temporária da EcoPontes. É possível que, se houvessem outros casos como este no futuro, a compra da ponte e sua reutilização representariam uma alternativa de melhor custo-benefício.

Finalmente, observa-se que o custo da ponte permanente é muito alto comparado com todos os outros anteriormente vistos no item 3.10.1, principalmente pelo fato de, aparentemente, se tratar de uma estrutura simples (Figura 34), e não uma estrutura mais complexa, como uma ponte estaiada. Tal custo foi comparado com o da Ponte Rio Negro (Figura 35), que, além de ter 3.595 m de extensão e uma largura média de 20,9 m, possui “74 pilares construídos sobre 222 estacas no fundo do rio, revestidas em aço e construídas em ferro e concreto; 213 vigas pré-moldadas; 400 metros de vão estaiado, com um mastro de 103 metros acima do tabuleiro” (AMAZONAS ATUAL, 2014).

Como mostra a Tabela 24, a Ponte Octávio Beza da Câmara apresenta um custo unitário maior que o da Ponte Rio Negro, pelo valor licitado, e estes se tornam muito próximos após os aditivos. Assim, percebe-se que o custo total dessa ponte está fora dos padrões e é, portanto, questionável.

Figura 34 – Ponte ilhas Gregas (permanente)



Fonte: (PREFEITURA DE MANAUS - SEMINF, 2014)

Figura 35 – Ponte Rio Negro



Fonte: (AMAZONAS ATUAL, 2014)

Tal caso mostra a importância de um olhar crítico diante de qualquer informação encontrada, cuidado este, tomado no estudo dos custos unitários realizados nessa seção.

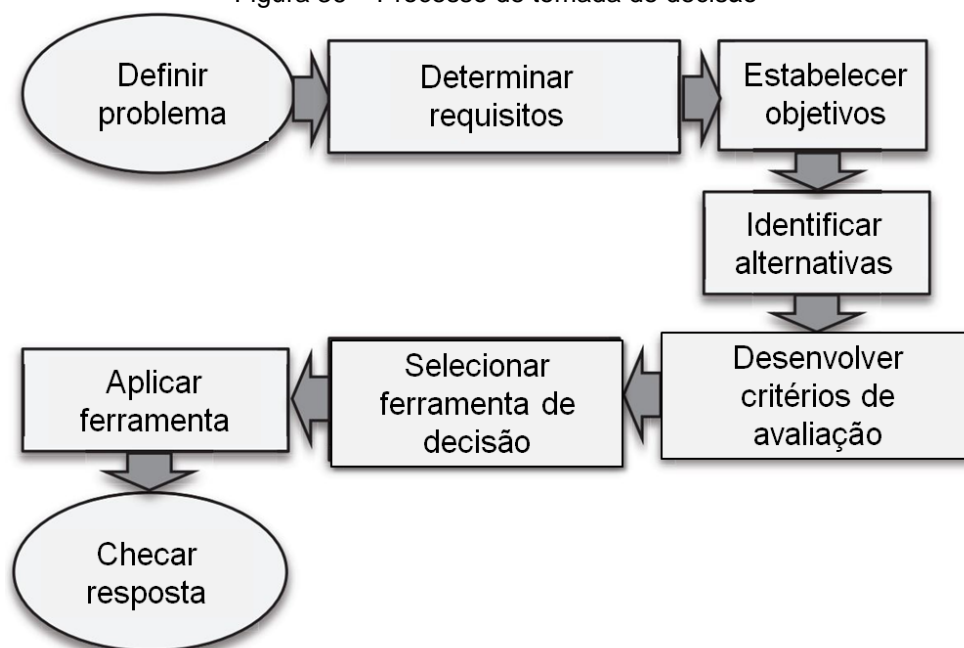
3.11. Tomada de Decisão e Ferramentas

Um dos objetivos do trabalho é estudar e identificar os fatores principais que regem a viabilidade socioeconômica de pontes provisórias. Ou seja, buscar-se-á descobrir que critérios são relevantes para determinar se uma ponte temporária deve ser construída ou se outra solução deve ser escolhida.

Não está no escopo do trabalho a tomada de decisão para um caso específico, e sim a definição e análise dos critérios que regem essa decisão. Desta forma, serão estudadas ferramentas de tomada de decisão com o intuito de aprofundar o conhecimento de como diferentes critérios e pesos influenciam na escolha de uma solução.

Em geral, um processo de tomada de decisão segue as etapas explicitadas na Figura 36 (SABAEI, ERKOYUNCU e ROY, 2015). Inicialmente, é necessário definir o problema, determinar os requisitos para a tomada de decisão e estabelecer os objetivos que desejam ser alcançados. Com isso em mãos, parte-se para a identificação de alternativas de solução, desenvolvimento dos critérios de avaliação e, finalmente, para a escolha e aplicação de um método de tomada de decisão.

Figura 36 – Processo de tomada de decisão



Fonte: adaptado de (SABAEI, ERKOYUNCU e ROY, 2015)

Essa seção apresentará e discutirá, especificamente, as vantagens e desvantagens de alguns desses métodos de tomada de decisão. À medida que as diferentes ferramentas forem apresentadas, ficará claro como cada uma dessas etapas está intimamente interligada às outras. A natureza de um problema e os objetivos a serem alcançados influenciam diretamente nos critérios de tomada de decisão, por exemplo.

Tendo em vista que o problema a ser estudado depende de uma série de critérios, as ferramentas mais apropriadas para a tomada de decisão são os métodos de decisão multicritério ou métodos MCDM (do inglês, *multi-criteria decision making*). Estes métodos possuem as seguintes características em comum:

- Há múltiplos critérios e atributos que, geralmente, são hierarquizados (XU e YANG, 2001);
- Critérios são conflitantes;
- Atributos podem ter unidades diferentes (custo da ponte é expresso em dinheiro enquanto tempo de construção é medido em meses);
- Atributos podem ser quantitativos ou qualitativos (custo e acesso de equipamentos ao canteiro);
- Incertezas;
- Resultados podem não ser conclusivos.

Apresenta-se a seguir alguns métodos MCDM, suas principais características, vantagens e desvantagens e principais áreas de utilização.

3.11.1. *Analytic Hierarchy Process (AHP)*

O método AHP (Processo Analítico Hierárquico) tem como base a representação de um problema através de uma estruturação hierárquica (SOUZA, VIEIRA, *et al.*, n.d.). Define-se um objetivo global, critérios e alternativas, o que permite ao decisor ter uma visão global do problema a ser solucionado. O método consiste na comparação par-a-par de níveis hierárquicos visando avaliar quanto um critério ou alternativa influencia no

resultado final. São atribuídos pesos a cada critério e comparadas alternativas com relação a tais critérios. Dessa forma, obtém-se um valor numérico que busca mensurar qual o impacto de cada alternativa frente ao objetivo geral.

As principais vantagens dessa metodologia para tomada de decisão são:

- A comparação entre alternativas é direta e fácil de ser entendida;
- Permite visão do problema como um todo através da hierarquização;
- Não possui limitações severas quanto ao tamanho do problema e número de critérios e alternativas (VELASQUEZ e HESTER, 2013);

As principais desvantagens do método são:

- Os critérios são sempre comparados em pares e nunca avaliados de forma isolada;
- O método não apresenta bons resultados quando há interdependência entre critérios e há casos em que ocorre inversão do ranking final de alternativas (VELASQUEZ e HESTER, 2013);

O método AHP é muito utilizado para análise e resolução de problemas relacionados à políticas públicas, gestão de recursos e estratégia corporativa. Vale ressaltar que o AHP é um caso específico do Processo Analítico em Rede (ANP - *Analytic Network Process*). No caso do ANP, há interdependência de critérios. A análise torna-se mais complexa, todavia, uma maior gama de problemas pode ser resolvida pelo método.

3.11.2. *Data Envelopment Analysis (DEA)*

O método DEA (Análise por Envoltória de Dados) utiliza-se da programação matemática para medir a eficiência relativa entre entidades chamadas de *Decision Making Units* (DMU - Unidades de Tomada de Decisão). Tais entidades podem ser empresas, hospitais, veículos ou empreendimentos e devem realizar os mesmo tipos de atividade. Ou seja, através de recursos semelhantes (*inputs*) devem gerar resultados similares e mensuráveis (*outputs*). Através da análise desses dados, o método DEA atribuiu notas às entidades que variam de 0 a 1,0 - onde a entidade mais eficiente obtém nota de

1,0 e as outras recebem notas menores (COOPER, SEIFORD e TONE, 2006). Dessa forma, é possível quantificar, comparar e analisar eficiências.

As principais vantagens deste método são:

- Aplicação com diferentes tipos de entidades;
- Aplicação com diferentes tipos e quantidades de *inputs* e *outputs*;
- Indicador final de fácil interpretação;
- Identificação de fatores causadores de ineficiência;
- Capacidade de detectar correlações que não seriam facilmente observadas em outras metodologias.

As principais desvantagens do método são:

- Resultados variam muito a depender dos *inputs* e *outputs* e dados devem ser precisos;
- Obtém-se uma medida da eficiência relativa entre entidades, e não de eficiência absoluta (TRICK, 1998);
- Problemas grandes e complexos podem exigir muito poder computacional (TRICK, 1998).

O método DEA é utilizado quando eficiências devem ser comparadas entre entidades. As principais áreas de uso do método são: economia, medicina, administração, etc. Quanto mais precisos forem os dados de *input* maior confiança poderá ser dada às eficiências relativas calculadas (VELASQUEZ e HESTER, 2013).

3.11.3. *Multi-Attribute Utility Theory (MAUT)*

A Teoria de Utilidade Multiatributo (MAUT, do inglês, *Multi-Attribute Utility Theory*) é um modelo matemático derivado da Teoria da Utilidade que auxilia na tomada de decisão relacionada a um problema ao estabelecer um valor de utilidade para cada consequência da decisão. Neste contexto, utilidade se refere a uma expressão quantitativa adimensional do grau de importância que uma consequência ocupa na preferência do decisor (OLIVEIRA DUARTE, 2011). O modelo define a função utilidade para cada alternativa a partir da

análise das relevâncias relativas entre atributos. Se um atributo é considerado pouco importante em relação aos demais, receberá menor peso frente àqueles considerados de maior importância (GOMES, 1998).

As principais vantagens deste modelo são:

- Leva em conta a incerteza no processo de decisão;
- Atribui valor de utilidade às consequências (não é analisado em outros métodos);
- Permite a incorporação de preferências do decisor para análise de cada consequência.

Algumas desvantagens do modelo são:

- Necessidade de muitos dados para *input* no modelo;
- As preferências do decisor devem ser precisas e objetivas, o que torna o método dependente de suposições e relativamente subjetivo.

O MAUT é frequentemente aplicado em casos onde há abundância de dados e necessidade de levar-se em conta incertezas. Assim, as principais áreas de uso do modelo são em problemas ligados a economia, finanças, gestão de energia e recursos hídricos, entre outros (VELASQUEZ e HESTER, 2013).

3.11.4. *Case-Based Reasoning (CBR)*

O CBR é um método de decisão multicritério que propõe a solução para um problema através da comparação com problemas semelhantes já resolvidos (DAENGDEJ, LUKOSE e MURISON, 1999). Quanto maior a data-base de soluções propostas e problemas analisados mais precisam será o resultado do método (VELASQUEZ e HESTER, 2013). Por este motivo, o CBR é comumente usado em áreas onde há grande repetição de casos - a saber: projetos de engenharia, seguro de veículos, medicina, entre outros.

As principais vantagens do método são:

- Não são necessários dados adicionais, além das características e soluções propostas em casos passados;

- O método torna-se mais preciso ao longo do tempo à medida que mais casos são resolvidos (VELASQUEZ e HESTER, 2013);

As principais desvantagens são:

- O método exige uma data-base grande a fim de propor soluções coerentes;
- Não há, necessariamente, uma relação direta entre a semelhança de dois problemas e a melhor solução para cada um deles (VELASQUEZ e HESTER, 2013);
- Casos passados podem ter características singulares que os diferenciam dos demais, invalidando seu uso para comparação.

3.12. Conceitos de Gestão de Riscos

As vantagens, desvantagens e viabilidade da aplicação de pontes provisórias podem ser analisadas à luz dos conceitos da análise e gestão de riscos. Isso porque seu objetivo é, intrinsecamente, o tratamento de um risco – a falha do sistema viário pela interdição de uma ponte.

3.12.1. Definições de Risco

Uma das mais consagradas definições de risco na comunidade científica é a definida por Jones and Boer, 2003 ou Helm, 1996 (apud BROOKS, 2003). Tal definição é explicitada por:

$$Risco = Perigo (Probabilidade) * Consequências$$

Equação 1

Ou seja, esses autores percebem risco como o produto da probabilidade de ocorrência de um dado evento pelos danos potenciais que sua ocorrência acarreta. Risco seria, portanto, uma medida do potencial de perdas segundo um dado evento.

Uma definição mais moderna, que expande tal visão, é apresentada por, dentre outros autores, HOLCOMBE, 2015. Corresponde a:

$$Risco = Perigo (Probabilidade) * Exposição * Vulnerabilidade$$

Equação 2

Nota-se que essa definição desmembra o conceito de ‘Consequências’ como o produto de ‘Exposição’ e ‘Vulnerabilidade’, permitindo análise mais detalhada e eficiente.

3.12.2. Elementos de Risco

No seio de tal definição, o ‘Perigo’ representa a probabilidade de um evento ocorrer, ou atingir certa magnitude ou ter certa natureza. A ‘Exposição’ reflete a intersecção espacial e/ou temporal do evento perigoso e bens ou pessoas sujeitos ao risco. Isso é, a exposição de um tornado no oceano é nula, mas altíssima em uma cidade. O mesmo vale para o momento de ocorrência do evento – dia, noite, hora de pico. Já o conceito de ‘Vulnerabilidade’, ainda segundo HOLCOMBE, 2015, é percebido como:

$$Vulnerabilidade = \frac{1}{Resiliência}$$

Equação 3

Ou seja, o inverso da ‘Resiliência’, que seria a capacidade do sistema estudado de responder à solicitação implicada com o risco. Pode ser dividida, pois, em:

- Resistência: relacionado à robustez, isso é, a capacidade em si dos elementos de manterem sua integridade e serviço durante e após solicitações;
- Redundância: relacionado à existência de elementos que efetuam ou podem efetuar a mesma função. Reflete, pois, a capacidade do sistema de se adaptar e manter serviço total ou parcial mesmo após falha de um componente;
- Confiabilidade: refere-se à margem de alguma grandeza – tempo, solicitações mecânicas – na qual o sistema mantém serviço. Por exemplo, estruturas dimensionadas para solicitações de alto período de retorno são mais confiáveis;
- Resposta e Recuperação: refere-se à velocidade, facilidade e economia com que o sistema, após falhar, consegue recuperar suas funções e capacidades normais.

3.12.3. *Gestão de Riscos e Pontes Provisórias e/ou Modulares no Contexto de Riscos*

Como sugere GODA, 2015, a gestão de riscos deve, primeiramente, avaliar qual o perigo envolvido buscando eliminá-lo ou minimizar a exposição. No entanto, quase sempre isso não é viável. Nesse caso, deve-se procurar quantificar o risco e avaliá-lo em relação a um risco aceitável definido por critérios técnicos, sociais, políticos e ambientais. Caso o risco seja maior que o valor aceitável, deve-se proceder ao tratamento de riscos, pelo incremento da resiliência do sistema.

Como já apresentado, o incremento na resiliência de um sistema pode efetuar-se pela melhoria de sua resistência, redundância, confiabilidade e capacidade de recuperação e resposta. Os diversos meios de melhoria de resiliência devem ser comparados, selecionando o com a melhor relação custo-benefício.

A implantação de pontes modulares e provisórias e de processos que permitam sua rápida construção figura como uma alternativa para melhorar a capacidade de recuperação do sistema. Logo, a análise de sua viabilidade deve não somente ser avaliada quanto ao potencial de redução de impactos de risco, mas também frente a alternativas de tratamento de risco.

3.13. Aspectos Financeiros e Econômicos Relacionados

Nessa seção, detalham-se conceitos financeiros e econômicos considerados cruciais ou enriquecedores na discussão acerca da viabilidade socioeconômica de pontes provisórias e/ou modulares.

3.13.1. *Custo de Oportunidade e o Valor do Dinheiro no Tempo*

A noção de custo de oportunidade e valor nominal e efetivo do dinheiro no tempo é consagrada na bibliografia de economia e finanças, a exemplo de EHRlich, 2005. Sob a ótica econômico-financeira, o valor do dinheiro deve ser avaliado à luz do seu custo de oportunidade – isso é, o que se deixa de ganhar ao gastar uma dada quantia, devido à sua não aplicação em alternativas de baixo risco, ou comuns para uma dada empresa ou pessoa.

Sob essa ótica, o valor do dinheiro deve ser avaliado segundo a equação:

Equação 4

$$VP_i = \frac{VF_{i+n}}{(1+j)^n}$$

Onde 'VP_i' é o valor presente na data i, 'VF_{i+n}' é o valor nominal futuro, na data i+n, 'j' é a taxa de desconto – dada pelo custo de oportunidade, ou seja, o quanto a aplicação de referência renderia – e 'n' o número de períodos de capitalização entre as datas.

Tais conceitos tem grande aplicação no ramo da construção civil. Isso porque refletem a desvantagem de desembolsos adiantados. Por exemplo, quanto mais cedo comprar-se um material, mais tempo o capital será imobilizado e impedido de render. Logo, idealmente, do ponto de vista econômico, matérias e serviços devem ser adquiridos o mais próximo de sua aplicação o possível. Ou ainda – desembolsos devem ser postergados ao máximo e recebimentos adiantados ao máximo.

3.13.2. *Custo-Benefício e Custo Generalizado*

Como apresentado por da CUNHA, 2014, uma maneira de avaliar comparativamente projetos é a partir de análises custo-benefício. Define-se assim, um horizonte de projeto, ao longo do qual se estimam gastos e desembolsos, bem como recebimentos e benefícios. Teoricamente, aquele com a relação mais favorável é o melhor projeto.

Entretanto, como nota o mesmo autor, muitas vezes os custos e benefícios não são explicitáveis em valor monetário, ou mesmo quantificáveis e tangíveis. Por vezes são até subjetivos e dependentes de elementos ideológicos e sociais.

Do ponto de vista de engenharia, uma das maneiras de atacar tal problema é atribuir valor monetário equivalente a tais custos e benefícios, como aponta Goda, 2014. A atribuição é complexa, dependendo de fatores sociais, culturais, econômicos, técnicos, éticos e ideológicos. Nessa mesma linha, têm-se o

conceito de custo generalizado, consagrado na bibliografia de engenharia de transportes, e apresentado por CAETANO, 2015.

4. VIABILIDADE SOCIOECÔNOMICA DE PONTES PROVISÓRIAS

Essa seção irá estudar como e quais fatores, critérios e elementos regem a viabilidade socioeconômica da implantação de pontes provisórias com aplicação de emergência. Isso é, proceder-se-á a um estudo que buscará identificar quais as características dos casos de interdição de vias onde é vantajoso lançar mão de pontes provisórias.

Para tal, primeiramente será desenvolvida uma análise do problema segundo os conceitos da Gestão de Riscos. Por meio dela buscar-se-á inserir o sistema e risco de estudo – viário e interdição de vias – nos conceitos apresentados na seção 3.12. Objetiva-se, assim, conceituar e formatar o problema, permitindo análise mais técnica e precisa.

Em seguida, em posse do produto de tal análise, o mesmo problema será investigado à luz dos conceitos de *Multi-Criteria Decision Making* (MCDM), desenvolvidos na seção 3.11.

Após as considerações sobre as diferentes óticas, será desenvolvida uma análise crítica geral sobre a interdição de vias e o uso das pontes provisórias nesses casos.

É importante ressaltar que essa seção avaliará pontes provisórias como um todo – e não apenas as pontes provisórias modulares, incluindo também pontes provisórias “customizadas” ou específicas.

4.1. Interdição de Vias e Pontes Provisórias sob a Ótica da Gestão de Riscos

Como já discutido em 3.12, a interdição de vias ou ruína de pontes, bueiros e aterro insere-se como um risco inerente a um sistema infraestrutural. As pontes provisórias e modulares, por sua vez, inserem-se como uma alternativa de

tratamento de tal risco. Essa seção busca, pois, situar a interdição de vias e as pontes provisórias nos conceitos de gestão de riscos, desenvolvidos em 3.12.

4.1.1. Conceituação do Sistema

O escopo de estudo do presente trabalho, refere-se, de maneira macroscópica, ao sistema de transportes brasileiro – no caso, principalmente o rodoviário. Mais especificamente, estuda-se o subsistema de pontes, um dos componentes desse sistema.

O risco avaliado é, pois, a falha do sistema de transportes acarretada pela falha de um dos elementos do subsistema referente às pontes. Assim, segundo a Equação 2, têm-se:

- Risco: interdição de vias, causando falha no sistema de transportes (rodoviário, ferroviário ou de pedestres);
- Perigo: probabilidade da ocorrência de uma ou mais causas associadas à interdição de vias, detalhadas em 3.7;
- Exposição: sobreposição espacial da localidade geográfica da ponte e ocorrência dos eventos desencadeadores, principalmente chuvas e temporal de diversas causas – como ocorrência de chuva antes da manutenção de uma ponte;
- Vulnerabilidade: refere-se ao potencial de dano quando ocorrem os Perigos e há exposição. O uso de pontes provisórias é uma das alternativas de redução de vulnerabilidade.

4.1.2. Elementos de Resiliência no Risco de Interdição de Pontes

Como desenvolvido em 3.12.2 e apontado por HOLCOMBE, 2015, o risco de um evento perigoso pode ser minimizado reduzindo a vulnerabilidade do sistema e, portanto, as consequências do dado risco. Ainda segundo HOLCOMBE, 2015 e GODA, 2015, a vulnerabilidade pode ser reduzida com o incremento da resiliência, cujos elementos são – resistência, redundância, confiabilidade e recuperação e resposta. Assim, para o presente escopo descrevem-se tais elementos.

4.1.2.1. Resistência

A princípio, se a ponte estiver adequadamente dimensionada, espera-se que ela não falhe para as hipóteses de projeto. Entretanto, isso pode não se aplicar devido a erros de projeto, erros construtivos e manutenção deficiente. Nesse sentido, identifica-se uma rotina saudável de manutenção como uma efetiva e barata estratégia de tratamento de risco.

Há que se levar em conta que a probabilidade de eventos, como colisão de embarcações, apesar de baixa e poder ser reduzida por defensas e sinalização, sempre existirá. Nesse caso, não é economicamente viável tratar o risco por resistência, pois o custo da robustez inviabilizaria a estrutura.

4.1.2.2. Redundância

No presente escopo, um sistema com melhor redundância seria aquele onde existem vias alternativas àquela interdita pela falha da via. Para a redundância efetivamente garantir resiliência, tais vias devem ser próximas, incrementando pouco o tempo de viagem, e ter condições semelhantes, mantendo custos operacionais.

Assim, nota-se que, para malhas viárias com diversas alternativas, as consequências de interdição de vias são mais brandas.

4.1.2.3. Confiabilidade

Refere-se às premissas de projeto. Isto é, para quais períodos de retorno as solicitações da ponte foram assumidas. Por exemplo, para chuvas, maiores períodos de retorno garantem pontes mais confiáveis.

Evidentemente pontes mais confiáveis são mais caras e, portanto, tal critério deve ser avaliado segundo normas e o *trade-off* entre investimento inicial, gastos com manutenção e probabilidade de interdição.

4.1.2.4. Resposta e recuperação

Esse elemento refere-se ao custo, dificuldade e tempo para que a dada via interrompida possa voltar a funcionar.

Isso pode se efetuar pelo reparo ou reconstrução da ponte permanente. Nesse caso, o potencial resiliente dependerá não só do custo, tempo de construção e projeto, mas também dos processos e trâmites burocráticos envolvidos.

A implantação de pontes provisórias se insere nesse elemento de resiliência. Nesse caso, o custo de investimento inicial pode ser parcialmente recuperado com o desmonte da estrutura e seu reuso. A principal vantagem, no entanto, é que o tempo para recuperação do sistema pode ser amplamente reduzido, levando poucos dias.

Nota-se, pois, que as pontes provisórias configuram uma alternativa que, em alguns casos, pode reduzir drasticamente a vulnerabilidade do sistema, e, portanto, as consequências da interdição de uma via ao garantir rápida recuperação.

4.2. Interdição de Vias e Pontes Provisórias sob a Ótica de *Multi-Criteria Decision Making (MCDM)*

Como desenvolvido na seção 3.11, por mais diversas que sejam as ferramentas para a análise de problemas MCDM, praticamente todas elas desenvolvem-se a partir da mesma filosofia. Isso é, em primeiro lugar, a identificação dos critérios que influenciam a decisão. Em segundo lugar, a determinação das importâncias – relativas ou absolutas – dos critérios para o problema estudado. Em terceiro lugar, a identificação das alternativas de decisão. Em quarto lugar, as vantagens – relativas ou absolutas – de cada decisão para cada critério. Finalmente, com a análise de tais atributos, a seleção da melhor alternativa ou hierarquização de alternativas.

Com efeito, essa seção prestar-se-á à realização de tais atividades, aplicando-as ao posto problema.

4.2.1. Estudo de Critérios para Tomada de Decisão

Segundo apresentado na seção 3.11, os critérios para tomada de decisão dependem principalmente da natureza do problema estudado, dos objetivos a

serem atingidos e dos *stakeholders* envolvidos. Assim, salvo casos mais complexos, podem ser definidos para um dado problema genérico, como por exemplo, 'decisão de resposta à interdição de vias' ou 'decisão de resposta à interdição de vias no Brasil'.

Como ver-se-á adiante, no entanto, o mesmo não se aplica sempre à determinação da importância relativa dos critérios. No problema estudado, tais atributos dependem intimamente de detalhes e particularidades da interdição estudada. Isso é, quais *stakeholders* tem mais voz, a localização geográfica da ponte, seu vão, a malha viária envolvida, as atividades econômicas associadas, etc. Tais atributos devem ser analisados, portanto, para problemas mais específicos, como 'decisão de resposta à ponte A'.

A seleção de critérios deve ser intimamente relacionada à decisão a ser tomada. Isso é, apenas critérios que permitam distinguir o desempenho das alternativas devem ser selecionados. Por exemplo, dentre as alternativas selecionadas, a segurança é igualmente garantida (ainda que menores períodos de retorno possam porventura ser considerados em pontes provisórias). Por tal motivo esse critério, apesar de sua importância em obras civis, não foi elencado.

A qualidade pode ser interpretada de maneira análoga. Isso porque é um conceito mais relativo e dinâmico, em que se busca maximizar o valor do produto ao mesmo tempo em que se deseja dar importância à percepção do cliente e entusiasma-lo com o seu envolvimento no projeto. Tudo isso mantendo como objetivo principal a busca da melhoria contínua através da retroalimentação dos processos por parte de todos os *stakeholders* envolvidos (ALY e SOUZA, 2013). Assim, apesar de sua importância, ela deve ser garantida em todas as alternativas não importa esta qual seja.

Posto isso, primeiro serão identificados e detalhados os critérios associados ao problema de estudo. Em seguida, será feita uma justificativa de sua relevância no processo de tomada de decisão. Por fim, para cada critério, serão avaliados quais os fatores que influenciam em sua importância relativa ou absoluta.

4.2.1.1. Tempo de Recuperação

(i) Descrição

O tempo de recuperação associado a alguma alternativa refere-se ao tempo dispendido do instante da interrupção da via, com a falha da ponte ao instante da recuperação parcial ou total do serviço. É importante ressaltar que o tempo de recuperação parcial, quando existe tal ação, em geral é menor que o total. Ambos podem discorrer paralelamente.

Nesse sentido, o tempo de recuperação pode ser descrito genericamente pela Equação 5.

$$T_{recuperação} = T_{detecção} + T_{contratação} + T_{projeto} + T_{fabricação} + T_{obras} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

$T_{recuperação}$ é o tempo dispendido da interrupção à recuperação do serviço.

$T_{detecção}$ refere-se ao tempo dispendido da falha até as autoridades competentes serem informadas. Depende do sistema de detecção – usuários ou instrumentação – e de comunicação – canais com administração rodoviária.

$T_{contratação}$ refere-se ao tempo dispendido da informação das autoridades até a contratação de projetistas e construtores. Depende das estruturas e trâmites legais e burocráticos envolvidos.

$T_{projeto}$ e T_{obras} refere-se ao tempo dispendido na concepção, dimensionamento, execução e teste da obra, reforma ou recuperação.

$T_{fabricação}$ refere-se ao tempo de fabricação dos componentes da ponte, para o caso de pré-moldados e pré-fabricados. Para casos como de peças moldadas *in loco* esse tempo pode ser indissociável de T_{obras} .

(ii) Justificativa

O tempo de recuperação mostra-se como um critério de grande relevância na tomada de decisão estudada. Isso, pois sua influência ramifica-se a fatores tanto econômicos quanto sociais e impacta pessoas físicas, empresas e a gestão pública.

O tempo de recuperação refere-se ao tempo pelo qual as atividades socioeconômicas que dependem do serviço da via estarão interrompidas ou comprometidas. Nesse sentido, impactos econômicos são imediatos, especialmente quando se lança mão do conceito de custo generalizado, apresentado na seção 3.13.2.

O tempo de recuperação pode impactar profundamente o empresariado e o agronegócio. Como demonstrado no caso de Amabaí – MS, (Diário MS, 2015) apresentado na seção 2.2, a interrupção de uma via impossibilita ou prejudica o escoamento de produtos – ou peças, ferramentas, insumos - aumentando custos de transporte e/ou estoque. Também o acesso de clientes e empregados pode ser dificultado – por exemplo, em pontes que dão acesso a centros comerciais – impactando vendas e produtividade. De fato, as perdas podem chegar à ordem de milhões de reais, como no caso citado.

Tal critério também impacta a sociedade. Primeiramente, pois suas viagens podem ser desviadas para um caminho mais longo, incorrendo maior gasto de tempo e dinheiro, com combustível e depreciação de veículos. Em segundo lugar, pois atividades sociais do cotidiano – como acesso a hospitais, escolas, tribunais, templos, local de trabalho etc. – são interrompidas ou prejudicadas. Finalmente, como mostrado no caso de Sorocaba e Jundiaí (G1, 2016) apresentado na seção 2.2, se o tempo de recuperação é muito longo, a sociedade passa a se arriscar em estruturas improvisadas para realizar as atividades urbanas. Tais estruturas muitas vezes são inseguras podendo incorrer em perda de vidas e ferimentos graves.

Por fim, o tempo de recuperação influencia a gestão pública e/ou a gestão da malha rodoviária. Isso pois, sendo esses os responsáveis pelo sistema

interrompido, também os danos ocasionados serão a eles relacionados pela sociedade, impactando sua imagem. Também as estradas alternativas que passam a ser utilizadas podem sofrer solicitação acima da prevista, gerando gastos com reparo e manutenção. Linhas de transporte público deverão ser adaptadas, gerando gastos físicos e administrativos.

(iii) Fatores que influenciam a importância

A importância do critério de tempo de recuperação relaciona-se principalmente a quais atividades são comprometidas e qual o grau de comprometimento.

Assim, em primeiro lugar, a importância do tempo de recuperação está intimamente ligada com a importância das atividades interrompidas. Isso é, qual o custo generalizado da interrupção e quão relevante é esse custo frente aos custos associados às obras de recuperação.

Ou seja, se a ponte rompida veiculava grande volume de produtos ou produtos de maior valor, é de se esperar maior importância, pois as perdas podem superar até mesmo o valor da obra de recuperação. Alternativamente, se a interrupção compromete acesso a atividades sociais importantes, como hospitais, centros comerciais, local de trabalho também se espera importância alta.

Se, no entanto, trata-se de uma ponte com baixo fluxo de pessoas e produtos, ou que interliga pontos de menor relevância, espera-se importância baixa. Isso pois as perdas, ainda que existentes, serão baixas em relação aos custos de obras de recuperação.

Em segundo lugar, a importância relativa do critério está amplamente associada ao grau de comprometimento. O comprometimento pode ser brando – por exemplo, pequeno aumento do tempo e custo de viagem – ou muito grave – com a impossibilidade de manter atividades.

De maneira geral, o grau de comprometimento é influenciado pela redundância do sistema viário como um todo, segundo já apontado, em 4.1.2. Se existe a

interdição da via, mas existe um caminho alternativo que incorra custos e tempos semelhantes interligando as mesmas origens e destinos, a importância será baixa. Do contrário, se a ponte rompida é o único meio de acesso a uma certa localidade, a importância é alta.

Nota-se, pois, que a importância do tempo de execução pode ser avaliada segundo quais atividades são interrompidas e em que grau. Assim têm-se uma medida dos custos econômicos e sociais associados e sua relação com um referencial, por exemplo, os custos de obras de recuperação.

4.2.1.2. Custos diretos

(i) Descrição

Uma obra possui diversos custos envolvidos, tais como materiais, equipamentos, mão-de-obra, transportes e instalação do canteiro de obras (por exemplo, alojamento, banheiro e refeitório), sendo assim, é importante determinar exatamente o que é considerado.

O critério de custos diretamente associados compreende apenas os custos ligados à obra propriamente dita, sendo eles materiais, equipamentos, mão-de-obra e serviços. Custos condicionados por fatores que não a estrutura da ponte em si, como o custo do transporte que depende da localização da obra, serão desconsiderados.

Além disso, tais custos serão restritos à infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura. Os aterros, acessos e lajes de transição e os acabamentos finais, como pintura, também são incluídos.

Existem também os custos relacionados à alternativa, mas que não estão diretamente ligados a ela, por exemplo, a interdição de uma via leva à paralização do escoamento de bens e serviços, ocasionando um custo. Esses custos generalizados não serão considerados nesse critério.

(ii) Justificativa

A viabilidade de uma alternativa pode ser comprometida simplesmente em virtude de seu custo elevado, por isso, o custo da obra em si é um importante parâmetro de decisão.

Em projetos de engenharia, um dos fatores mais importantes que rege a tomada de decisão entre possíveis alternativas de soluções é o custo. Quando se trata de obras de arte especiais (OAEs), é comum que se tenha um alto custo envolvido, já que são obras que demandam muitos recursos, tais como materiais, mão-de-obra e equipamentos. Sendo assim, ainda que existam outros fatores importantes a serem considerados, o custo sempre se faz presente.

É importante ressaltar que uma comparação entre alternativas exige diversos critérios que não apenas o custo da obra propriamente dita. Este sempre se fará presente, mas uma análise um pouco mais profunda deve ser feita a fim de se tomar a decisão mais adequada para cada caso.

(iii) Fatores que influenciam a importância

Um fator que rege a importância do critério custo é a disponibilidade de capital. Se o dinheiro é limitado, é importante que o custo não extrapole seu limite, pois se o fizer, pode tornar uma alternativa inviável. Nesse caso, o custo tem grande importância.

Sempre é interessante optar pela solução mais barata que atenda a todos os requisitos, mas no caso de grande disponibilidade de capital, o custo pode não ter um peso tão grande, sendo valorizados outros critérios, tais como estética/forma.

De acordo com FARKAS, 2011, uma das etapas que compõe a análise econômica de uma ponte é a verificação dos benefícios trazidos pela implantação do projeto. Se o benefício for muito grande, trazendo melhoria na qualidade de vida dos usuários da ponte, por exemplo, o custo pode se tornar um parâmetro menos importante.

4.2.1.3. Forma

(i) Descrição

Esse critério irá considerar o formato da ponte, ou seja, sua geometria e aparência. É comum que este seja escolhido de acordo com as necessidades estruturais, sendo o mais econômico possível. Por outro lado, pode ser que outros fatores, como a função estética, sejam muito importantes, tornando a ponte um símbolo marcante e representativo da cidade ou região.

(ii) Justificativa

A forma da ponte pode figurar como um critério eliminatório na decisão no que se refere aos requisitos geométricos do local. Por exemplo, vãos ou larguras de rolamento devem estar dentro do intervalo de viabilidade técnica do sistema estrutural escolhido. Grandes vãos e grandes larguras podem ser inviáveis para certos sistemas de pontes provisórias e modulares.

Além disso, há que se considerar a influência dos requisitos estéticos da obra a ser implantada. Muitas vezes uma opção ligeiramente mais cara é escolhida devido à melhor aderência a padrões desejados ou esperados.

(iii) Fatores que influenciam a importância

Os requisitos de forma de pontes são influenciados pelo local em que serão implementadas. O ambiente é um fator que atua na determinação da extensão da ponte, assim como o vão adotado, ou seja, atua decisivamente em sua geometria. A forma também pode ser influenciada pelos requisitos de uso – por exemplo, a largura do rolamento ou passarela de pedestres.

Esses requisitos geométricos podem atuar como eliminatórios. Ou seja, uma alternativa não pode ser escolhida caso não seja viável tecnicamente atender a tais necessidades. Por exemplo, se o sistema estrutural de ponte modular selecionado não for capaz de vencer o vão ou garantir as larguras necessárias do ponto de vista técnico, será impossível selecionar tal opção.

Por outro lado, se os requisitos de forma forem tais que todas as alternativas são aderentes, espera-se importância relativa menor para esse critério.

Outros fatores que podem influenciar na importância do critério de forma são os requisitos estéticos. Dependendo da localização e significado ou objetivo urbano na estrutura pode ser necessária a atenção a altos padrões estéticos, conferindo importância à forma. Por outro lado, há casos onde a estética tem pouco peso na decisão. Um exemplo de tais casos é o das pontes provisórias – onde há um consenso geral da transitoriedade da presença paisagística da estrutura.

Portanto, à medida que a geometria, ou a estética ganham maior peso, a forma da ponte torna-se cada vez mais importante.

4.2.1.4. Mobilização e Acesso do Canteiro

(i) Descrição

O critério de localização considera a influência do local de construção da ponte na escolha da melhor alternativa de solução. Este critério refere-se às características do local onde a ponte será construída, a saber: facilidade de acesso de equipamentos, espaço para canteiro de obras, facilidade de transporte das peças e materiais, entre outros.

(ii) Justificativa

O local de construção da ponte exerce grande influência sobre a opção por uma estrutura provisória ou uma estrutura definitiva. De fato, a tomada de decisão estudada é afetada pela localização da ponte uma vez que a escolha pelo sistema estrutural da ponte, e pelos materiais e métodos construtivos utilizados dependem das características específicas da região.

Não é possível decidir-se pelo tipo de estrutura e definir a forma como esta será construída sem conhecimento do local onde a ponte será feita e as particularidades do terreno. Dessa forma, é evidente que o processo de escolha por uma ponte provisória – possivelmente com estrutura, materiais e

métodos diferentes – em detrimento de uma ponte definitiva, deve levar em conta a locação como critério de tomada de decisão.

(iii) Fatores que influenciam a importância

Os principais fatores que influenciam a importância relativa do critério de locação são o acesso de equipamentos, transporte de materiais e área de canteiro de obra.

O acesso de equipamentos ao local de construção é uma característica fundamental para determinar que tipos de métodos construtivos são viáveis. Algumas metodologias de construção dependem de equipamentos pesados para construir seções da ponte ou içar peças já prontas. Assim, a dificuldade de acesso destes equipamentos pode inviabilizar alguns sistemas estruturais e métodos de construção. Por exemplo, não seria possível içar peças metálicas ou pré-moldadas de uma ponte sobre um vão caso um guindaste não pudesse acessar o local de construção.

Da mesma forma, a área disponível para canteiro também afeta a viabilidade de construção de alguns tipos de ponte. Alguns métodos construtivos dependem de grande canteiro para concretagem de peças ou montagem da estrutura em terra. Caso este espaço não existisse, não seria viável construir sistemas estruturais que dependessem desta metodologia.

Finalmente, a facilidade de acesso de materiais pode ser outra condição para a definição de que tipo de estrutura construir. Como apresentado na seção 2.2 deste relatório, muitas ocorrências de interdição de vias no Brasil ocorrem em estradas de pequenos municípios. Nestes casos, não seria viável o rápido transporte de concreto em larga escala ou de peças metálicas de grandes dimensões devido à distância até grandes centros urbanos e às más condições das vias de acesso. Uma ponte que exigisse transporte de peças pré-fabricadas de grandes dimensões não seria a melhor solução para uma região de serra com pequenas estradas, por exemplo.

Vale ressaltar os fatores citados acima não impossibilitam a construção de pontes que dependam de grande área de canteiro, equipamentos pesados ou transporte de materiais em larga escala. Todavia, soluções que exigissem essas características seriam mais onerosas e levariam mais tempo para serem construídas.

Um exemplo da importância da locação na decisão do tipo de estrutura a se construir é o caso da ponte La Dificultad no Chile. Esta estrutura está situada ao norte da Patagônia, em uma região de montanhas e vales com terreno muito acidentado. À época de sua construção, a área disponível para canteiro era de, aproximadamente, 50 m x 8 m e não havia acesso para equipamentos de um dos lados do vão (MABEY BRIDGE, 2016). Nota-se, portanto, como seria onerosa e complexa a construção de uma ponte definitiva com métodos de construção comuns. O transporte de materiais seria dificultado pelas condições do terreno, não haveria acesso para equipamentos de um lado do vão e a área para canteiro seria extremamente limitada.

À vista disso, nota-se claramente que os fatores discutidos acima influenciam na importância relativa do critério de locação em um processo de tomada de decisão.

4.2.2. Alternativas de Recuperação do Sistema

Essa seção prestar-se-á a desenvolver o estudo das alternativas de recuperação do sistema a serem consideradas. Dentre elas: (1) Aceitação da interdição; (2) Implantação de obra permanente; (3) Implantação de ponte provisória durante obras permanentes.

Para tal estudo, primeiramente serão identificadas e descritas cada uma das alternativas. Em seguida, para cada um dos critérios elencados em 4.2.1 será avaliado qualitativamente o desempenho das alternativas, para casos e considerações gerais.

4.2.2.1. Aceitação da interdição

Essa alternativa refere-se à decisão por não realizar nenhuma obra para a recuperação da via interditada no horizonte de tempo considerado. Isso é, simplesmente se aceita que tal acesso não será mais utilizado. É possível que no futuro haja recuperação da ponte, mas a mesma não é prevista no momento da tomada de decisão.

Segundo essa alternativa, os veículos, cargas e pessoas que utilizavam tal acesso deverão utilizar rotas alternativas ou interromper suas atividades durante tempo indeterminado. Nesse sentido, em geral tal decisão pode vir acompanhada de algumas outras medidas. São elas: sinalização de rotas alternativas; adaptação de acessos; limpeza e demolição; sinalização de alternativas para realização de atividades sociais; manutenção, recuperação e melhoramento das rotas alternativas.

O desempenho segundo cada critério é discutido nos itens a seguir.

(i) Tempo de Recuperação

A depender da interpretação, o tempo de recuperação pode ser infinito ou nulo. Se for interpretado que o sistema não virá a recuperar seu funcionamento como antes da interdição, o tempo de recuperação é infinito e o desempenho é péssimo. Por outro lado, se for considerado que as rotas alternativas podem comportar uma adaptação do sistema, permitindo funcionamento adequado, o tempo de recuperação é nulo, ou tão baixo quanto o período de adaptação.

(ii) Custo Direto

Em geral, o custo direto de tal alternativa é baixíssimo, pois não envolve obras de novas pontes. Os maiores custos dessa decisão relacionam-se não à implantações diretas, e sim ao mal funcionamento do sistema. Ainda assim, considera-se custos de adaptação de acesso, demolição e limpeza. Portanto, em geral, o desempenho para esse critério é muito bom.

(iii) Mobilização e Acesso do Canteiro

Essa alternativa não implanta novas obras. Logo, de maneira geral, por não apresentar requisitos de mobilização e acesso do canteiro, essa alternativa apresenta bom desempenho para tal critério.

(iv) Forma

Os mesmos argumentos apresentado em (iii) aplicam-se, salvo quando não há demolição e a estrutura ruída passa a compor a paisagem.

4.2.2.2. Implantação de obra permanente

A alternativa de implantação de obra permanente consiste em recuperar a falha no sistema através da construção de uma ponte definitiva. Julga-se que as atividades que dependiam da ponte não podem ser interrompidas ou prejudicadas e que não há rotas alternativas capazes de acomodar a nova demanda de transporte com nível de serviço adequado. Assim, opta-se pela construção de uma nova estrutura - que pode estar localizada no mesmo local da antiga ou em uma região próxima.

Durante o período de construção da nova ponte, não são tomadas outras ações além da sinalização de acessos e rotas alternativas. A seguir, esta alternativa será avaliada conforme seu desempenho nos critérios elencados na seção 4.2.1.

(i) Tempo de Recuperação

A alternativa de construção de uma ponte permanente apresenta alto tempo de recuperação uma vez que o tempo dispendido entre a falha da ponte e a recuperação total das atividades é muito alto. Isso ocorre porque, nessa alternativa, o tempo de contratação ($T_{\text{contratação}}$) de uma empresa, e principalmente, o tempo de projeto (T_{projeto}) e o tempo de obra (T_{obra}) são muito elevados (ver seção 4.2.1 para esclarecimento das definições usadas).

De fato, construir uma ponte definitiva pode levar muito tempo, a depender da dificuldade de investigação do local (que pode ter sido a causa da falha da ponte antiga), disponibilidade de recursos, trâmites legais envolvidos e muitos

outros fatores. Não é incomum deparar-se com casos de obras de infraestrutura com atrasos nos prazos de conclusão que demoraram anos para serem entregues.

Dentre as alternativas elencadas, esta é a que possui maior tempo de recuperação e, portanto, seu desempenho relativo neste critério é ruim.

(ii) Custo Direto

O custo direto de construção da nova ponte envolve inúmeras despesas (materiais, equipamentos, mão-de-obra, transportes, instalação do canteiro) e, conseqüentemente, é relevante. Entretanto, há que se considerar que tais custos também existirão no caso da implantação de ponte provisória durante a construção da ponte permanente. Dessa forma, o desempenho da alternativa nesse critério é intermediário em comparação com os demais.

(iii) Mobilização e Acesso do Canteiro

Do ponto de vista de mobilização e acesso do canteiro, a construção da ponte permanente exige área de canteiro de obras, uso de equipamentos e boas condições para acesso de materiais (a importância de cada um destes aspectos varia conforme o tipo de ponte e método construtivo), logo, seu desempenho nesse critério é ruim.

(iv) Forma

Existe grande flexibilidade quanto à estética e requisitos geométricos para pontes permanentes dada a grande variedade de métodos construtivos e materiais. Logo, essa alternativa apresenta bom desempenho quanto à forma.

4.2.2.3. Implantação de ponte provisória durante a construção da ponte permanente

Nessa alternativa, é planejada a construção de uma nova ponte permanente para a retomada do fluxo. No entanto, dada a necessidade do acesso de modo imediato, por diferentes motivos, tais como escoamento de uma safra, uma ponte provisória é montada previamente e opera até o término da construção da ponte permanente.

No item 3.10.3, é analisada uma situação em que foi utilizada tal alternativa. A Figura 33 mostra a ponte provisória e a permanente lado a lado. Enquanto esta não fica pronta, aquela é temporariamente responsável pela passagem de carros e pedestres, permitindo que os moradores da região não sejam tão prejudicados.

Posto isso, para a alternativa de implantação de ponte provisória durante a construção da ponte permanente, serão analisados os critérios anteriormente estudados em 4.2.1.

(i) Tempo de Recuperação

Dentre todas as alternativas, essa seria a que mais rápido responderia a uma interdição de via. Apesar da construção da ponte permanente poder durar meses, a ponte provisória é montada em apenas um ou alguns dias, provendo o melhor tempo de recuperação possível.

Comparando com a alternativa de aceitação da interdição, ainda que a adaptação do tráfego seja muito rápida por conta das muitas opções de caminhos alternativos, dificilmente ela acontecerá em apenas um dia, levando certo período para que a população local se acostume com as novas rotas.

Portanto, a alternativa implantação de ponte provisória durante a construção da ponte permanente apresenta o melhor desempenho dentre as opções estudadas.

(ii) Custo Direto

Essa alternativa, por envolver não apenas os custos da construção da ponte permanente, mas também os custos da ponte provisória, é a mais cara entre as estudadas. Dessa forma, o desempenho dessa alternativa para o critério de custo direto é, relativamente, o pior.

(iii) Mobilização e Acesso do Canteiro

Em relação à ponte provisória, não há necessidade de um canteiro de obras muito grande, pois os processos são anteriormente estudados e, no local, é feita apenas a montagem da ponte com os módulos já previamente escolhidos e definidos.

No entanto, nessa alternativa, também será implantada a ponte permanente, que é a situação mais crítica para esse critério. Para a construção da ponte permanente, é muito importante que se pense no local da obra, pois deve-se considerar a dificuldade de acesso para levar os materiais e equipamentos. Além disso, é necessário verificar a existência de espaço para a implantação do canteiro de obras.

Dessa forma, considerando a alternativa como um todo, esta tem um desempenho pior que a aceitação da interdição e pode ser tão ruim quanto a implantação de obra permanente no que se refere ao critério de mobilização e acesso do canteiro.

(iv) Forma

Nessa alternativa existe a implantação de obra permanente, logo, todas as restrições associadas estarão presentes. No entanto, as pontes provisórias impõem restrições ainda maiores.

Devido à menor flexibilidade de sistemas estruturais e métodos construtivos, as pontes provisórias podem não atender aos requisitos geométricos necessários. Pelo mesmo motivo, o padrão estético pode não ser adequado.

Dessa maneira, em geral, essa alternativa apresenta o pior desempenho.

4.2.3. Ferramentas Disponíveis para a Análise

Há diversas ferramentas utilizadas em processos de tomada de decisão. A seção 3.11 deste relatório presta-se a discutir e apresentar algumas destas ferramentas, em especial, os principais métodos *MCDM* (Multi-Criteria Decision Making). O estudo destes métodos foi de suma importância, pois permitiu

melhor entendimento dos conceitos e processos envolvidos em uma tomada de decisão. Contudo, optou-se por não utilizar nenhuma ferramenta para auxiliar na análise da viabilidade socioeconômica de pontes provisórias pelos motivos apresentados a seguir.

Primeiramente, alguns dos métodos *MCDM* necessitam de uma grande quantidade de dados para *input* no modelo. A quantidade e qualidade de informações disponíveis relacionadas à interdição de vias ou uso de pontes provisórias ainda é reduzida para aplicação destes métodos. Dessa forma, o uso de uma ferramenta com grande necessidade de dados torna-se inviável. Este motivo também impossibilita o uso de métodos baseados em estudos de casos semelhantes ocorridos no passado.

Foi discutida a possibilidade de obtenção de dados através da consulta com professores e especialistas com experiência no assunto. Entretanto, isso exigiria grande esforço e dispêndio de tempo por parte dos consultados, uma vez que a quantidade de informações necessárias e, portanto, de perguntas feitas, seria muito elevada.

Contudo, o principal motivo pelo qual nenhuma ferramenta de *MCDM* será utilizada diz respeito à própria natureza do problema estudado. Em geral, nas ferramentas de tomada de decisão, deseja-se definir importâncias relativas entre critérios e avaliar alternativas de solução tendo como base tais critérios para um caso genérico. Todavia, no caso da decisão de construir uma ponte provisória, não é possível definir o peso de cada critério e o desempenho de cada alternativa para um caso geral. Como já argumentado na seção 4.2.1, é possível definir quais critérios são relevantes para um problema genérico de decisão de construção de uma ponte provisória (custos e tempo de recuperação, por exemplo), porém, o mesmo não se aplica à definição dos pesos relativos entre critérios. Não é possível afirmar que o custo direto de obra possui maior importância que o tempo de recuperação do sistema para todo caso de interdição de via, por exemplo. Ou ainda, há casos em que as dimensões ou o relevo do local de interdição não possibilitam a construção de uma ponte definitiva e, portanto, o critério de Mobilização e Acesso do Canteiro

possui importância relativa maior que os demais critérios. O fato de existirem dois tipos de variáveis não generalizáveis dificultaria, por exemplo, uma análise paramétrica.

Logo, nota-se que o uso de ferramentas *MCDM* não seria apropriado para o tipo de problema em questão. No entanto, ressalta-se que os conceitos e a filosofia adotada nos métodos de tomada de decisão estudados foram largamente utilizados nas análises desenvolvidas.

4.1. Análise Crítica e Proposta de Mecanismo Qualitativo para Tomada de Decisão

4.1.1. Análise Inicial por Gestão de Riscos

À luz dos conceitos desenvolvidos em 4.1.1 e 4.1.2 procede-se a uma análise crítica da aplicabilidade de pontes provisórias no tratamento do risco de interdição de vias.

Nota-se que grande parte das interdições pode ser evitada garantindo resistência e confiabilidade – a partir de projetos adequados, premissas realistas e campanhas de manutenção sadias.

Entretanto, isso nem sempre é possível. Primeiramente, pois sempre existirá a probabilidade de solicitações: (1) de difícil previsão e mensuração, como a erosão de fundações (*scour*); (2) não previstas, como chuvas raras que superem as de projeto; (3) ou não consideradas – como colisão de embarcações.

Em segundo lugar, pelo fato de existirem pontes já estabelecidas com projeto deficiente ou em processo de envelhecimento. Finalmente, em terceiro lugar, pelo fato de comumente as campanhas de manutenção serem precárias.

Para esses casos, o risco deve ser tratado por redundância ou recuperação e resposta. Se o sistema viário na região da interdição for suficientemente redundante, provavelmente não compensará investir em pontes provisórias.

Isso é, durante as obras de recuperação ou reconstrução, vias alternativas com tempos de viagem e custos suficientemente semelhantes serão adotadas.

No entanto, quando não há redundância, a única alternativa é garantir resposta e recuperação. A resposta e recuperação, como avaliado na seção 4.2.2 pode dar-se pela (1) Implantação de ponte provisória durante obras permanentes; (2) Implantação de obra permanente. A alternativa (3), de aceitação da interdição refere-se a garantir resiliência por meio de redundância. A eficiência de tal redundância e a decisão entre qual das alternativas (1) ou (2) escolher pode ser avaliada a partir dos conceitos de MCDM, desenvolvidos na seção 4.2

4.1.2. Seleção de Alternativa por MCDM

Como descrito, primeiramente há que se considerar o critério de forma como eliminatório – mais especificamente requisitos geométricos. Isso é, avalia-se se as tecnologias de pontes provisórias disponíveis atendem aos requisitos mínimos desejados. No que se refere à estética, em geral, terá baixo peso na decisão, desde que haja o consenso de que a paisagem da ponte provisória é não será definitiva.

Uma vez verificado tal requisito, procede-se a uma análise simultânea e relacionada dos critérios de custo direto e tempo de recuperação, a fim de buscar uma medida da importância relativa entre os mesmos.

Essa análise deve partir da mensuração de quais são os Custos Diretos da implantação das obras para cada alternativa no caso estudado. Qualitativamente, pode-se escrever para uma dada alternativa 'i':

$$C_{Implantação}^i = C_{provisória}^i + C_{permanente}$$

Equação 6

Onde $C_{Implantação}$ é o custo direto das obras; $C_{provisória}$ é o custo direto da ponte provisória (nulo para a alternativa que não a inclui); e $C_{permanente}$ é o custo direto da ponte permanente.

Em seguida devem-se mensurar quais são os custos indiretos dispendidos durante o Tempo de Recuperação (detalhados na seção 4.2.1.1). Para tal, sugere-se qualitativamente, para uma dada alternativa ‘i’:

$$C_{\text{Tempo de recuperação}}^i = T_{\text{recuperação}}^i * C_{\text{interdição}}$$

Equação 7

Onde $C_{\text{Tempo de recuperação}}$ é custo indireto do tempo de recuperação; $T_{\text{recuperação}}$ é o tempo de recuperação; e $C_{\text{interdição}}$ é o custo da interdição por unidade de tempo.

É importante notar que $C_{\text{interdição}}$ não leva índice ‘i’, isso é, independe da alternativa, dependendo apenas do local e momento no qual ocorreu a interdição. $C_{\text{permanente}}$ também não leva índice pois, salvo casos especiais, a obra permanente é a mesma em ambas alternativas, tendo custo aproximadamente igual.

Ambas as mensurações devem ser efetuadas de maneira articulada com o critério de Mobilização e Acesso do Canteiro. Esse critério pode ser visto, qualitativamente, como um multiplicador de Custos Diretos – por exemplo, necessidade de terrapleno – ou Tempo de Recuperação – por exemplo, dificuldade de acesso.

Segundo as análises efetuadas na seção 4.2.2.3, fica claro, que, de maneira geral a Implantação de Ponte Provisória Durante Obras Permanentes mostra desempenho melhor para tempo de recuperação, mas desempenho pior para custos diretos. Já a Implantação de Obra Permanente apresenta desempenho pior para tempo de recuperação, mas desempenho melhor para custos indiretos.

Dessa maneira, percebe-se que, quando identificado que a importância relativa do critério de Tempo de Recuperação for maior, então o uso de pontes provisórias justifica-se. Do contrário, o custo adicional da obra provisória não é justificável.

4.1.3. Proposta de Mensuração de Importância Relativa entre Custos Diretos e Tempo de Recuperação

A identificação da importância relativa entre tais critérios não é imediata. Nesse presente trabalho sugere-se tomar vantagem das noções qualitativas de custos generalizados expressidos na seção 3.13.2 e na Equação 5 para obter tal medida. Ou seja, para uma alternativa 'i':

$$C_{Global}^i = C_{Implantação}^i + C_{Tempo de Recuperação}^i$$

Equação 8

Exprimindo a alternativa com uso de ponte provisória pelo índice 'a' e sem ponte provisória por 'b', quando a alternativa 'a' for mais vantajosa, vale:

$$C_{Global}^a < C_{Global}^b \text{ logo}$$

Equação 9

$$\begin{aligned} C_{provisória}^a + C_{permanente} + T_{recuperação}^a * C_{interdição} \\ < C_{permanente} + T_{recuperação}^b * C_{interdição} \end{aligned}$$

Equação 10

$$R_{im} = \frac{(T_{recuperação}^b - T_{recuperação}^a) * C_{interdição}}{C_{provisória}^a} > 1$$

Equação 11

Onde R_{im} apresenta uma relação que exprime a importância relativa do tempo de recuperação em relação ao custo direto para as alternativas comparadas. Como esperado, quando R_{im} é maior do que 1 e a importância do tempo de recuperação é maior, pontes provisórias são a alternativa mais vantajosa. Do contrário, não são viáveis.

Nota-se que, apesar de simples e qualitativa, a expressão de R_{im} permite análises valiosas. Isso é, mostra que, quanto maior a diferença nos tempo de recuperação e no valor gasto por tempo com a interdição, mais vantajosa fica a

ponte modular. Por outro lado, percebe-se que o custo da ponte permanente, para as hipóteses consideradas, tem pouco efeito na comparação.

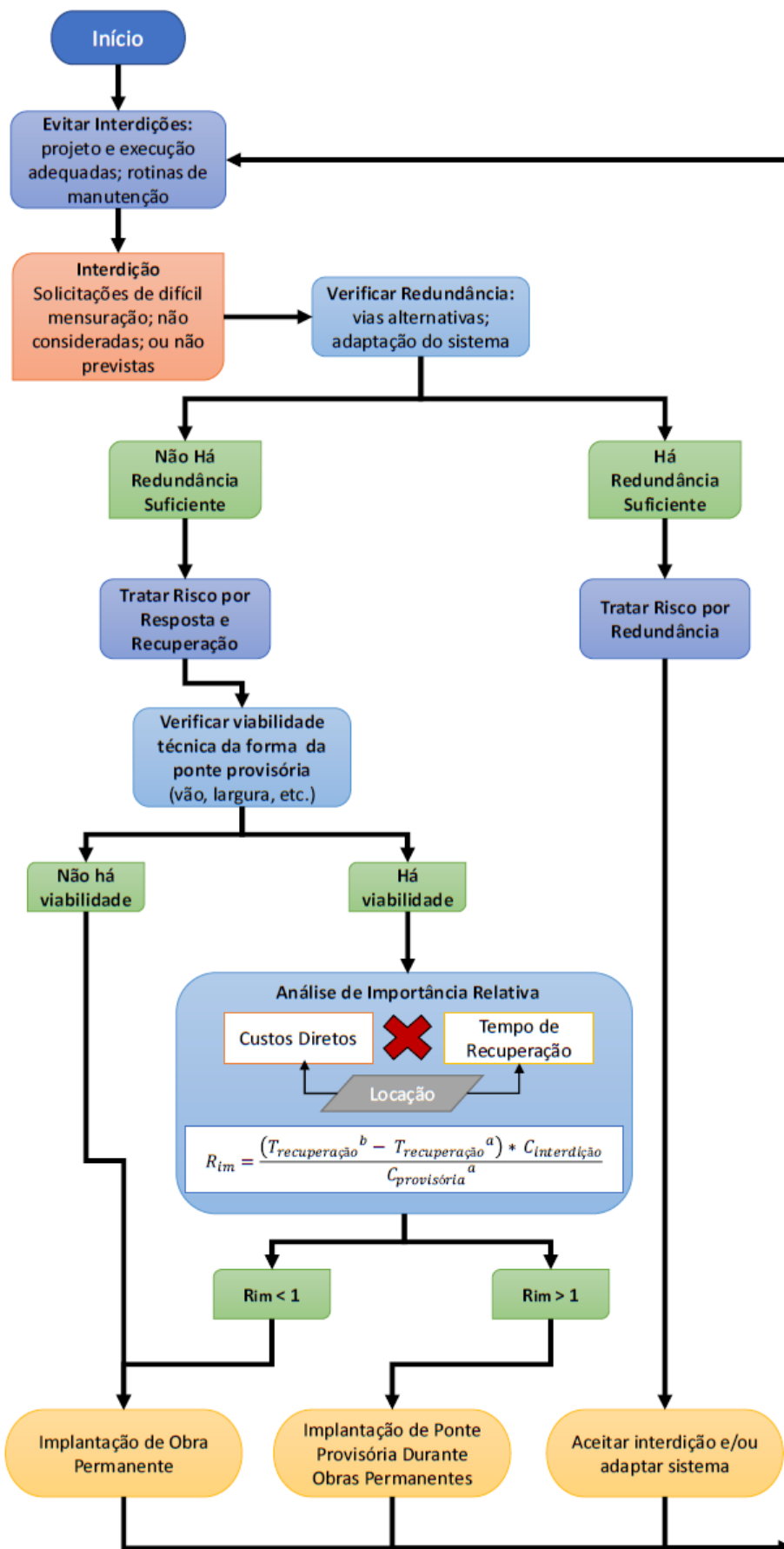
É importante notar que as hipóteses tomadas simplificam em diversas instâncias a realidade. Por exemplo, disponibilidade de recursos, conscientização de *stakeholders*, disponibilidade de tecnologia e mão de obra, dentre outros.

4.1.4. Resumo do Fluxo de Atividades para Decisão

Nesse capítulo foi feito o desenvolvimento e detalhamento de uma sequência de atividades e análises em fluxo que permitiria uma decisão pragmática e preliminar quanto à viabilidade do uso de pontes provisórias em situação de emergência.

As atividades sugeridas são sintetizadas no diagrama da Figura 37.

Figura 37 – Diagrama de processo de tomada de decisão



Fonte: própria

5. VIABILIDADE DE PONTES MODULARES

Essa seção presta-se a analisar a aplicação e a viabilidade de pontes modulares para aplicação em situações de emergência. Isso é, após a análise de pontes provisórias como um todo, na seção 4, as pontes provisórias da categoria modular serão especificamente estudadas.

Para tal, primeiramente será efetuada uma conceituação de termos a serem utilizados na discussão. Nesse sentido, serão definidas as características das pontes denominadas modulares em oposição às “customizadas”.

Em posse de tais conceitos proceder-se-á à análise das vantagens, desvantagens e à aplicabilidade de pontes modulares segundo a ótica de diversos agentes, entidades e disciplinas envolvidas na implantação das mesmas. Dentre eles menciona-se: ótica do campo da gestão de riscos e ótica de modelos de negócios.

Por fim, a partir de tal discussão, uma análise crítica será elaborada, sintetizando o tópico como um todo.

5.1. Pontes Modulares X Pontes “Customizadas”

Em se tratando de pontes provisórias para utilização em situações emergenciais, ou seja, necessidade de restabelecer o tráfego com agilidade para aquele caso particular, são estudadas duas alternativas.

A primeira alternativa é a opção pela ponte provisória modular. Como já visto no item 3.4, a vantagem desse tipo de estrutura é que suas peças são pré-fabricadas e estocadas, prontas para uso, proporcionando grande agilidade na confecção da ponte e resposta quase imediata ao problema.

Por ser constituída de diversos módulos, uma de suas características é a flexibilidade na aplicação da ponte, podendo ser utilizada em diferentes casos e se adaptando a cada um deles, diferindo, basicamente, pela quantidade de módulos a serem utilizados, o que é determinado pelo comprimento do vão.

Além disso, usualmente, os módulos são bem planejados no que diz respeito aos encaixes, facilitando o processo de montagem e desmontagem e permitindo um transporte fácil e compacto.

No entanto, pelo motivo da ponte provisória modular ser previamente projetada para características genéricas, nunca é desenvolvida para o caso específico em que é utilizada, podendo ser superdimensionada, o que significa um custo maior que o necessário. Para tanto, é interessante estudar a segunda alternativa, a ponte provisória “customizada”.

Nesse caso, a solução para estabelecer o tráfego seria desenvolver um novo projeto, do zero, para o problema em questão. Dessa forma, a ponte provisória seria “customizada” para atender àquela emergência. Essa alternativa seria dimensionada de acordo com as necessidades do projeto, não utilizando material extra. Apesar disso, o inconveniente seria o tempo gasto para execução dos processos de desenvolvimento do projeto, fabricação ou compra das peças e planejamento do transporte, por exemplo, que já estariam previamente realizados no caso da ponte modular.

5.2. Pontes Modulares como Ferramenta de Gestão de Riscos

Como observado em 3.12, a aplicação de pontes modulares insere-se na gestão de riscos como uma alternativa para tratar riscos pelo incremento de resiliência. Dentro do arcabouço das pontes provisórias inserem-se as pontes modulares, que levam consigo características particulares, conferindo um maior potencial de eficiência na recuperação do sistema. Essa seção descreve tais características e seus potenciais benefícios.

5.2.1. Redução do Tempo de Recuperação

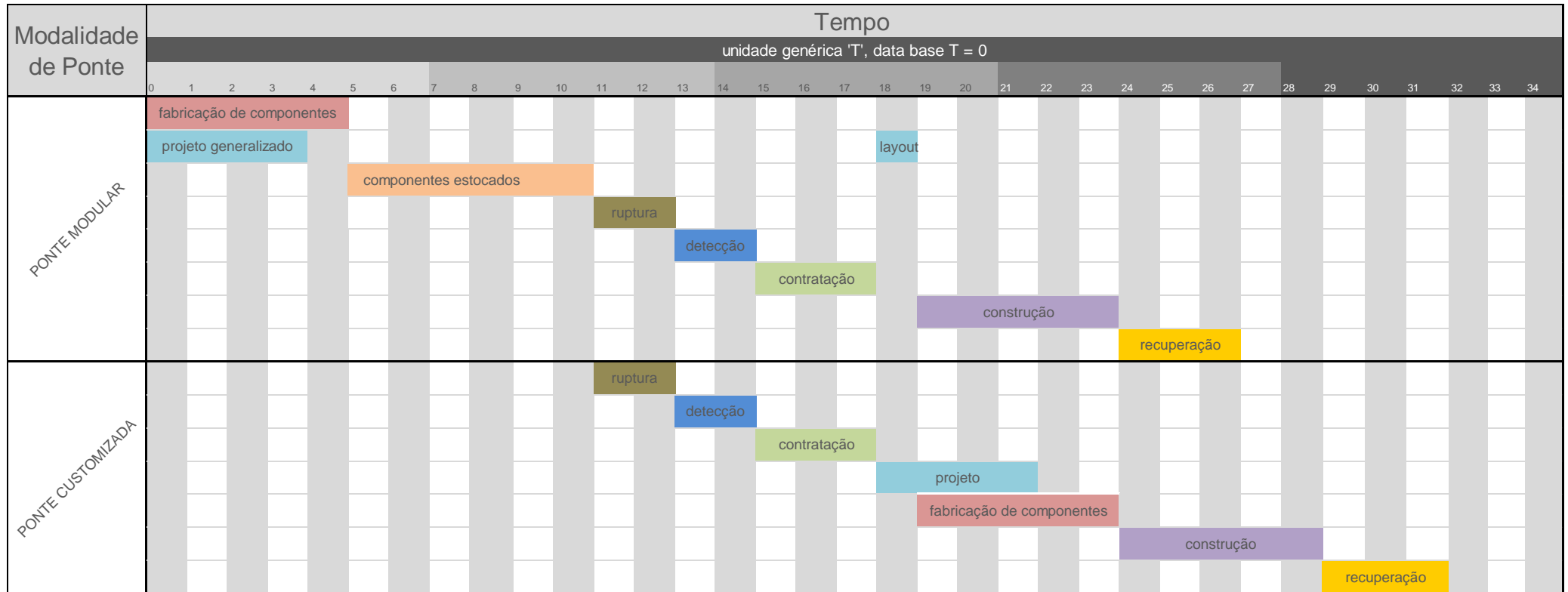
Segundo descrito em 3.4, pontes modulares distinguem-se por utilizar a repetição de módulos – peças e componentes ou conjuntos de peças e componentes – para formar uma estrutura. Tal conceito permite maior flexibilidade de aplicação – isso é, para as mesmas peças e concepção

estrutural é possível a aplicação para diversas geometrias, carregamentos e terrenos, simplesmente com a adição, remoção e configuração dos módulos.

Essa flexibilidade, ao relativizar a especificidade do projeto da ponte modular para cada caso de interdição, representa um grande potencial de redução do tempo de recuperação do sistema. De fato, existe potencial impacto em diversos componentes desse tempo, segundo descritos na Equação 5.

O maior potencial de redução de tempo de recuperação de pontes modulares é que o projeto em si e fabricação dos elementos ocorre antes da falha do sistema. A Figura 38 sintetiza tal ideia a partir de uma comparação conceitual entre a sequência de atividades para a implantação de uma ponte provisória modular e “customizada”/convencional.

Figura 38 – Cronograma conceitual de ponte modular *versus* “customizada”



Fonte: própria

Ressalta-se, primeiramente, o carácter conceitual e qualitativo da imagem. Isso posto, nenhuma conclusão numérica ou de proporcionalidade de duração de atividades deve ser auferida do diagrama.

No diagrama, para as duas modalidades de ponte, as durações de atividades foram mantidas. Ainda assim, seu rearranjo permitiu às pontes modulares um $T_{\text{recuperação}}$ menor.

Isso é, no caso da ponte modular, em um dado instante do tempo, prévio à interdição, concebe-se um projeto geral para certa diversidade de condições e aplicações e fabricam-se os componentes. Depois de efetuadas tais atividades, um tempo desconhecido decorre-se até que ocorra a falha da via, com sua interdição. Após tal evento decorre-se o tempo de detecção e contratação, respectivamente. Em seguida, para pontes modulares, procede-se simplesmente a uma rápida escolha de layout dos módulos, já dimensionados, detalhados e fabricados. Findada essa atividade, é efetuada a construção.

No caso da ponte “customizada”, no entanto, as atividades só são iniciadas após a interdição, na sequência – detecção, contratação, projeto, fabricação de componentes, e construção.

Nota-se, pois, que a possibilidade de projetar e fabricar componentes antes da interdição, potencialmente proporciona redução do tempo de recuperação, mesmo que as durações das atividades sejam mantidas. Ou seja, segundo a Equação 5, $T_{\text{fabricação}}$ torna-se nulo, e T_{projeto} é reduzido. A magnitude da redução total de $T_{\text{recuperação}}$ dependerá da duração relativa do ajuste de layout e quão rapidamente o projeto da ponte “customizada” pode ativar a fabricação de componentes.

Outra redução de tempo mais evidente está relacionada ao tempo de projeto, T_{projeto} . No caso de pontes modulares, a concepção e dimensionamento para diversas configurações já está realizada, bastando selecionar a configuração dos módulos para as necessidades presentes. Isso é, as pontes modulares apresentam *design* flexível e adaptável, reduzindo o tempo de projeto simplesmente à verificação de

requisitos e escolha do layout adequado. No caso, essa atividade corresponde à atividade 'layout' da Figura 38.

Outro grande potencial está na redução do tempo de obras T_{obra} . Com efeito, por utilizar sempre os mesmos componentes, a ponte modular pode contar com suas peças já em estoque, mesmo antes da interdição da via. Isso é, seus componentes podem já estar disponíveis e em estoque na data da detecção de rompimento, poupando o tempo de fabricação. Além disso, pontes modulares em geral tem método construtivo simples, seguro e com componentes leves. Assim, poupa-se tempo de transporte de materiais e implantação de canteiro.

Finalmente, o tempo de contratação, $T_{contratação}$, pode ser reduzido. O fato de contar com o projeto genérico da ponte modular no momento da contratação, possibilita rápida estimativa de quantitativos e custos, possibilitando potencial redução de tempo.

5.2.2. Aspectos Construtivos

Pontes modulares, desde sua gênese, como apresentado na seção 3.6, em geral empregam componentes leves – muitas vezes manuseáveis manualmente. Além disso, geralmente apresentam métodos construtivos simples e exequíveis por poucas pessoas e com poucos equipamentos. Tais características podem ser cruciais para a efetividade da recuperação do sistema.

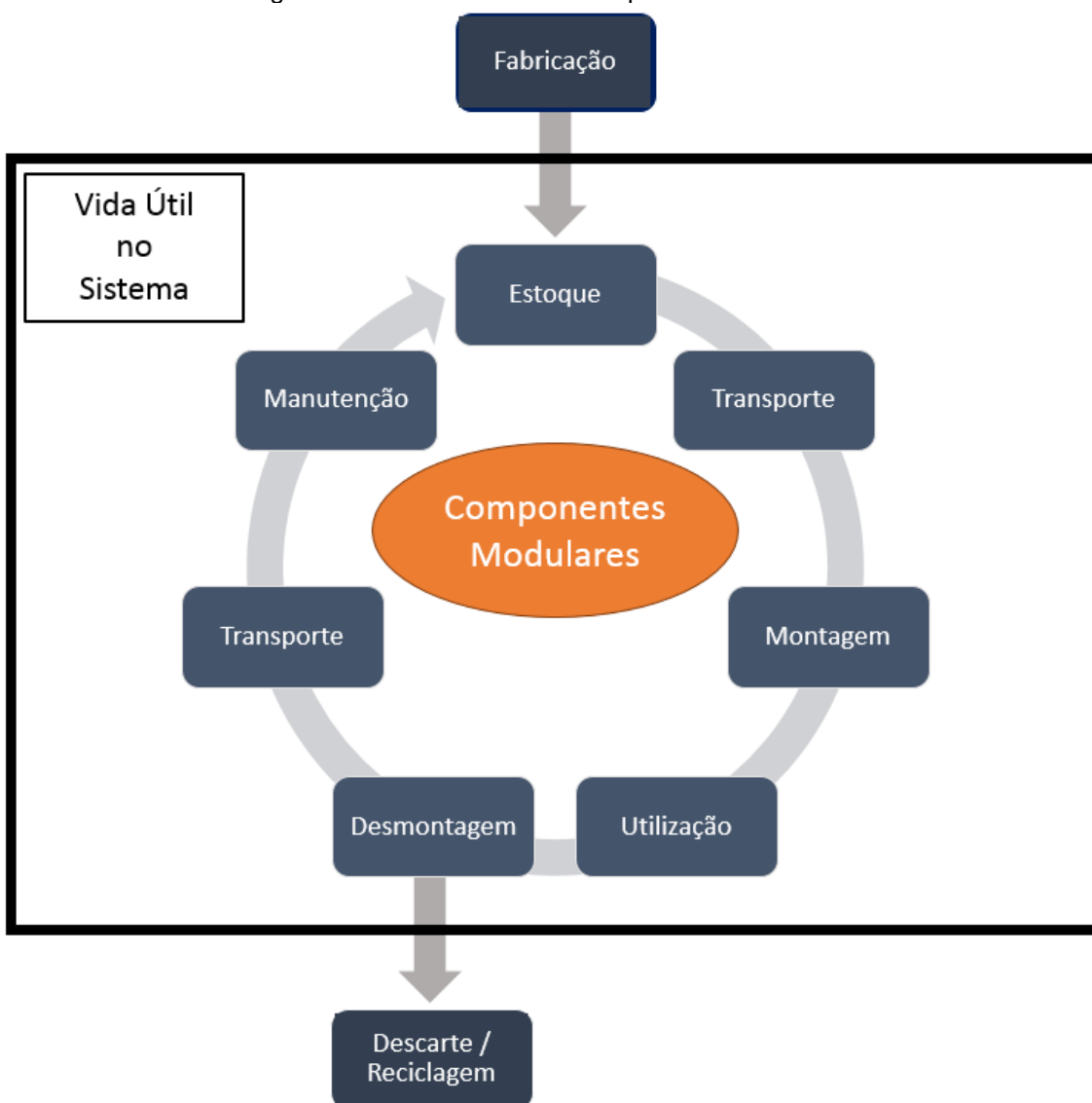
Muitas vezes, o acesso às áreas de ruptura de pontes é dificultado. Assim, o emprego de componentes leves e poucos equipamentos pesados pode ser importante para uma resposta rápida e eficiente.

Adicionalmente, o método construtivo simples e com poucos requisitos de mão de obra representa uma vantagem. Isso, pois tal ponte pode ser executada em situações de emergência com pequenos grupos e com baixa necessidade de treinamento.

5.2.3. Reutilização de Peças

A modularidade permite que a solução para um grande número de obras de recuperação empregue peças idênticas. Naturalmente, uma peça, após sua fabricação, pode passar pelo ciclo de utilização numerosas vezes, até atingir o limite de sua durabilidade. Assim, a mesma peça pode ser utilizada inúmeras vezes para a montagem de pontes inseridas no mesmo sistema supostamente sem necessidade de adaptação ou ajustes. Tal ciclo é sintetizado na Figura 39.

Figura 39 – Ciclo de vida de componentes modulares

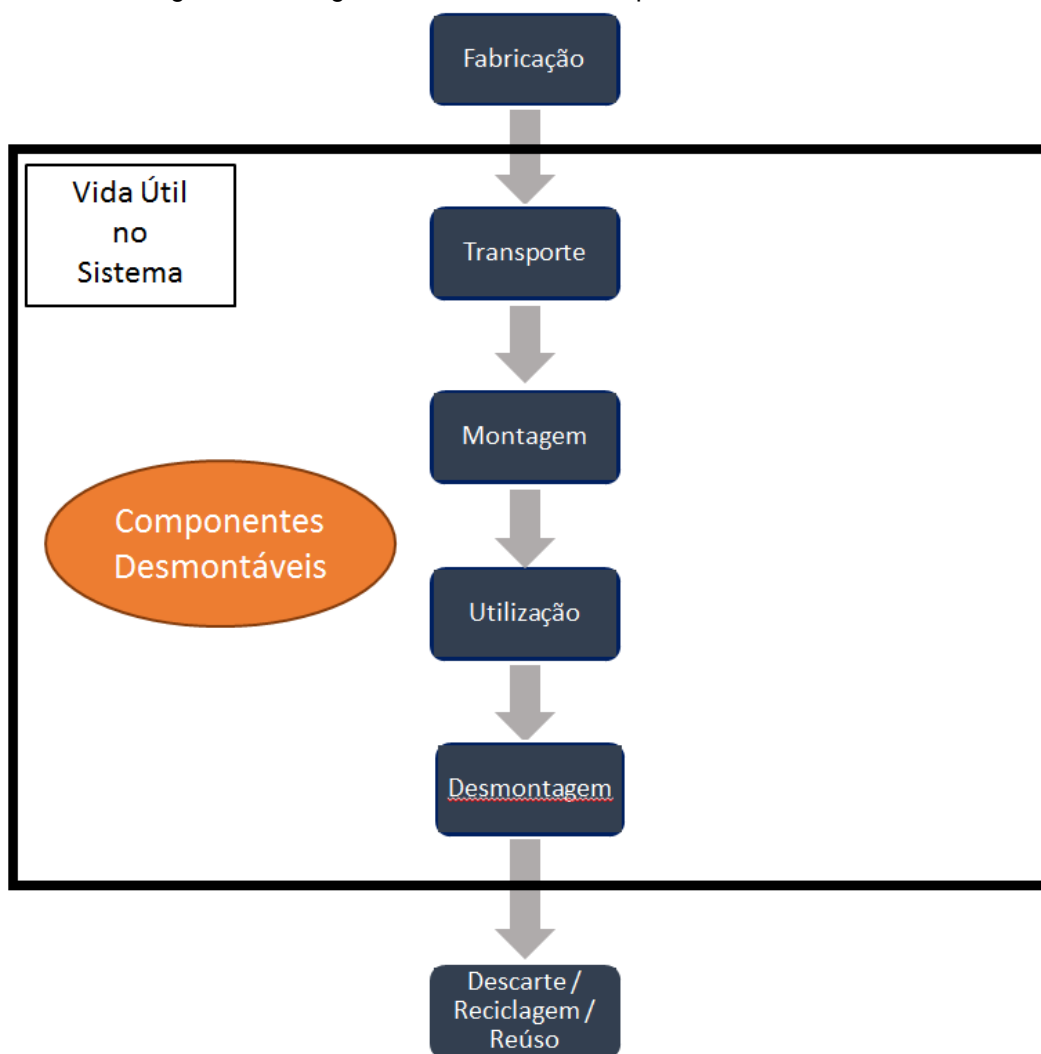


Fonte: própria

Comparativamente, elementos não modulares apresentam uma dinâmica de utilização durante sua vida útil diferente, mesmo que sejam desmontáveis. Isso é,

ainda que tais componentes possam ser recuperados pela sua desmontagem, em geral deverão ser adaptados ou alterados para outra aplicação – provavelmente fora do sistema original. Essa adaptação em geral é prejudicial à racionalização, ocasionando perdas. Tal ideia – de saída do sistema após o primeiro uso – é ilustrada na Figura 40.

Figura 40 – Diagrama de vida útil de componentes desmontáveis



Fonte: própria

Além da consequência de redução de custos incorrida por tal característica das pontes modulares, ressalta-se seu caráter sustentável. Finalmente, percebe-se a possibilidade de flexibilidade logística do transporte e estoque das peças. Por exemplo, mesmo se não houver peças em estoque, uma ponte de menor importância pode ser desmontada para oferecer as peças a uma ponte de importância estratégica mais crucial.

5.3. Pontes Modulares como Modelo de Negócios

Empresas nacionais – como a EcoPontes – e internacionais – como a Mabey Bridge – mostram que pontes modulares figuram como uma alternativa viável de produto ou serviço. A experiência de tais empresas e a bibliografia disponível podem delinear características e tendências da comercialização de tais elementos como modelo de negócios.

5.3.1. Modelos para Comercialização de Pontes Provisórias e Modulares

Uma distinção imediata entre a comercialização de pontes provisórias a outras pontes é a possibilidade de comercializá-la não somente como produto, mas também como serviço. Pode-se:

- Vender a ponte como produto. Isso é, o cliente recebe as peças – e possivelmente a montagem – da ponte, sendo doravante responsável pela utilização e reutilização das peças durante a vida útil.
- Vender a ponte como serviço de locação. Isso é, o cliente paga pela montagem e uso das peças por um período determinado, e a empresa recupera tais insumos com sua desmontagem.

Assim, nota-se que pontes provisórias possibilitam uma maior flexibilização das alternativas de modelo de negócio. Tal flexibilização é ainda maior para pontes modulares, uma vez que facilita a desmontagem e reutilização de peças, como desenvolvido em 5.2.3.

Ainda que não tenha sido encontrado caso prático, pode-se até conjecturar um modelo onde gestores de sistemas viários pagassem anuidades a empresas fornecedoras, que responderiam prontamente no evento de ruptura ou interdição de via.

5.3.2. Aspectos Financeiros de Pontes Modulares

A dinâmica cronológica de atividades na implantação de uma ponte modular é consideravelmente distinta da de pontes “customizadas”, como demonstra a Figura 38, já apresentada em 5.2.1.

Como demonstra a Figura 38, do ponto de vista financeiro, a principal diferença é que, para pontes modulares, efetua-se o desembolso relativo à fabricação e projeto em uma data anterior à interdição da via. Assim, durante todo o tempo decorrido do desembolso à interdição da via – a princípio, imprevisível – o capital fica imobilizado e, financeiramente, perde-se dinheiro pelo custo de oportunidade da imobilização, como explicado na seção 3.13.1. Durante tal período também há dispêndio de recursos com estoque das peças.

Para pontes “customizadas”, no entanto, o desembolso ocorre após a interdição, e não há gastos com estoques.

Assim, do ponto de vista financeiro, quanto maior o tempo entre fabricação das peças e sua mobilização por interdição de uma via, menos viável é a aplicação das pontes modulares. Quanto menor o tempo, portanto, mais vantajosa a aplicação.

O momento da interdição de uma via, no entanto, em geral é imprevisível e incontrolável. A minimização do tempo entre fabricação e uso se dá, portanto, não pela previsão da data de interdição, mas sim pela adequação entre o ritmo da fabricação e a frequência com que ocorrem interdições de vias.

Nesse sentido, é vantajoso para o fabricante buscar um mercado abrangente o suficiente para que haja uma frequência suficientemente grande de mobilização das peças para minimizar custos com estoques. A Mabey Bridge, por exemplo, oferece pontes a todo o mundo, de forma que haja demanda constante. Além disso, tanto Mabey Bridge como EcoPontes utilizam suas pontes modulares para uma gama maior de aplicações além de emergenciais.

5.4. Análise Crítica

Dentro da nomenclatura de ponte customizada e modular estabelecida nessa seção, essas categorias de estruturas foram confrontadas – primeiro quanto a seu potencial técnico como ferramenta para tratar risco e em seguida como modelo de negócios quanto a sua viabilidade econômica.

Como foi observado, como elementos de recuperação, as pontes modulares apresentam amplo potencial de redução de prazos. Isso pois permitem que peças e projetos estejam concluídos no instante da interdição, eliminando os prazos de tais atividades do tempo total da recuperação. Adicionalmente, desde sua concepção, tais estruturas prezam pela facilidade de montagem e pela reutilização de peças sem necessidade de modificações, adicionando vantagens quando a aspectos construtivos, ambientais e econômicos.

Evidentemente, como será descrito e estudado na seção 7, a ponte provisória insere-se em uma realidade complexa e particular de cada interdição. Isso posto, tais vantagens estão condicionadas à capacidade da ponte modular, dentro da flexibilidade de sua concepção, de atender às particularidades de cada interdição para cada uma das interfaces a ser descrita na seção 7. Do contrário, mesmo conceitualmente, a aplicação de ponte modular perde o sentido.

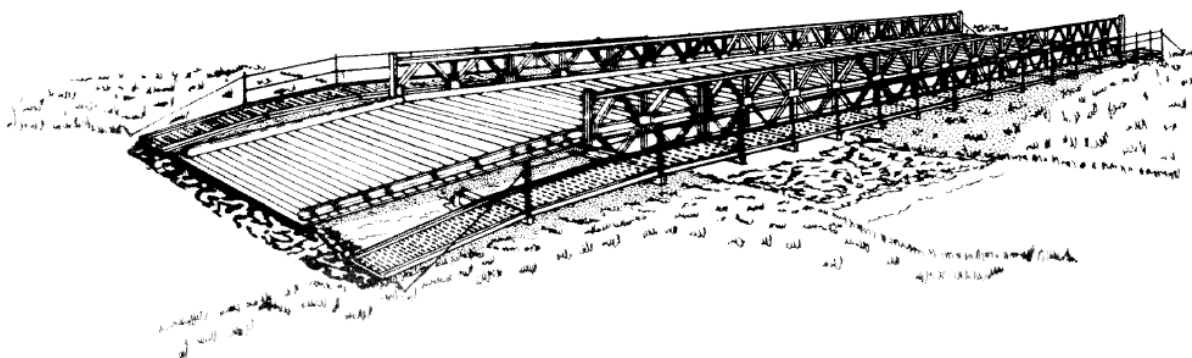
Quanto às implicações econômicas das pontes modulares, identificaram-se potenciais empecilhos devido à necessidade de desembolso e estoque prévio de componentes, sem previsão da data de sua aplicação. Mercadologicamente, concluiu-se que tal problema deve ser resolvido com alta rotatividade do uso das estruturas e dimensionamento de estoque compatível, potencialmente servindo uma grande área geográfica para eliminar possível sazonalidade de interdições.

6. ASPECTOS TÉCNICOS DA PONTE BAILEY

A Ponte Bailey figura como uma das categorias mais consagradas, aplicadas e modernas de pontes modulares. De fato, o estado da arte de pontes modulares ainda está extremamente próximo das tecnologias aplicadas por esse sistema. Por essa razão, a proposta, projeto e dimensionamento a serem desenvolvidos adiante, na seção 8 certamente terão como um dos pontos de partida a Ponte Bailey.

Assim, essa seção busca revisar, analisar e detalhar os aspectos técnicos associados à Ponte Bailey. A Figura 41 ilustra uma Ponte em uma de suas configurações convencionais após a construção e lançamento.

Figura 41 – Ponte Bailey construída em uma de suas configurações convencionais



Fonte: (US ARMY, 1986)

Essa seção utilizará como base a Ponte Bailey M2, utilizada pelo Exército dos Estados Unidos. Tal modelo é considerado representativo dentre as variedades observadas ao redor do mundo (por exemplo a M1, mais estreita e a M3, mais larga, ambas britânicas).

Nessa seção serão estudados respectivamente, para a Ponte Bailey M2: aspectos estruturais; tipos de configurações; principais elementos componentes; principais equipamentos e ferramentas de montagem; aspectos de canteiro e planejamento; procedimentos de projeto expedito; e método construtivo.

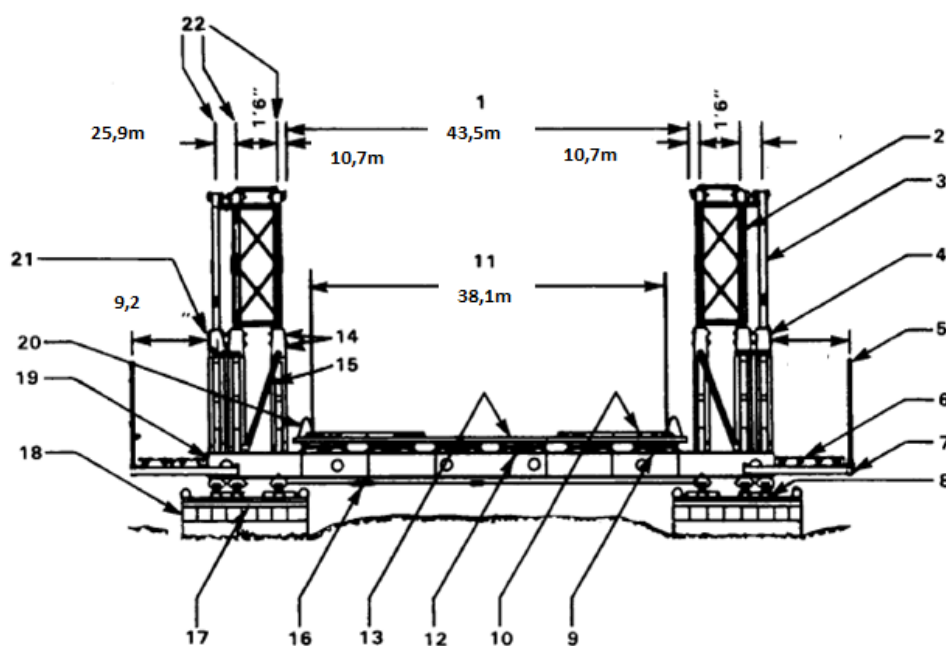
6.1. Aspectos Estruturais

A seguir apresenta-se uma descrição geral das características estruturais da Ponte Bailey. Desenvolver-se-á o estudo para suas configurações convencionais – descritas na seção 6.2 - segundo apresentados pelo US ARMY, 1986.

6.1.1. Seção Transversal Típica

A Figura 42 apresenta uma seção transversal típica da Ponte Bailey para sua configuração de dois andares e três camadas de painéis treliçados. Utiliza-se tal configuração por ela lançar mão da maioria dos elementos estruturais aplicáveis. Ressalta-se que os principais elementos citados serão descritos em detalhe na seção 6.3.8.

Figura 42 – Seção transversal genérica e convencional da Ponte Bailey (2 camadas e 2 andares)



- | | | | |
|-----|-----------------------|-----|------------------------|
| 1. | ESPAÇO ENTRE PAINÉIS | 12. | NERVURA |
| 2. | QUADROS DE TRAVAMENTO | 13. | TABULEIRO |
| 3. | PAINÉIS TRELIÇADOS | 14. | PINOS DO PAINÉL |
| 4. | MONTANTE DE APOIO | 15. | RAKER |
| 5. | FOOTWALK POST | 16. | TRAVAMENTO HORIZONTAL |
| 6. | CALÇADA | 17. | CHAPA DE BASE |
| 7. | SUPORTE DA CALÇADA | 18. | GRELHA DE MADEIRA |
| 8. | APOIO | 19. | TRANSVERSINA |
| 9. | NERVURA COM ENCAIXE | 20. | MEIO-FIO METÁLICO |
| 10. | CAMADA PROTETORA | 21. | PINOS CURTOS DO PAINÉL |
| 11. | ROLAMENTO | 22. | EIXOS DOS PAINÉIS |

Fonte: adaptado de US ARMY, 1986

Ao longo do comprimento da ponte dispõem-se vigas transversais de chão, as transversinas (19). Tais elementos conectam-se por suas faces inferiores aos banzos inferiores dos painéis treliçados (3). Tais painéis são dispostos ao longo de todo o comprimento longitudinal da ponte, conectando-se um ao outro sucessivamente.

Até 3 painéis podem ser ainda conectados na vertical. Nesse caso, diz-se que a ponte possui múltiplos andares. Na Figura 42, por exemplo, existem 2 andares.

Além de conectarem-se longitudinalmente e verticalmente, até 3 painéis treliçados (3) podem ser dispostos paralelamente na transversal, como na Figura 42. Nesse caso, diz-se que existem múltiplas camadas de painéis. A conexão entre as camadas se efetua por quadros de travamento (2), treliças planares que podem ser dispostas horizontalmente no topo dos painéis, ou verticalmente ao longo de sua altura. A conexão também pode ser efetuada por chapas de ligação. Todos esses modos de conexão são observados na Figura 42.

Apoiadas sobre transversinas (19) sucessivas existem nervuras (12) longitudinais, que por sua vez apoiam placas no tabuleiro (13), também longitudinais.

Entre as transversinas (19) correm travamentos horizontais (16) por barras tensionadas em 'X' em um plano paralelo ao do tabuleiro (13). Essas peças conectam-se em suas extremidades aos painéis treliçados (3) nas laterais da ponte.

Barras dispostas como mãos francesas em planos verticais e transversais são conectadas os painéis treliçados e transversinas. Tais barras são denominadas rakers (15).

Nas extremidades da ponte, os painéis treliçados (3) são conectados a montantes de apoio (4), elementos verticais, semelhantes a pequenas colunas. Esses componentes apoiam-se nos apoios (8) da ponte, que por sua vez são assentados sobre bases (17) metálicas. Para solos moles, as bases (17) podem ainda ter de ser apoiados sobre uma grelha de madeira (18)

Por fim, pode haver barras e tabuleiros laterais para passagem de pedestres (6) e (7).

6.1.2. Arranjo Estrutural e Transferência de Cargas

De maneira geral, para qualquer configuração padrão da Ponte Bailey, o caminhamento principal das cargas é análogo. Isso é, primeiramente há transporte local de cargas – pelo tabuleiro e pelas nervuras – então transversal – pelas transversinas – e finalmente longitudinal até os apoios – pelos painéis treliçados. Os diversos sistemas de travamento que garantem a estabilidade da ponte, no entanto, podem variar de acordo com as necessidades do layout.

(i) Transferência de Cargas Longitudinal

O principal caminhamento das cargas em uma ponte é o longitudinal – isso é, de seus vãos a seus apoios. Assim como na maioria dos casos, tal caminhamento ocorre após o caminhamento transversal.

No caso da Ponte Bailey são os painéis treliçados os componentes associados a essa função. Os painéis funcionam analogamente a uma longarina de grande altura – e, portanto, grande inércia - conectada por sua mesa inferior às transversinas. Seus banzos, superior e inferior, operam como mesas e as barras verticais e diagonais como alma. No entanto, por tratar-se de uma treliça, tais barras trabalham praticamente somente esforços axiais.

Como será desenvolvido adiante, os painéis podem contar com de 1 a 3 camadas – para maior estabilidade - e de 1 a 3 andares – para maior inércia e capacidade.

(ii) Transferência de Cargas Transversal

No principal caminhamento de esforços da Ponte Bailey, as cargas verticais primeiro são transmitidas transversalmente para então serem transportadas longitudinalmente. Esse transporte transversal é efetuado principalmente pelas transversinas. As transversinas transmitem os esforços por meio de conexão aos banzos inferiores dos painéis treliçados.

(iii) Transferência de Cargas Local

As cargas verticais são recebidas primordialmente pelo tabuleiro. Esse tabuleiro transmite o carregamento diretamente às nervuras nas quais se apoia. Essas nervuras funcionam como vigas simplesmente apoiadas em 3 ou 4 transversinas sucessivas – dependendo da configuração. Na passagem para pedestres, se existente, barras trabalham em balanço, transmitindo os esforços diretamente aos painéis treliçados.

(iv) Estabilidade: Mecanismo de Travamento I – Travamentos Horizontais

Tal mecanismo é aplicado para todas as configurações padrão da ponte.

Esse mecanismo lança mão de barras diagonais tensionadas dispostas em 'X' entre as transversinas e em um plano paralelo ao do tabuleiro. Tais barras conectam as barras inferiores dos painéis treliçados, solidarizando-os. Assim, os painéis resistem à instabilização como conjunto.

Como se verá adiante, em 6.2, esses travamentos são aplicados também superiormente para pontes com três andares. Nesse caso, são utilizadas transversinas superiores.

(v) Estabilidade: Mecanismo de Travamento II – Rakers

Esse mecanismo se aplica a todas as configurações da ponte, pois é responsável pela estabilidade do primeiro andar de painéis.

Aplicam-se barras diagonais dispostas em planos verticais transversais à ponte. Tais barras conectam o topo dos painéis do primeiro andar e da camada mais interna às transversinas. A instabilização, portanto, deverá mobilizar obliquamente a transversina.

(vi) Estabilidade: Mecanismo de Travamento III – Quadros de Travamento e Chapas de Ligação

Esse sistema é aplicável apenas nas configurações da Ponte Bailey com pelo menos duas camadas. Trata-se de aplicar quadros treliçados, solidarizando dois painéis treliçados longitudinais adjacentes.

Tais painéis são aplicados periodicamente ao longo do comprimento da ponte, conectando as duas camadas internas de painéis em cada lateral da ponte. São aplicados em planos horizontais no topo dos painéis e em planos verticais e transversais nos segundo e terceiro andares (o primeiro já possui rakers). Quando existem três camadas, a camada externa é conectada, com o mesmo intuito, por chapas de amarração.

6.1.3. Materiais

O tabuleiro, segundo o padrão do US ARMY, 1986 é constituído de madeira, para reduzir peso próprio e custos. Painéis, transversinas, montantes de apoio e rampas são constituídos de aço de baixa liga e alta tensão. A passarela para pedestres é executada em alumínio. Todas as demais partes são constituídas de aço estrutural convencional. Os componentes de aço são do tipo soldado.

6.1.4. Apoios e Fundação

As extremidades dos vãos contam com montantes de apoio conectados aos painéis treliçados. Os montantes de apoio prestam-se principalmente à transferência da força cortante vertical agindo na ponte. Esses elementos são suportados por apoios cilíndricos, dispostos sobre uma chapa metálica de base.

Quando existe capacidade de carga do solo, as chapas são apoiadas diretamente no terreno. No entanto, para solos moles ou de baixa resistência, pode ser necessária uma grelha de madeira, para melhor distribuir as cargas, sem grande incremento de peso próprio e carga.

6.2. Tipos de configurações

Existe uma grande variedade de configurações possíveis com os componentes da ponte Bailey. Segundo a nomenclatura aplicada no manual do US ARMY, 1986, existem configurações convencionais e configurações especiais. Esse relatório concentrar-se-á nas configurações convencionais, apenas citando as aplicações especiais para efeito de ilustração da versatilidade da Ponte Bailey.

6.2.1. Configurações Convencionais

As aplicações convencionais correspondem a pontes fixas, de vão simples com comprimento entre 9 m e 64 m. Apresentam também apenas uma faixa de rolamento de 3,8 m de largura e até duas faixas para pedestres.

As diversas configurações convencionais distinguem-se entre si basicamente por dois parâmetros: o comprimento e a seção transversal.

O comprimento da ponte é definido geometricamente pelo vão a vencer, que depende das condições do local e critérios de projeto. Assim, esse parâmetro definirá quantos módulos sucessivos serão dispostos.

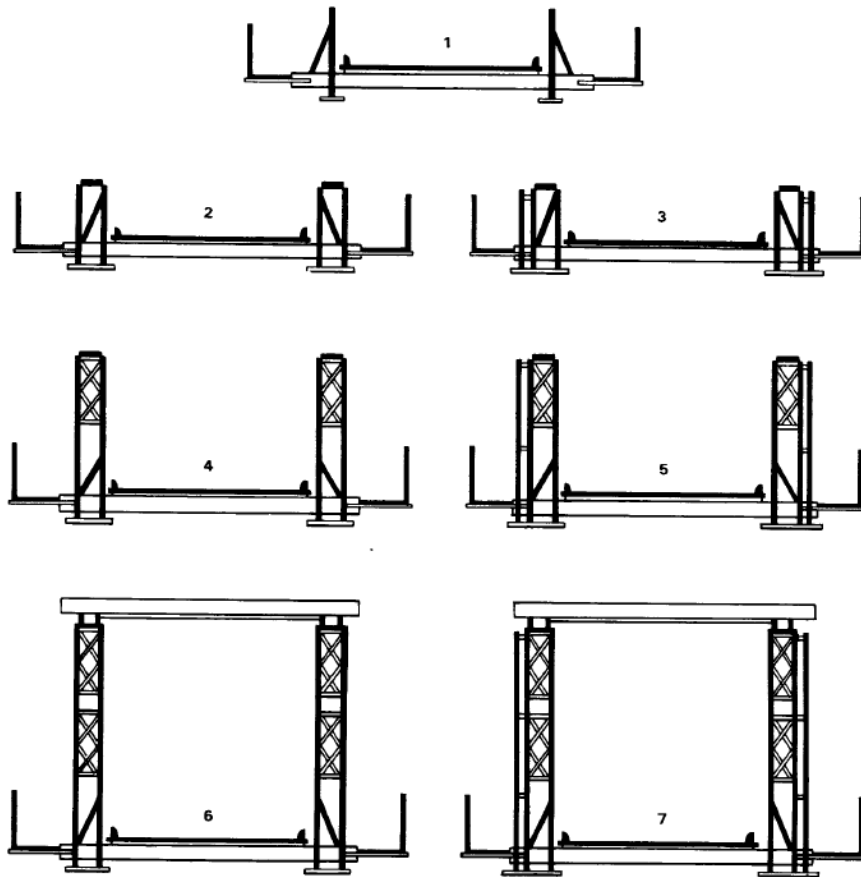
A seção transversal, estruturalmente, pode apresentar variação do número de camadas e andares de painéis. Sua configuração, em conjunto com o comprimento do vão definirá a resistência e estabilidade da estrutura.

Por camadas entende-se o número de painéis dispostos adjacientemente e paralelamente ao longo da transversal em cada extremidade da seção típica. No caso do US ARMY, 1986, até 3 camadas podem ser dispostas. Como tais painéis são solidarizados, adicionar camadas significa incrementar a estabilidade da ponte.

Por andares entende-se o número de painéis dispostos e conectados verticalmente, segundo um plano vertical e longitudinal. Como tais painéis são solidarizados, passando a resistir juntos à flexão, incrementando quadraticamente a inércia e a rigidez.

A Figura 43 ilustra as configurações convencionais segundo o Exército Americano.

Figura 43 – Configurações convencionais



Fonte: (US ARMY, 1986)

A Tabela 25, por sua vez, resume para cada configuração da Figura 43, o número de camadas, andares, bem como sua nomenclatura e abreviação, segundo o Exército Americano.

Tabela 25 – Resumo configurações convencionais

Numeração	Camadas	Andares	Nomenclatura	Abreviação
1	1	1	Single-Single	SS
2	2	1	Double-Single	DS
3	3	1	Triple-Single	TS
4	2	2	Double-Double	DD
5	3	2	Triple-Double	TD
6	2	3	Double-Triple	DT
7	3	3	Triple-Triple	TT

Fonte: própria

É importante notar que, para mais de um andar não se utilizam pontes de uma camada, pois a estabilidade seria insuficiente.

Também é relevante notar os diversos mecanismos de travamento para cada configuração, já descritos em 6.1. Para a ponte SS, aplicam-se apenas o travamento diagonal (Mecanismo I) inferior e rakers (Mecanismo II). DS e TS possuem ainda quadros de travamento horizontais (Mecanismo III). Já DD aplica ainda os quadros de travamento verticais (Mecanismo III) e TD aplica as chapas de ligação (Mecanismo 3). DT e TT aplicam ainda travamentos diagonais (Mecanismo I) superiores, associadas a transversinas superiores.

O peso por módulo esperado para cada uma das configurações convencionais é apresentado em uma tabela anexa ao presente relatório.

Tabela 26 – Peso por módulo

TIPO DE CONFIGURAÇÃO		PESO EM TONELADAS POR MÓDULO						
		SS	DS	TS	DD	TD	DT	TT
MÓDULOS DA PONTE		2,76 ¹	3,41 ¹	4,01 ¹	4,66 ¹	5,88 ¹	6,46 ¹²	8,29 ¹²
MÓDULOS DO BICO DE LANÇAMENTO		1,00	1,64		2,9			
TABULEIRO	MEIO-FIO METÁLICO	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
	NERVURA	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	CAMADA PROTETORA	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
OUTROS	CALÇADA	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
	TRAVAMENTO SUPERIOR	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54

¹ Calçadas e camada protetora não inclusos² Travamento superior incluso

Fonte: adaptado de US ARMY, 1986

6.2.2. Configurações especiais

Utilizando mesmo conjunto de peças e equipamentos das pontes convencionais ou, por vezes, lançando mão de kits complementares, configurações especiais podem ser criadas para a Ponte Bailey. Tais configurações serão apenas citadas por razão de síntese e ilustração da versatilidade da Ponte.

Dentre tais configurações citam-se pontes de duas faixas, pontes ferroviárias e pontes flutuantes, construídas sem necessidade de complementos. Também é possível a construção de apoios intermediários para pontes de múltiplos vãos, pontes pênseis, retráteis e móveis utilizando o kit de peças e equipamentos da Ponte Bailey convencional com a adição de algumas peças complementares.

Finalmente, estruturas de diversos tipos podem ser construídas a partir do kit da Ponte Bailey. Dentre elas mencionam-se calçadas, torres para cabos das pontes flutuantes e funis de carregamento.

6.3. Descrição dos principais componentes

Essa seção presta-se a detalhar as características específicas dos elementos componentes da Ponte Bailey em suas configurações convencionais. No padrão do Exército Americano existe um total de 29 tipos de peças para a construção da ponte. Para efeito de síntese e foco, serão descritos apenas os principais componentes estruturais.

Tabelas com os quantitativos dos kits utilizados pelo exército americano são apresentadas em anexo a esse trabalho.

6.3.1. Painéis Trelaçados

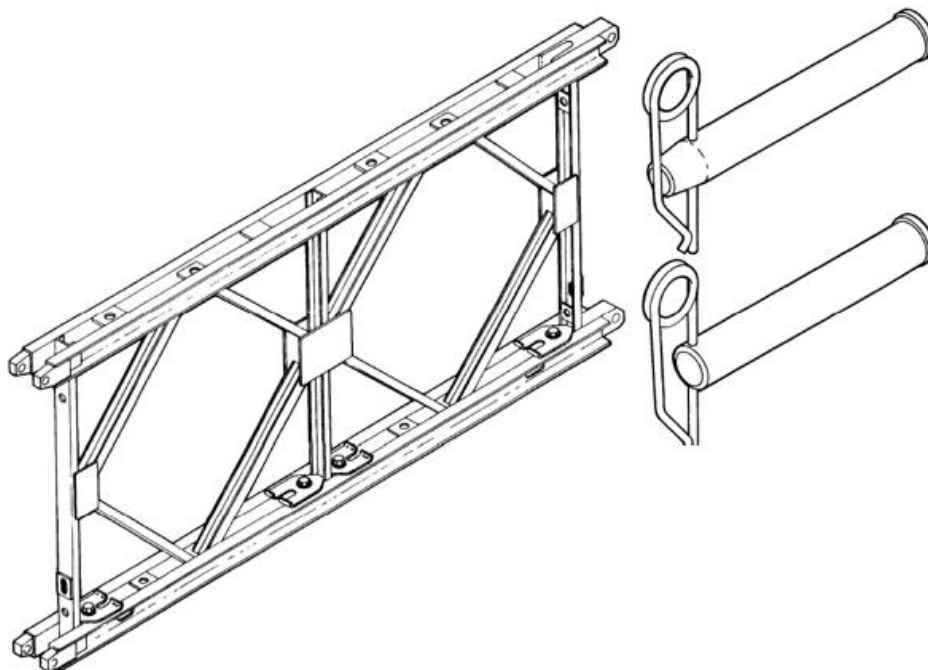
São o componente básico da Ponte Bailey. Tratam-se de painéis com 3 m de comprimento, 1,5 m de altura e 16,25 cm de espessura. Pesam 262 kg, podendo ser carregados por 6 pessoas, portanto barras de carregamento.

Do ponto de vista de montagem, as barras horizontais apresentam configuração macho-fêmea nas extremidades, permitindo encaixe de módulos sucessivos com

auxílio de parafusos. A barra inferior conta ainda com cavilhas para a conexão das transversinas.

A Figura 44 ilustra o painel e seus parafusos de conexão.

Figura 44 – Painel treliçado e seus parafusos



Fonte: (US ARMY, 1986)

Nota-se a presença de uma barra vertical intermediária no painel. Supõe-se que a configuração diferenciada em relação às treliças habituais se deve a solicitações durante o lançamento, onde o painel não trabalha como uma treliça ideal.

6.3.2. *Transversina*

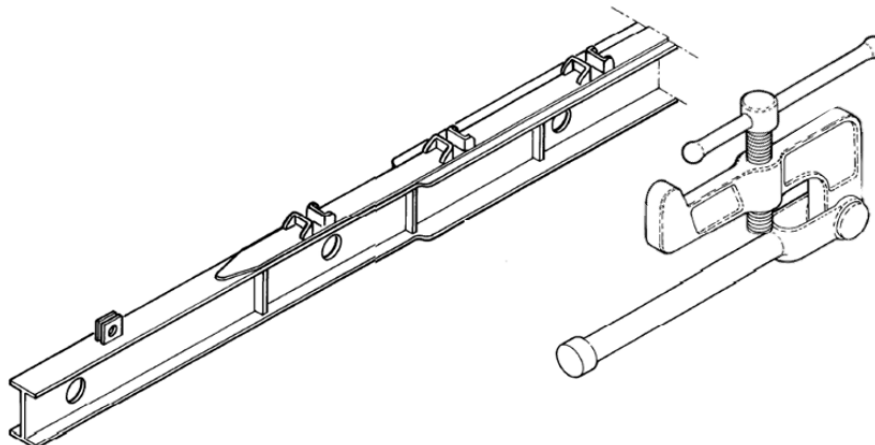
Como já desenvolvido em 6.1, esse componente efetua a transferência transversal de cargas, suportando o tabuleiro. Trata-se de uma viga metálica tipo I, com 25,4 cm de altura e 6.1 metros de comprimento. Suas mesas medem 11,4 cm, e tem 0,8 cm de espessura. O componente pesa 280 kg e deve ser carregado por 8 pessoas, com barras inseridas em buracos na alma da viga.

Construtivamente, a face inferior da viga conta com buracos onde as cavilhas dos painéis são encaixadas. A fixação completa-se com o uso de uma braçadeira. Também rakers e nervuras apoiam-se nas transversinas, através de encaixes.

Para cargas usuais, as transversinas são espaçadas de 1,5 m. Isso é, cada módulo conta com uma transversina no centro do painel e uma em cada extremidade. No entanto, podem-se aplicar uma transversina intermediária adicional para maiores carregamentos.

A Figura 45 ilustra o componente e seu dispositivo de fixação.

Figura 45 – Transversina e sua braçadeira



Fonte: (US ARMY, 1986)

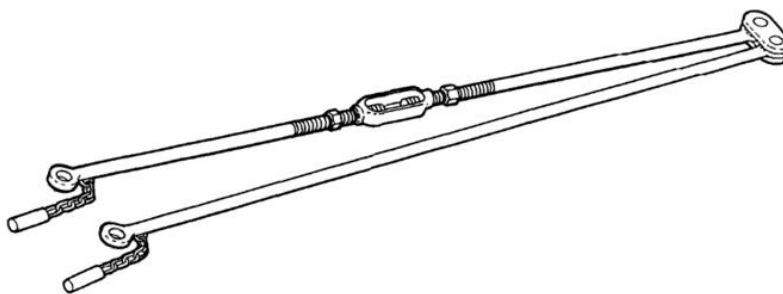
6.3.3. Travamentos Horizontais

Dispostos diagonalmente em 'X' entre as transversinas, esses componentes são aplicados para contribuir com a estabilidade da ponte. Tratam-se de delgadas barras de seção transversal circular com diâmetro de 2.9 cm. Seu peso é de 30.8 kg e conta com uma articulação para transporte, estoque e construtibilidade do 'X'.

Construtivamente é fixada por um buraco e um pino em sua extremidade. A barra é então tensionada por meio de um ajustador de comprimento por rotação disponível no componente.

A Figura 46 ilustra o componente.

Figura 46 – Travamento Diagonal



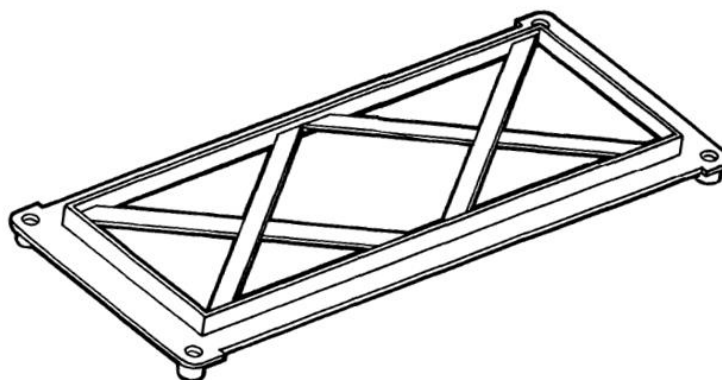
Fonte: US ARMY, 1986

6.3.4. Quadro de Travamento e Chapas de Ligação

Esses componentes são utilizados para solidarizar painéis entre si, contribuindo para a estabilidade. O quadro de travamento conecta os dois painéis internos para configurações de duas ou três camadas. As chapas de amarração conectam o painel intermediário e o externo para configurações com três camadas.

Os quadros de travamento são retangulares, com 1,3 m de altura e 50,8 cm de largura e pesam 20 kg. Construtivamente são parafusados aos painéis. A Figura 47 ilustra o componente.

Figura 47 – Quadro de travamento



Fonte: US ARMY, 1986

As chapas de amarração são pequenas chapas 6,4 x 1,0 x 30,5 cm e pesam 1,6 kg. Construtivamente conectam-se utilizando cavilhas em sua geometria e aberturas nos painéis.

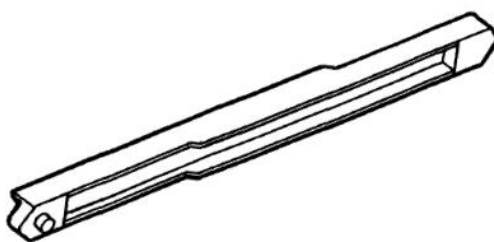
6.3.5. *Rakers*

Essas pequenas barras conectam o topo do painel treliçado interno do primeiro andar a uma extremidade externa da transversina, contribuindo para a estabilidade. Dispõe-se normalmente de uma delas por painel – em uma das extremidades – com unidades adicionais para a extremidade da ponte.

São vigas de seção I com 7,6 cm de altura e mesa com 6,0 cm. Tem 1,11 m de comprimento e pesa 10 kg. Construtivamente, apresenta cavilhas que se encaixam e parafusam na transversina e no painel treliçado.

A Figura 48 ilustra o componente.

Figura 48 – Raker



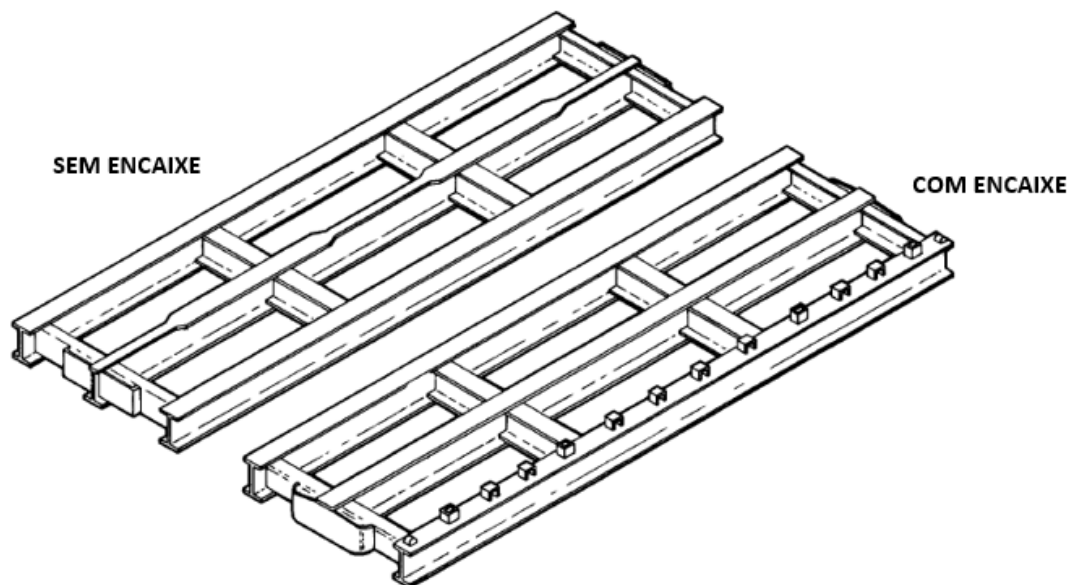
Fonte: US ARMY, 1986

6.3.6. *Nervuras*

Esses componentes apoiam o tabuleiro e realizam o transporte de cargas locais. Cada uma dessas peças corresponde a 3 vigas tipo I com 10,2 cm de altura, 3,0 m de comprimento, pesando um total de 118 kg. As vigas são unidas por 4 vigas transversais soldadas – 2 intermediárias, tipo I e 1 em cada extremidade, tipo C. Quando a peça é disposta na extremidade, conta com protuberâncias para encaixe do tabuleiro, pesando 4 kg a mais.

Construtivamente, são posicionados em encaixes na face superior das transversinas. A Figura 49 ilustra o componente com e sem protuberâncias.

Figura 49 – Nervuras



Fonte: Adaptada, US ARMY, 1986

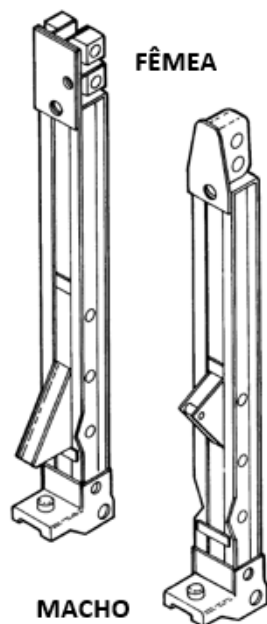
6.3.7. Montantes de Apoio

São dispostas nas extremidades da ponte, para transferência de cortante vertical aos apoios. Nesse sentido, são posicionados no andar de painéis que carrega o tabuleiro. São constituídos de 2 barras e chapas soldadas de 10,1 cm e 1,7 m de comprimento. Em sua extremidade inferior há um bloco de apoio com um sulco semicircular que se encaixa nos apoios.

Construtivamente, conectam-se nas extremidades dos painéis treliçados por sistema de encaixe macho-fêmea. Logo, esse componente pode apresentar esses dois tipos de configuração. O componente conta ainda com um *step* para suportar uma transversina na extremidade da ponte. Esse *step* também é utilizado no macaqueamento da ponte.

A Figura 50 ilustra as peças em suas configurações macho e fêmea.

Figura 50 – Montantes de apoio



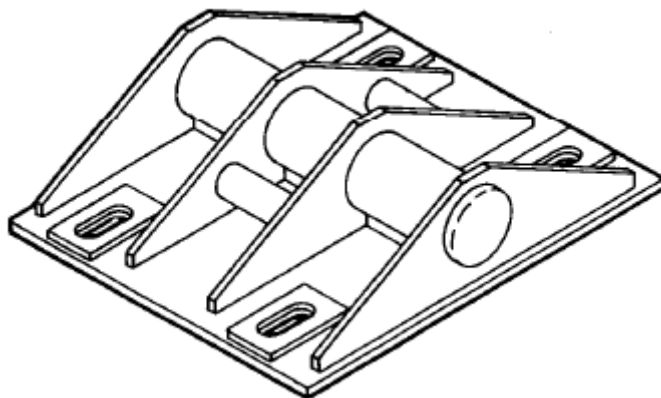
Fonte: adaptado de US ARMY, 1986

6.3.8. Apoios

Esse componente presta-se a espalhar o carregamento e transmiti-lo à chapa de base. Os apoios são um conjunto soldado contendo uma barra cilíndrica, onde as colunas de borda – e, portanto, a ponte como um todo – se apoiam. A configuração cilíndrica busca liberar o vínculo à rotação no apoio.

Tal barra é enrijecida por 4 chapas – 1 em cada extremidade e 2 intermediárias. Sua altura é de 11,9 cm e seu peso é 30,8 kg. Durante a fase de construção esse componente também se presta a suportar os roletes rotativos, descritos em 6.4.1. Cada extremidade emprega um desses apoios para configuração de uma camada e dois para as demais configurações. A Figura 51 ilustra o componente.

Figura 51 – Apoios



Fonte: US ARMY, 1986

6.3.9. Outros componentes

A Ponte Bailey conta ainda com diversos outros componentes, aqui somente citados para efeito de síntese e foco. São eles: diversos pinos, parafusos e braçadeiras; guias metálicas; chapas de base; rampas; pedestais de rampas; calçada metálica e seus acessórios; suporte da calçada; suporte para transversinas superiores.

6.4. Descrição dos principais equipamentos e ferramentas de montagem

Essa seção presta-se a detalhar as características específicas dos equipamentos utilizados para montar a Ponte Bailey em suas configurações convencionais. No padrão do Exército Americano existe um total de 30 tipos de equipamentos e ferramentas para a construção da ponte. Para efeito de síntese e foco, serão descritos apenas os principais.

Tabelas com os quantitativos dos kits utilizados pelo exército americano são apresentadas em anexo a esse trabalho.

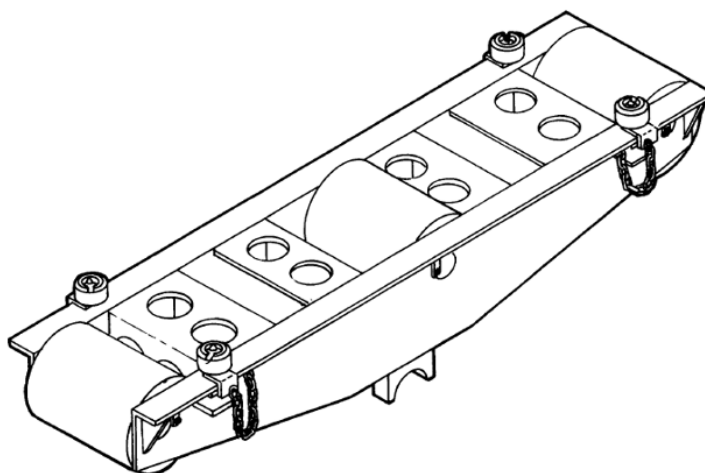
6.4.1. Rolete Rotativo

Esse equipamento é aplicado para o lançamento da ponte, apoiando os painéis treliçados. Consiste de três roletes horizontais unidos por chapas balanceadas que podem ser encaixadas nos apoios da ponte, mantendo a rotação livre – por isso a denominação de ‘rotativo’. Existem ainda 4 pequenos roletes verticais dispostos nos

vértices da face superior. Esses roletes podem ser removidos para o posicionamento de painéis.

Assim, os roletes horizontais apoiam e distribuem as cargas dos painéis e os roletes verticais funcionam como guias no lançamento. O equipamento pesa 93,4 kg e suporta até 27,2 t. A Figura 52 ilustra o equipamento.

Figura 52 – Rolete rotativo



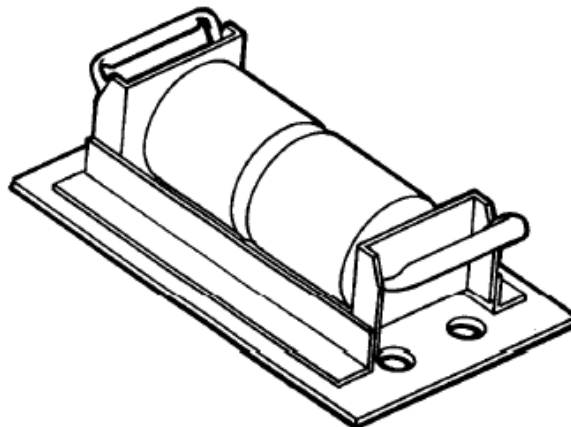
Fonte: US ARMY, 1986

6.4.2. *Rolete Comum*

Esse componente é formado por um rolete de 64,8 cm de largura, dividido em dois e inserido em um suporte soldado. O equipamento pesa 52,6 kg e suporta até 9,1 t.

Esses roletes são dispostos a montante do rolete rotativo para apoiar o restante do comprimento da ponte. Pontes com 1 camada são lançadas sobre qualquer uma das metades do rolete, e pontes com 2 ou 3 camadas sobre ambas. A Figura 53 ilustra o equipamento.

Figura 53 – Rolete comum

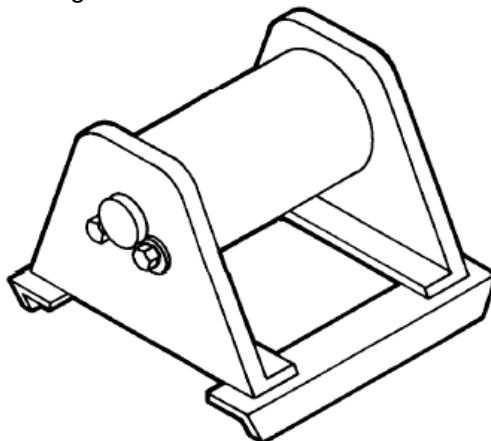


Fonte: US ARMY, 1986

6.4.3. *Rolete de transversina*

Esse equipamento é utilizado para facilitar a montagem e desmontagem das transversinas. O conjunto conta com um rolete de 16,8 cm de comprimento e pesa 5,4 kg. São dispostos nas laterais da linha de montagem, permitindo deslizar as transversinas. A Figura 54 ilustra o componente

Figura 54 – Rolete de transversina



Fonte: US ARMY, 1986

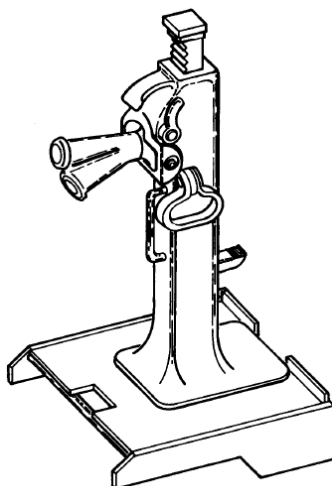
6.4.4. *Macaco e Calçamento do Macaco*

Um macaco deve ser utilizado para erguer a ponte e colocá-la ou removê-la de cima dos roletes rotativos ou apoios na montagem e desmontagem. No caso dos kits utilizados pelo US ARMY, 1986, o alcance de levantamento do macaco é de 38,1 cm, com capacidade de 13,6 t no topo e de 6,8 t na base.

Para viabilizar o uso do macaco, no entanto, é necessário um calçamento específico para a Ponte Bailey. Trata-se de um conjunto soldado de 16,3 kg que se encaixa na chapa de base, posicionando-se acima do apoio. Assim, o apoio pode ser posicionado sem remover o calçamento.

A Figura 55 ilustra os equipamentos.

Figura 55 – Macaco e calçamento do macaco



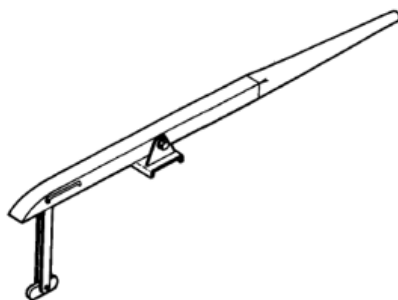
Fonte: US ARMY, 1986

6.4.5. Alavancas do Painéis Trelaçados

Essa ferramenta é utilizada para posicionar o segundo e terceiro andar de painéis treliçados após o posicionamento do primeiro. Trata-se de uma barra de madeira de 2,4 m de comprimento e 21,8 kg de peso. A barra conta com um fulcro próximo a seu centro e com um dispositivo que permite conexão com a barra superior dos painéis.

Assim, para a construção, o fulcro é apoiado no topo do painel do primeiro andar e a extremidade é conectada ao painel a erguer. Com duas alavancas e duas pessoas operando cada alavanca os painéis podem ser erguidos. A Figura 56 ilustra a ferramenta.

Figura 56 – Alavanca do painel treliçado



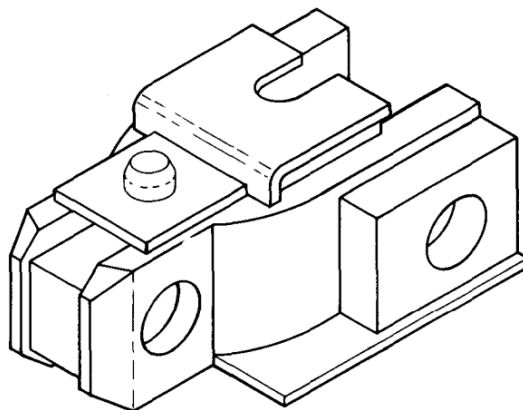
Fonte: US ARMY, 1986

6.4.6. *Ligação da Treliça Lançadeira*

Esse dispositivo permite conferir a inclinação necessária à treliça lançadeira para que as deformações durante o lançamento da ponte em balanço sejam compensadas, permitindo encontro adequado (além de outros usos para aplicações especiais). O componente é um conjunto de elementos metálicos soldados com 25,4 cm de comprimento, e 17,8 cm de largura, pesando 12,7 kg.

Essa peça é conectada na parte inferior dos painéis treliçados na região onde a parte inclinada do bico de lançamento conecta-se ao restante da ponte. Assim, o comprimento do banzo inferior da treliça é aumentado – mas não o superior. Essa diferença de comprimento confere a inclinação desejada. Assim, a cada painel a jusante da ligação, ganha-se comprimento de contra-flecha. Esse equipamento é ilustrado na Figura 57.

Figura 57 – Ligação do bico de lançamento



Fonte: US ARMY, 1986

O funcionamento dessa peça e seu uso será melhor detalhado na seção 6.6.4.

6.4.7. Outros equipamentos e ferramentas

A Ponte Bailey conta ainda com diversos outros equipamentos e ferramentas, aqui somente citados para efeito de síntese e foco. São eles: diversas chaves para ajustar parafusos; barras e pinças de carregamento para transporte de peças pesadas; macaco de painéis para facilitar a conexão entre painéis e macacos para tensionar travamentos; e gabaritos de madeira com marcações para locação de roletes.

6.5. Aspectos de Canteiro e Planejamento

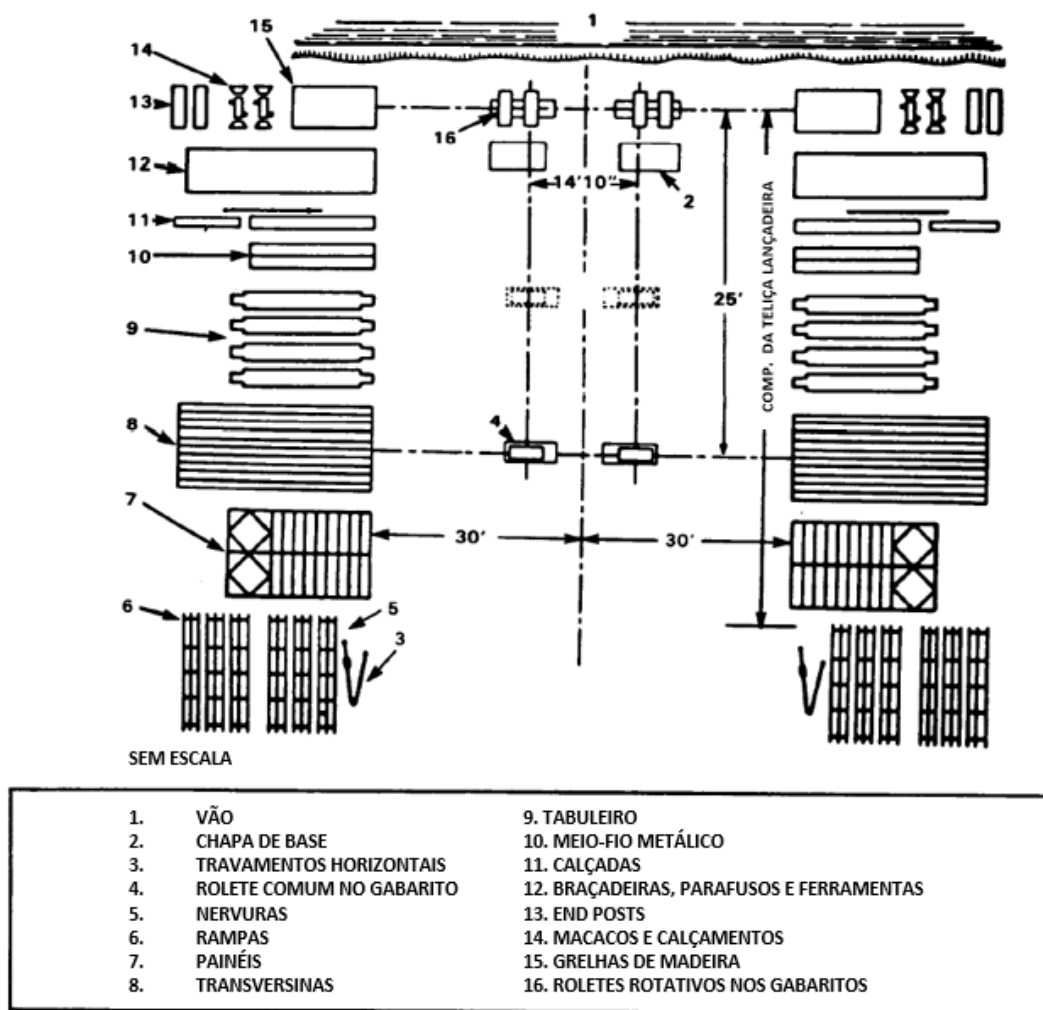
Alguns dos diferenciais da Ponte Bailey são os baixos requisitos para canteiro de obras; necessidade de pouca mão de obra pouco especializada e rapidez de construção. Essa seção discute aspectos relacionados a tais elementos.

6.5.1. Canteiro de Obras

Certas considerações devem ser feitas a respeito do canteiro de obras necessário para a construção de uma Ponte Bailey. Dentre elas:

- A largura do canteiro idealmente deve ser de aproximadamente 45,7 m para permitir o estoque dos componentes. A Figura 58 ilustra um exemplo de layout para essa situação;
- Em casos extremos, podem-se descarregar as peças diretamente dos caminhões, e o canteiro pode ter a largura da ponte, apenas. Pode-se montar um estoque satélite, com peças e equipamentos ociosos;
- Quando o espaço é limitado, é desejável espaço de ao menos 9,1 m de um dos lados da ponte para permitir a inserção das transversinas;
- Idealmente, os acessos viários devem ser facilmente adaptáveis. Isso inclui espaço para manobra dos caminhões. Do contrário a adaptação pode levar mais tempo que a implantação da ponte em si;
- Os encontros devem ser verificados quanto à sua estabilidade.

Figura 58 – Exemplo de Layout de Canteiro



Fonte: Adaptada, US ARMY, 1986

6.5.2. Mão-de-obra

O manual do US ARMY, 1986 apresenta tabelas detalhadas com quais equipes e quantos soldados são utilizados em cada atividade. No entanto, tal tabela não é imediatamente aplicável a situações de pontes comerciais. Primeiro, pois o regime de trabalho é intensivo – grandes equipes visando baixos tempos de montagem. Segundo, pois as equipes seguem as regras de hierarquia típicas de instituições militares.

Ainda assim, as tabelas supracitadas são apresentadas em anexo a esse trabalho.

6.5.3. Tempo de Construção

Segundo o Exército dos Estados Unidos, os tempos estimados para a montagem da Ponte Bailey, utilizando as equipes previstas em seu manual são como apresentados na Tabela 27. As abreviações para as configurações de ponte correspondem às apresentadas na Tabela 25.

Tabela 27 – Estimativa de tempos de construção

VÃO	CONFIGURAÇÃO DA PONTE								
	SS	DS	TS	DD	TD	DT	TT	DT	TT
(m)	TEMPO (horas)								
	SEM EQUIPAMENTOS							01 GUINDASTE	
12	1.5								
18	1.75	2							
24	2	2.5	3						
30	2.25	3	3.5	4.25					
37		3.5	4	5	6.75				
43		3.75	4.5	5.75	7.5	11.75		10.5	
49			5	6.25	8.5	13.25	19	11.75	16.25
55				7	9.5	14.75	21.25	13.25	18.25
61						16.25	24	14.25	20.5

Fonte: US ARMY, 1986

Os tempos apresentados, como se pode notar, são extremamente baixos, reflexo das equipes mais numerosas empregadas. De fato, pode se esperar que seja possível flexibilizar a relação homem-hora, reduzindo equipes e aumentando tempos.

É ainda importante notar que as estimativas não incluem preparação do canteiro e posicionamento dos roletes – de 0,5 a 4 horas – nem descarregamento – 0,5 horas se houver equipe própria, de 1 a 2,5 horas, do contrário. Consideram ainda que equipes mal treinadas, terreno e clima desfavoráveis podem aumentar em aproximadamente 30% o tempo de montagem.

6.6. Procedimentos de projeto segundo o Manual do US ARMY, 1986

Essa seção descreve brevemente quais os procedimentos recomendados no manual do Exército dos Estados Unidos para o projeto das Pontes Bailey.

A rotina inicia-se com a definição do comprimento da ponte. Tal informação, associada ao carregamento esperado permite definir quantas camadas e andares

de painéis serão empregados, além das verificações do bico de lançamento. Em seguida, a fundação com grelhas de madeira é definida, podendo requerer adaptações no comprimento da ponte, exigindo redimensionamento. Finalmente, o número de roletes e macacos é definido. As rampas também devem ser verificadas, mas tais critérios não serão descritos nessa seção por efeito de síntese.

6.6.1. Definição do Comprimento da Ponte

O comprimento da ponte é determinado pelo tamanho do vão efetivo, os recuos de segurança e o espaço para os roletes.

6.6.1.1. Vão efetivo

O vão efetivo depende não somente do vão geométrico do obstáculo a vencer, mas também das condições de encontro. Os encontros podem ser preparados, não preparados ou mistos.

Encontros preparados são aqueles que podem resistir à carga aplicada próxima da face sem falhar. Exemplos são concreto-massa, muros de blocos, etc. Encontros não preparados são os que apresentariam probabilidade maior de falha se carga fosse aplicada em sua borda. Exemplos são encostas naturais, encontros demolidos ou com resistência insuficiente.

Quando os encontros são preparados, o vão é a distância entre faces. Quando não preparado, o vão é a distância entre os pés dos encontros. Quando misto, é a distância do pé do encontro não preparado à face do encontro preparado.

6.6.1.2. Recuo de Segurança

Refere-se à distância mínima entre o rolete rotativo e a extremidade do vão efetivo. Para encontros preparados, o US ARMY, 1986 recomenda valor de 1,1 m. Para encontros não preparados, recomenda-se 1,5 vezes a altura do encontro, medido de seu pé a seu topo. O pé é considerado onde a encosta forma 45° com a horizontal.

6.6.1.3. Espaço para os Roletes

Corresponde à distância do centro dos roletes rotativos ao centro dos apoios onde a ponte finalizada será posicionada. Depende das características geométricas dos componentes, medindo normalmente 0,76 m, mas pode ser modificado devido ao uso de grelhas de madeira na fundação, como será descrito adiante.

6.6.2. Definição da Configuração dos Painéis

Levando em conta critérios de resistência, rigidez, estabilidade e serviço, o US ARMY, 1986 apresenta uma tabela que permite obter a configuração mínima para a ponte a ser construída. A tabela recebe como *input* o vão, a classe de carregamento esperada e o grau de risco aceito (Tabela 28).

Tabela 28 – Configuração em função de carregamento, comprimento e risco

CONFIGURAÇÃO	RISCO	COMPRIMENTO (m)																		
		9	12	15	18	21	24	27	31	34	37	40	43	46	49	52	55	58	61	64
SS	N	30	24		20	20	16	12	8											
	C	30		24																
	R	42	36	33	30	24	20	16	12											
DS	N	37	34	31	29															
	C	47	40	36	33	30	24	19	14											
	R	42	38	35	32	30														
TS	N			75	75	60	50	40	30	20	16	12	8							
	C			70	65	60	55	45	30											
	R			83	77	68	60	50	37	30	23	18	14							
DD	N			76	73	69	60	50	39	32										
	C			88	85	78	66	55	42	34	27	21	17							
	R			84	79	75	64	55	44	36	30									
TD	N						85	65	50	35	30	20	16	12	8	4				
	C						80	65	55	40	35									
	R						95	74	57	47	38	31	24	18	15	10				
DT	N						90	75	60	49	41	33								
	C						100*	82	64	52	43	35	29	22	17	13				
	R						90*	82	66	54	45	38	31							
TT	N						80	65	45	35	30	24	16	12	8					
	C						80	70	55	45	35									
	R						86	72	57	47	39	32	25	19	15					
DT	N						90	76	61	50	42	35								
	C						96	80	64	53	44	36	30	24	18					
	R						90	83	68	56	48	40	33							
DT	N						90	75	55	45	35	30	20	16	12					
	C						90*	80	60	53	45	35								
	R						100*	83	65	57	47	37	31	24	18					
DT	N						90*	90*	72	62	51	41	34							
	C						100*	91	74	64	54	45	37	29	22					
	R						90*	90*	80	70	58	48	40	32						
DT	N						70	70	60	55	45	35	30	20	16					
	C						80	70	60	55	50	45	35							
	R						80	80	77	69	57	48	39	32	25					
TT	N						90*	90*	85	78	64	58	43	36						
	C						90	88	85	80	64	55	46	38	31					
	R						90*	90*	90*	89	74	60	51	43	35					
TT	N						80	70	55	45	35	24								
	C						75	70	60	55	40									
	R						100	80	66	59	48	38								
TT	N						90*	90*	75	66	52	43								
	C						100*	90	77	68	55	46								
	R						90*	90*	87	77	62	51								

Notas:

N – Normal

C – Cuidado

R – Risco

Fonte: adaptado de US ARMY, 1986

6.6.3. Definição das Fundações

Durante a etapa de lançamento, todo o peso da ponte é transmitido pelos apoios dos roletes rotativos. Assim, pode ser necessário o uso de grelhas de madeira para um maior espalhamento das cargas quando o solo não apresenta a resistência necessária. Essas grelhas também podem ser aplicadas para corrigir a inclinação das pontes.

O US ARMY, 1986 apresenta uma série de grelhas padrão para diversos usos. A seleção do tipo de grelha depende do comprimento da ponte, configuração dos painéis treliçados e a tensão admissível no solo.

O manual oferece uma tabela para obter valores seguros da tensão admissível no solo segundo classificações expeditas. Os valores considerados podem então ser imputados em 3 tabelas para a obtenção do tipo de grelha necessário. Tais tabelas são apresentadas em anexo ao presente trabalho.

Dependendo da grelha escolhida o espaço dos roletes pode ser modificado. Nesse caso, recalculam-se os parâmetros para o novo comprimento até que haja convergência.

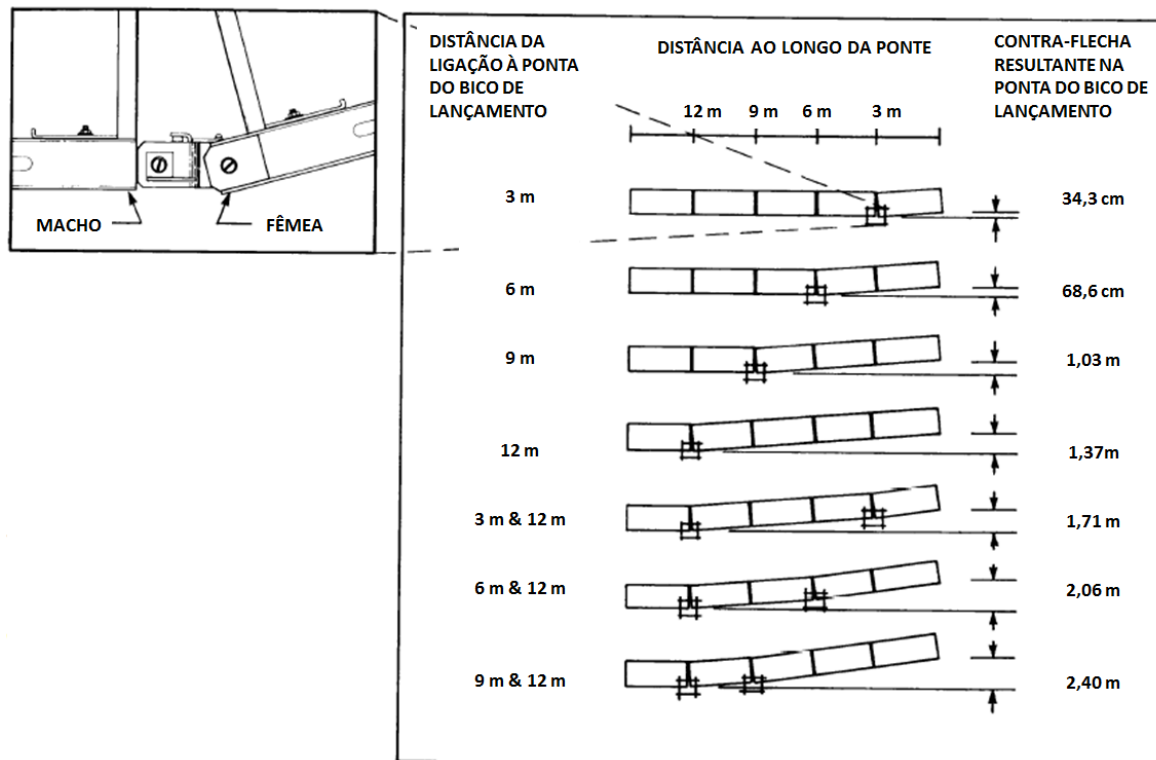
6.6.4. Verificação do Bico de Lançamento

Na etapa de lançamento da ponte, a mesma é empurrada sobre o vão, deslizando pelos roletes. Tal operação é efetuada com módulos da ponte em balanço sobre o vão, funcionando como bico de lançamento, enquanto os outros módulos da própria ponte funcionam como contrapeso. Os módulos utilizados como bico de lançamento não contam com nervuras, tabuleiro e elementos para pedestres. O primeiro módulo não conta com travamento horizontal.

Naturalmente, como em qualquer ponte empurrada, esperam-se deformações devido ao comprimento em balanço. No caso da Ponte Bailey, lida-se com tal fenômeno garantindo uma contra-flecha no bico de lançamento. Para tal, utilizam-se peças especiais, as ligações dos bicos de lançamento.

Esses equipamentos incrementam o comprimento do banzo inferior dos painéis em 19 cm, conferindo levantamento de aproximadamente 34,3 cm por módulo a jusante da ligação. A Figura 59 ilustra o funcionamento de tal equipamento e configurações possíveis.

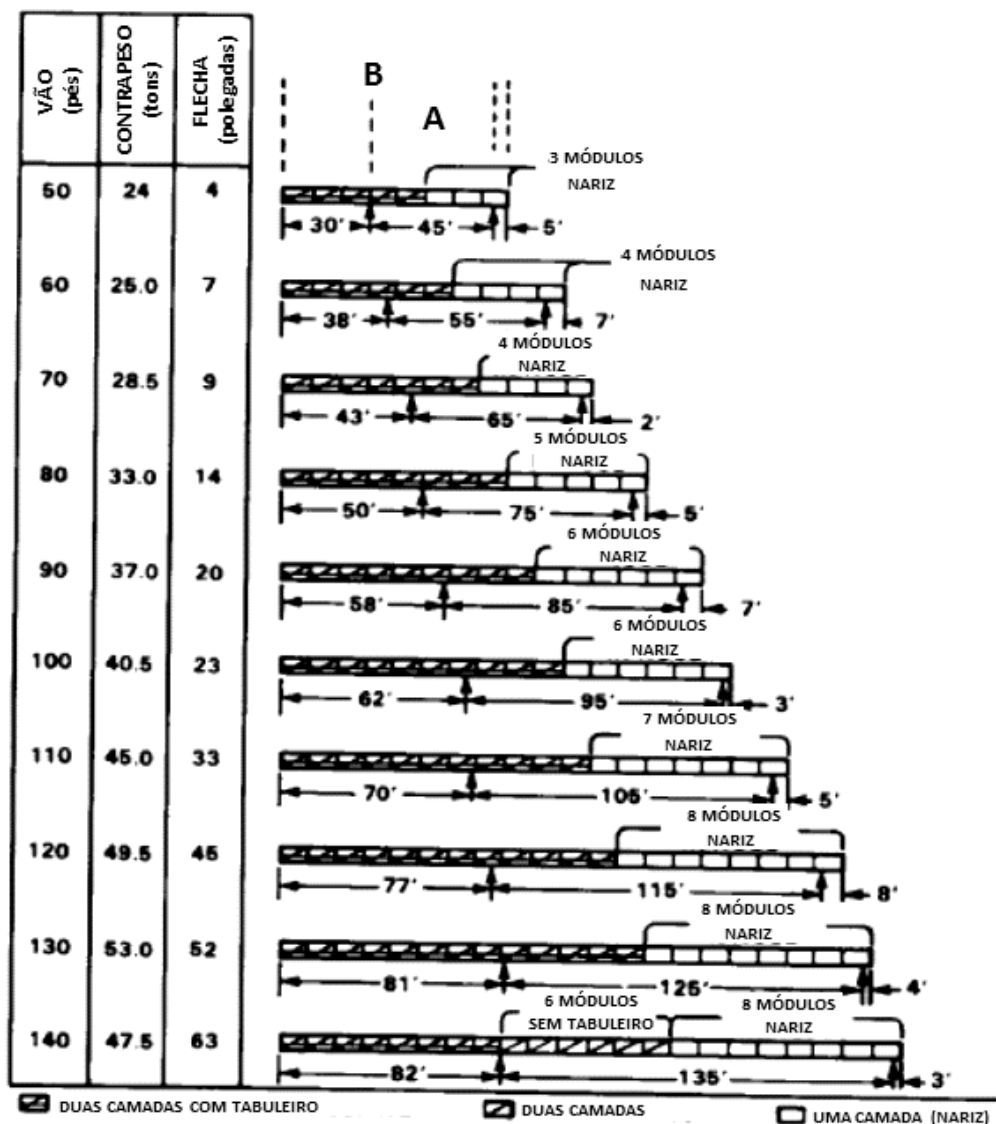
Figura 59 – Funcionamento da ligação dos bicos de lançamento



Fonte: adaptado de US ARMY, 1986

Assim, para determinar a configuração do bico de lançamento, primeiramente consulta-se o desnível entre os encontros. Em seguida obtém-se a flecha do balanço a partir de figuras que tem como *input* a configuração dos painéis e o vão. Essas figuras também fornecem os valores do peso próprio no lançamento, bem como a quantidade de módulos a serem utilizados como contrapeso e a locação dos apoios. Considera-se ainda um valor adicional de 15,27 cm como deformação de segurança. Tais figuras são fornecidas para cada configuração dos painéis. A Figura 60 exemplifica as mesmas para a configuração Double-Single.

Figura 60 – Flecha e contrapesos para vãos na configuração DS



NOTAS:

A = DISTÂNCIA ENTRE ROLETES ROTATIVOS DE MARGENS OPOSTAS

B = CENTRO DE GRAVIDADE NA PONTE NO LANÇAMENTO FINAL

Fonte: adaptado de US ARMY, 1986

6.6.5. Determinação dos roletes e macacos

Durante a fase de lançamento, roletes rotativos são aplicados em ambos os encontros da ponte. No encontro onde a ponte é montada utilizam-se dois roletes rotativos para pontes tipo SS e DS – segundo a classificação apresentada na Tabela 25 de até 30,5 m de comprimento, e quatro para as demais. No encontro oposto em geral aplicam-se apenas dois roletes rotativos, a não ser que o bico de lançamento tenha duas camadas, quando devem ser aplicados 4.

Os roletes comuns são aplicados para apoiar os diversos módulos da ponte construídos à jusante do rolete rotativo. Sua quantidade depende da configuração dos painéis e do vão. No entanto, quanto à disposição longitudinal, geralmente o padrão de uma fileira de roletes comuns a cada 7,6 m a partir dos roletes rotativos é seguida. Tais roletes são dispostos em nível com os roletes rotativos.

Durante a montagem do bico de lançamento uma fileira adicional de roletes comuns – chamados roletes de construção – são dispostos 3,8 m a montante dos roletes rotativos. Tais roletes são dispostos de 5 a 10 cm abaixo do nível dos demais roletes para facilitar a montagem do bico de lançamento, devido a sua inclinação. Após a montagem do bico de lançamento, tais roletes podem ser removidos.

O número de macacos necessários segue lógica semelhante. O manual do US ARMY, 1986 apresenta capítulos detalhando os diversos layouts possíveis e procedimentos de macaqueamento.

6.7. Método Construtivo

Para cada uma das configurações apresentadas na Tabela 25 existe um método construtivo específico em seus detalhes, o qual visa à garantia de equilíbrio, estabilidade, resistência e construtibilidade durante todas as etapas de construção e operação. Entretanto, as configurações seguem as mesmas linhas gerais em seu método construtivo. Assim, buscando foco e síntese, essa seção descreverá em linhas gerais cada uma dessas etapas.

Basicamente, a ponte é construída toda em terra em uma das margens do rio, corpo d'água ou obstáculo, e empurrada até o outro lado pela própria mão de obra, no caso do exército em etapa única ou etapas sucessivas.

Sendo assim, a primeira estrutura a ser montada é o bico de lançamento, uma estrutura auxiliar que, apesar de não fazer parte da ponte final, é essencial no lançamento da ponte, que pode ocorrer em etapas. Como este é feito em balanço, existe deformação da estrutura proveniente do peso-próprio. Por esse motivo, o bico de lançamento possui um componente chamado ligação do bico de lançamento,

detalhe da Figura 59, que confere a contra-flecha necessária ao conferir inclinações positivas aos módulos a sua jusante.

A Figura 61 mostra os passos desta primeira etapa. Primeiramente, são alocados, de forma alinhada, os apoios e roletes (comuns e rotativos) no canteiro de obras, sendo os roletes rotativos colocados na ponta mais próxima ao rio (1). Em seguida, são posicionados dois painéis, um de cada lado, no chão, logo atrás dos roletes rotativos (2) (3). Estes, por sua vez, são conectados aos painéis seguintes pela ligação da treliça lançadeira, ou seja, com um certo ângulo (4) (5). Essa pequena estrutura é, então, posicionada sobre dos roletes rotativos (6). Posteriormente, segue-se a montagem com o número de painéis necessários para o bico, assim como utilização de mais ligações do bico de lançamento se preciso (7). Dependendo da extensão do bico, o lançamento já é iniciado, ocorrendo aos poucos, liberando espaço para a montagem do restante da estrutura ou início da ponte em si (8) (9). É interessante observar que a cada adição de painéis é colocada uma transversina, travamentos horizontais e *rakers*, garantindo a estabilidade do bico de lançamento.

Figura 61 – Sequência representativa da montagem do bico de lançamento



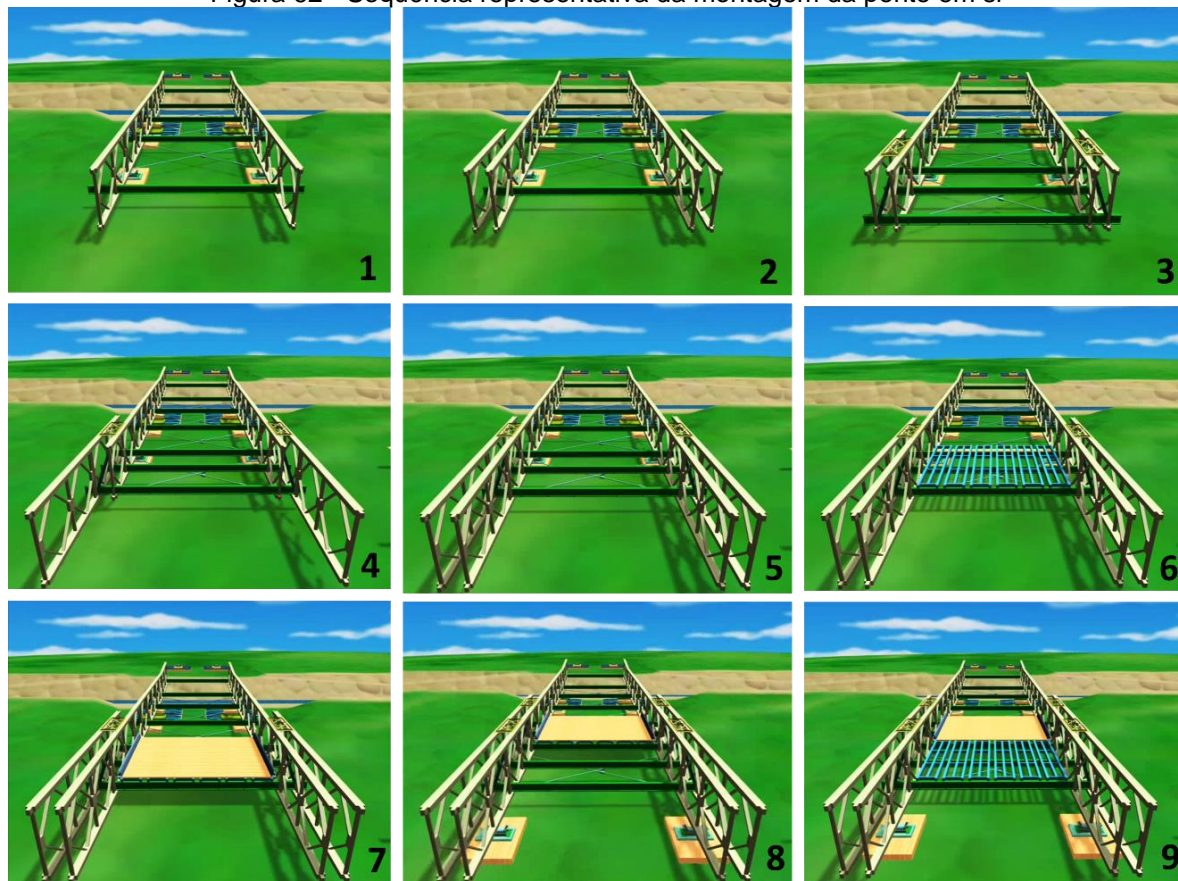
Fonte: (JEAN-BAPTISTE, 2015)

Com o bico montado, prossegue-se para a segunda etapa, a montagem da estrutura da ponte em si (Figura 62). Esta é montada como uma continuação do bico, mas não segue exatamente a mesma estrutura.

Segundo ilustra a Figura 62, descrevem-se as etapas de montagem da ponte. No caso de uma ponte com mais de uma camada de painéis, primeiro são fixados os painéis internos (1). Em seguida, é colocada, com o auxílio dos roletes de transversina, uma transversina entre painéis, ligando-os (1). Segue-se, então, para o posicionamento dos painéis externos (2) e mais duas transversinas para a ligação, uma em cada ponta dos painéis (3). Finalmente, esses elementos adicionados são travados com travamentos horizontais, quadro de travamento e *rakers* (3). Para iniciar o segundo módulo, o primeiro deve estar completamente pronto, com exceção das nervuras e do tabuleiro, todos os elementos devem estar montados.

Então, prossegue-se para o segundo módulo, adicionando os painéis externos (4) e internos (5), após, colocam-se as nervuras do primeiro módulo (6). Em seguida, é finalizado o primeiro módulo com a colocação do tabuleiro (7). Inicia-se o terceiro módulo, com a inserção dos painéis externo e interno (8) e prossegue-se com o segundo, adicionando as transversinas, travamentos e demais elementos, exceto pelas nervuras e tabuleiro (8). Assim segue o ciclo (9 = 6).

Figura 62 - Sequência representativa da montagem da ponte em si



Fonte: (JEAN-BAPTISTE, 2015)

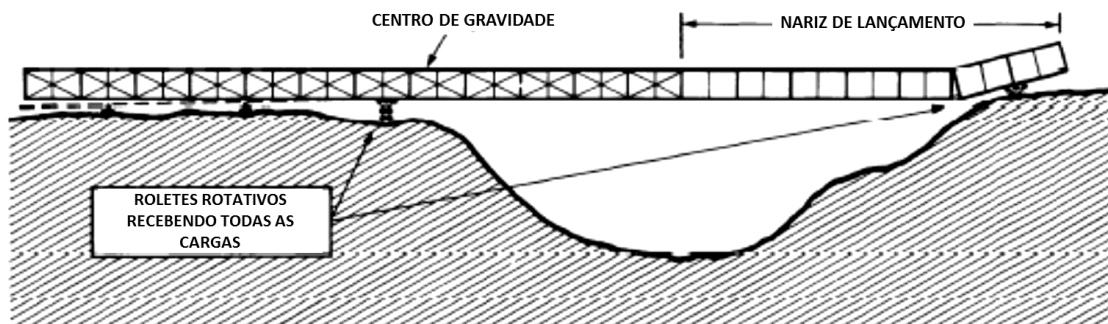
Tais procedimentos devem ser repetidos na mesma sequência para o restante da ponte, quantas vezes forem necessárias.

Durante o lançamento, é preciso um contrapeso, de tal forma que haja equilíbrio em todas as etapas do lançamento. Sendo assim, o contrapeso é garantido pela ponte em si e módulos adicionais à ponte, posteriormente podem ser desmontados; tal composição é dada pela Figura 60, que relaciona o vão a ser vencido com a quantidade de painéis necessários.

O processo de lançamento envolve tanto a montagem dos módulos quanto o lançamento da estrutura, intercalados. Ao final deste, a ponte deve estar completamente montada e o bico deve alcançar o outro lado do rio, se apoiando nos roletes rotativos da margem oposta (Figura 63). Nesse momento, os roletes rotativos das duas margens recebem toda a carga da estrutura e os demais roletes devem ser removidos, fazendo com que o restante da ponte aja como contrapeso.

Assim, garante-se o equilíbrio no vão, mas o contrapeso dado pelos painéis extras ainda deve permanecer, já que a retirada deste pode ocasionar esforços excessivos no bico de lançamento, podendo levar à ruptura.

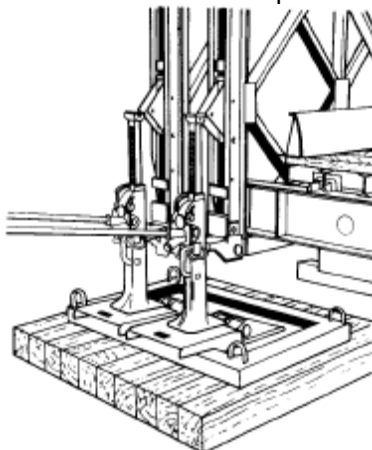
Figura 63 - Término do lançamento da estrutura



Fonte: adaptado de US ARMY, 1986

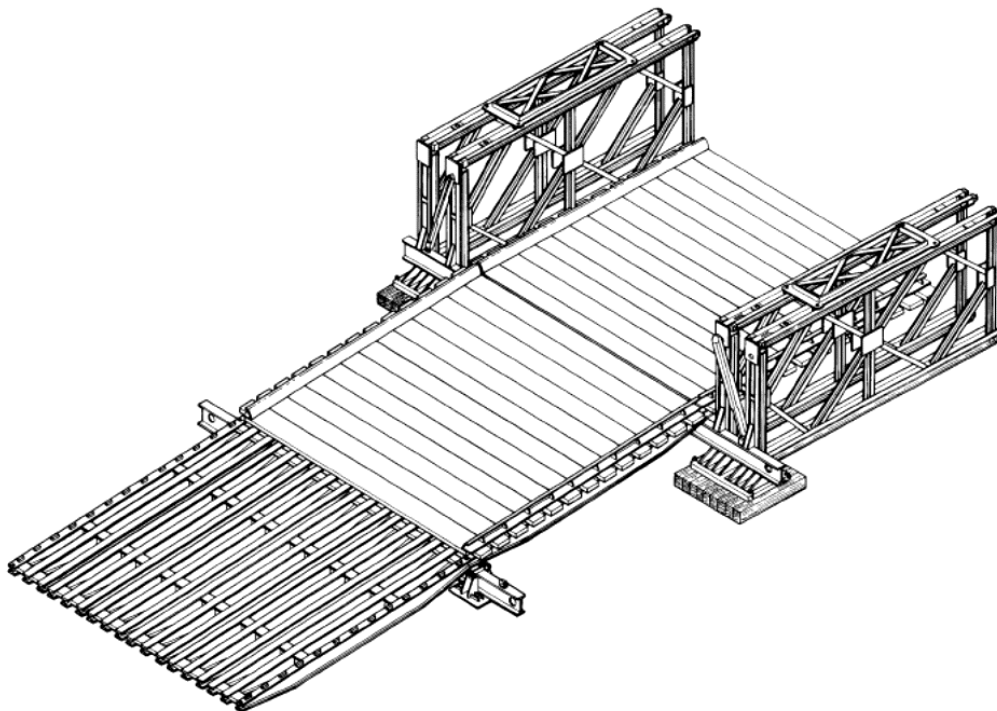
A partir de então, conforme o lançamento, pode-se prosseguir com a desmontagem do bico de lançamento módulo por módulo. Quando a ponte em si finalmente alcançar os roletes da margem oposta, são instalados os montantes de apoio. Nessas peças são encaixados os macacos, para elevação da estrutura da ponte e substituição dos roletes rotativos pelos aparelhos de apoio, como mostra a Figura 64. A finalização é feita com a instalação das rampas de acesso (Figura 65).

Figura 64 - Macaqueamento da estrutura para substituição dos apoios



Fonte: US ARMY, 1986

Figura 65 - Finalização da ponte com a instalação das rampas de acesso



Fonte: US ARMY, 1986

É importante ressaltar que o método construtivo deve ser tal que o equilíbrio e solicitações máximas sejam atendidas em todas as etapas de lançamento. Assim a dinâmica de adição de módulos - bem como sua composição - e etapas de lançamento sucessivas deve seguir uma ordem estrita. Por exemplo, as composições dos módulos podem variar ao longo do comprimento na etapa do lançamento para garantir o equilíbrio. De fato, segundo as composições dadas pela Figura 60, o tabuleiro pode ou não ser colocado nas primeiras modulações. Além disso, existem diferentes combinações de camadas e andares de painéis. Nessa seção, foram apenas abordadas as etapas gerais para breve entendimento do método construtivo.

7. ELEMENTOS DE UMA RECUPERAÇÃO COM PONTE PROVISÓRIA MODULAR

Como amplamente discutido ao longo desse trabalho, as pontes modulares são concebidas de forma que seus módulos padrão possam ser reunidos em diversas configurações, permitindo à ponte operar em diversas combinações de carga e vão com as mesmas peças. Entretanto, apesar do caráter de aplicação genérico e amplo da ponte como sistema estrutural fechado evidentemente ela insere-se em um ambiente complexo, multidisciplinar e essencialmente particular a cada uma das obras de recuperação.

Tal inserção traz consigo diversas complexidades na interface da ponte provisória modular – dita praticamente ‘universal’ como sistema estrutural isolado – com o ambiente onde a mesma é implantada – dito particular e multidisciplinar. Essa seção busca identificar, estudar e propor medidas para lidar com essas interfaces, inserindo a ponte modular na realidade particular de cada recuperação.

7.1. Fundações da Ponte Provisória

Uma das interfaces mais imediatas das pontes modulares com as particularidades de cada recuperação são suas fundações. Isso é, por mais que os módulos padrão permitam à estrutura veicular ampla gama generalizada de carregamentos, eventualmente tais esforços devem ser transmitidos ao solo, essencialmente particular de cada região.

7.1.1. Capacidade de Carga

Em geral as pontes provisórias modulares aplicam fundações diretas, devido à sua rapidez de implantação, simplicidade de montagem e compatibilidade com o as características de montagem e desmontagem da ponte. O dimensionamento de fundações diretas em geral dá-se por tensões admissíveis na prática brasileira, o que também é válido para as instruções da ponte Bailey do US Army, 1986.

Muitas vezes a tensão admissível é estimada a partir de correlações empíricas com os valores NSPT e classificações de ensaios de sondagens a percussão simples.

No caso das pontes provisórias em aplicação de emergência, no entanto, devido à urgência de sua aplicação nem sempre é possível dispor de novas sondagens.

Nessas condições, a situação ideal corresponde à utilização de sondagens executadas quando das obras originais da travessia a ser recuperada. Evidentemente, nem sempre se dispõe de tais informações – como no caso de as sondagens nunca haverem sido efetuadas ou de os documentos não terem sido arquivados. Nessas situações recomenda-se uma estimativa conservadora a partir da experiência geotécnica e geológica da região e de classificação tátil visual *in loco* possivelmente em cavas ou sondagens a trado.

Para todos os casos, idealmente a estimativa deve ser confirmada por uma sondagem adicional, que pode ser efetuada durante as primeiras etapas da obra de recuperação. Finalmente, destaca-se que o caráter provisório da obra permitiria considerações menos conservadoras – mas a quantificação de tais é dificultada pois as noções de confiabilidade já se encontram incluídas nas correlações empíricas, sem haver, no entanto, explicitação de seu peso.

7.1.1. Erosão

Como visto, as fundações das pontes provisórias são sapatas que não ficam próximas aos leitos dos rios. Geralmente, estão localizadas em cotas mais elevadas, apoiadas nos aterros rodoviários que antecedem/sucedem as pontes, permanecendo, portanto, longe do rio. Então, basta garantir drenagem adequada de águas pluviais. Deve se direcionar a atenção para a proteção dos encontros, que protegem os aterros de erosão proveniente dos leitos d'água. Mesmo assim, ainda é importante garantir uma boa drenagem em volta das sapatas, para viabilizar sua estabilidade. Além disso, os drenos evitam que haja uma umidade constante nas paredes da fundação ou até que ocorra a subida de água por capilaridade nas paredes das sapatas.

Não há mesoestrutura na ponte provisória, portanto, não há pilares no meio do rio. Assim não há qualquer tipo de preocupação quanto a erosão desses elementos, facilitando assim o processo.

Em suma, em termos de erosão, é importante garantir que a esta não ocorra nos elementos permanentes da solução. Por exemplo, nas fundações da nova ponte ou do novo bueiro e nas margens do leito, afetando o aterro ao seu redor.

As margens e fundo do leito devem estar estáveis para não comprometer a segurança e estabilidade do talude próximo a elas. Para isso, podem usadas quaisquer das técnicas expostas em 3.8.1.3, sendo o uso de gabiões um dos mais comuns devido a suas diversas vantagens evidenciadas nessa mesma seção.

7.2. Encontros

Nas extremidades longitudinais de uma ponte localizam-se seus encontros, onde o tabuleiro da estrutura atinge a extremidade do vão a ser vencido, geralmente em um aterro. Para pontes permanentes, muitas vezes nos encontros são realizadas obras de contenção para garantir estabilidade do aterro com alta declividade, para garantir maior espaço para a via, rio ou obra localizada abaixo do vão.

No caso das pontes provisórias modulares, os encontros apresentam ainda a complicação adicional de que as fundações da estrutura, por serem rasas em geral, aplicam cargas concentradas na região do encontro, tornando a estabilidade ainda mais crítica. Adicionalmente, pode ser necessário implantar a ponte provisória antes da obra de contenção, de sorte que a estabilidade se complique ainda mais.

Uma alternativa para quando é necessário implantar a ponte provisória antes das contenções do encontro e não há garantia da estabilidade é locar os apoios a uma distância suficientemente grande da extremidade do aterro para que as cargas das sapatas não comprometam a estabilidade. Isso é, aplica-se uma ponte cujo comprimento será sensivelmente maior do que o vão a ser vencido. De fato, essa alternativa é apresentada no manual do US ARMY, 1986 como as medidas necessárias para definir o comprimento da ponte quando os encontros são 'não preparados'.

Nesse caso, por um lado a implantação da ponte provisória – e, portanto, retomada da operação - será mais rápida. Por outro, serão necessários mais módulos para a instalação da ponte, a qual será mais extensa.

Uma alternativa é a de implantar a ponte apenas após obras de contenção – ou quando o encontro naturalmente já confere estabilidade. Nesse caso a recuperação poderá ser mais lenta, mas o comprimento da ponte será pouco maior que o vão a ser vencido.

7.3. Capacidade de Tráfego e Operação

Dentro do contexto geral de uma recuperação com ponte provisória é necessário considerar não somente a interface da ponte com o meio físico, mas também as características de tráfego da via na qual a ponte será implantada e suas diferentes formas de operação.

De fato, sob a ótica da mobilidade viária, deve-se tratar a ponte como um sistema de substituição temporária à via interditada e que, portanto, deve ser capaz de realizar as mesmas funções da via dentro da rede, mesmo que de forma deficitária. Uma ponte temporária de apenas uma faixa de rolamento incapaz de suportar a carga de caminhões não pode ser utilizada como alternativa de recuperação de uma obra de arte rodoviária de múltiplas faixas, por exemplo. Cabe ressaltar que a consideração da carga dos veículos não remete à capacidade estrutural da ponte – que não representa uma interface com o meio -, mas à sua capacidade de recuperar o sistema ao substituir, de forma eficaz, uma via e sua função dentro da rede (via local com tráfego de veículos de dois eixos, via arterial com tráfego de veículos de múltiplos eixos, entre outros).

Assim, deve-se verificar que tipos de veículos trafegavam pela via interditada a fim de optar pela configuração de ponte temporária que melhor recupere o sistema viário local. No Brasil, em geral, os casos de interdição ocorrem em vias pequenas e, portanto, os veículos são de dois eixos e quatro rodas. Todavia, há casos de interdição de vias em que trafegam veículos de múltiplos eixos e rodas, como caminhões reboque, tratores e ônibus.

Há ainda casos onde a via também possuía relevância na mobilidade a pé das pessoas, por exemplo, em caso de acessos a pequenas vilas e cidades. A seção 2.2 deste relatório apresenta um caso de interdição em Sorocaba onde os moradores locais construíram passagens improvisadas para manter seu itinerário original. Fica claro, portanto, que em determinados casos, a ponte provisória também deve ser capaz de acomodar tráfego de pedestres para recuperar a mobilidade local dos usuários da via.

Além dos tipos de veículos, o número de faixas da ponte provisória também deve ser analisado, pois condiciona diretamente sua operação e, por conseguinte, a recuperação do sistema. Pontes provisórias modulares, de apenas uma faixa, podem limitar severamente o tráfego da via. Em operações de vias de mão única, é fundamental possuir boa sinalização - seja ela por meio de placas, avisos sonoros ou até guardas de trânsito - a fim de prevenir colisões. Não raro, veículos são obrigados a fazer filas para passagem pela ponte, comprometendo o tráfego local e o sistema viário como um todo. A depender do volume de tráfego da via original, tal tipo de operação pode não ser suficiente para recuperar a rede viária de forma satisfatória.

É evidente que uma análise feita exclusivamente sob a ótica da mobilidade e tráfego local resultaria sempre na escolha de uma ponte provisória com o mesmo número de faixas da via original. No entanto, deve-se considerar que pontes com mais faixas são mais custosas e que, portanto, optar por uma ponte com mesmo número de faixas da via original pode ser inviável financeiramente.

À vista dos pontos levantados acima, conclui-se que para a recuperação efetiva da via interditada e do sistema viário no qual ela está inserida, é fundamental analisar os tipos de veículos que trafegavam pela via original e o número de faixas necessário para operação satisfatória da ponte.

7.4. Interferência com Obras dos Elementos Permanentes

Evidentemente, devido a seu caráter provisório, qualquer recuperação que aplique pontes provisórias incluí também as obras permanentes. Tais obras deverão ser executadas enquanto a ponte provisória opera, sendo necessário compatibilizar espaço, acessos e segurança na operação.

Em obras onde não houve ruptura completa de uma ponte, sendo necessário apenas reforços, as obras apresentam menores interferências. Implanta-se a ponte provisória sobre a face superior do tabuleiro da ponte permanente, e executam-se os reforços na face inferior do tabuleiro, ou possivelmente nos pilares.

No caso onde a recuperação envolve a construção de uma ponte ou trecho de ponte permanente, supõe-se que, em geral, a infra e mesoestrutura podem ser executadas sem maiores impasses se o vão for suficientemente largo e profundo. Em qualquer caso, no entanto, haverá interferência para a superestrutura. Nesse caso, destacam-se algumas alternativas, como:

- Executar pequenos aterros e implantar a ponte provisória ao lado da ponte permanente, criando uma via paralela, assim como ocorreu em Tarumã e foi descrito em 3.10.3, em que a Figura 33 mostra uma ponte provisória sendo usada ao lado do canteiro de obras da ponte definitiva (AMAZONAS ATUAL, 2014). Nesse caso, as estruturas são segregadas por todo o curso das obras, minimizando as interferências.
- Para pontes com múltiplas pistas, implantar ponte provisória mais estreita em uma das extremidades. Executam-se assim as obras na extremidade oposta, procedendo a relocação da ponte provisória e execução das obras na outra extremidade.
- Aceitar a interdição da via durante etapas onde a interferência não pode ser evitada; ou ainda realizar as obras aceitando a interferência, por exemplo, efetuando concretagens sob a ponte provisória, instalada em cota mais elevada.

Para obras de ruptura de bueiros, também comuns no Brasil, geralmente a recuperação corresponde à reconstrução do bueiro e reaterro. Nessas obras, as interferências e alternativas supracitadas para reconstrução de pontes aplicam-se de maneira relativamente análoga. Entretanto, há o agravante de que os equipamentos de compactação devem ter circulação garantida, dificultando as atividades conforme o reaterro se aproxima da face inferior da ponte provisória.

8. ESTUDO DE CASO – PROPOSTA DE RECUPERAÇÃO COM O EMPREGO DE UMA PONTE PROVISÓRIA MODULAR

O presente trabalho prestou-se nas seções anteriores a estudar, de maneira conceitual e generalista as condições que justificam o emprego de pontes provisórias e de pontes provisórias e modulares. Adicionalmente, destacou as características e conceitos que norteiam o estado da arte de pontes provisórias modulares tendo como base a ponte Bailey. Complementarmente, salientou e discutiu os outros elementos e interferências que podem existir em uma obra de recuperação com pontes provisórias modulares, situando essas estruturas nas particularidades de cada interdição.

Respaldo pela já explicitada grande quantidade de eventos de interdições por todo o Brasil, essa seção desenvolverá em detalhes um estudo de caso de interdição de uma importante via local no estado de São Paulo. Considera-se o caso selecionado relativamente representativo da realidade brasileira – trata-se de uma ruptura de aterro devido à falha de um bueiro durante período chuvoso.

Busca-se por meio do presente estudo de caso, portanto, aplicar e expandir os conceitos generalistas previamente desenvolvidos a uma situação particular e representativa das interdições brasileiras onde pontes provisórias modulares são aplicáveis. Nesse sentido, o presente estudo desenvolverá não somente o dimensionamento da ponte provisória modular em si, mas todo o conjunto de fatores e atividades inter-relacionadas que envolvem a recuperação como um todo.

Em adição, o presente estudo pretende desenvolver uma análise comparativa entre recuperações aplicando ou não pontes provisórias modulares. De fato, a interdição estudada já havia concluído suas obras de recuperação quando do desenvolvimento desse trabalho. Entretanto, tais obras não aplicaram pontes provisórias modulares, sendo possível desenvolver a referida análise comparando a solução desenvolvida nesse trabalho com a solução aplicada de fato.

8.1. Descrição do Objeto de Estudo

Foi escolhido como caso para estudo o rompimento de uma galeria que levou ao desmoronamento da via que passava por cima, causando, dessa forma, sua interdição. Essa seção descreve o objeto de estudo desse estudo de caso.

8.1.1. Descrição do Local

A ruptura do estudo de caso ocorreu na Rua Salvador de Oliveira Leme, também conhecida como Avenida Sarutaiá, situada logo acima de uma galeria por onde passa o Ribeirão do Chá.

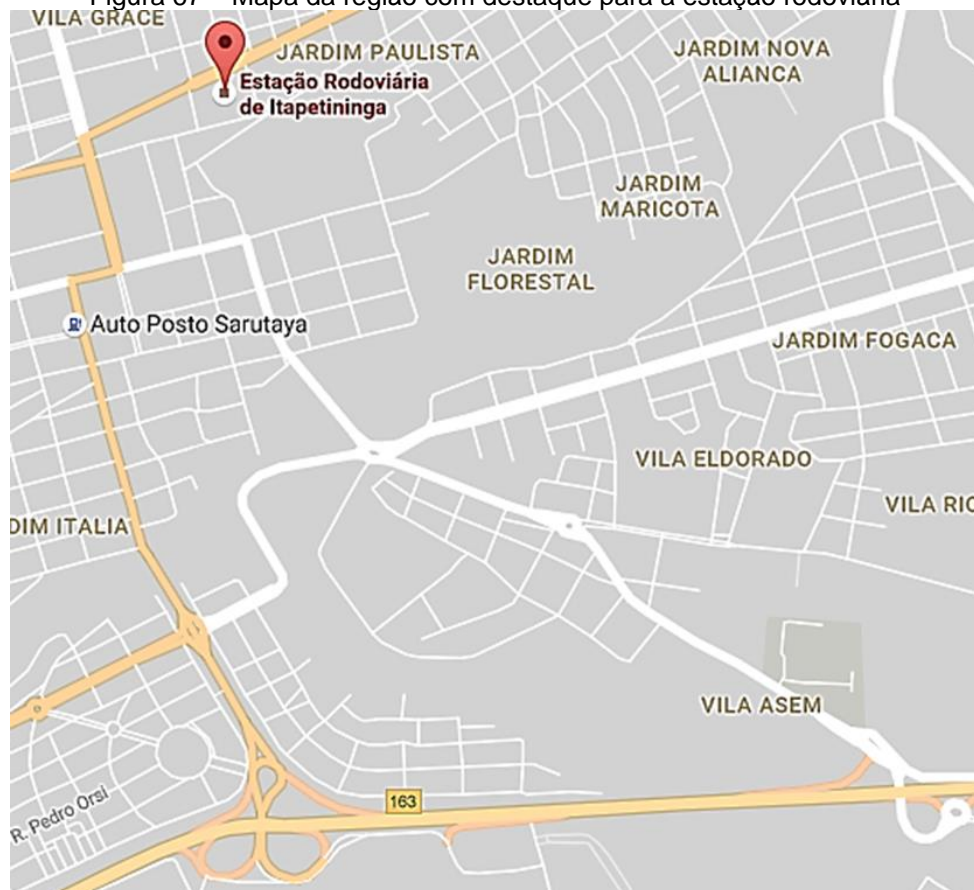
Como mostra a Figura 66, a via localiza-se na entrada da cidade de Itapetininga, sendo o principal acesso pela Rodovia Raposo Tavares (SP-270) e para a rodoviária (Figura 67). Na época, o desmoronamento causou a interdição total da Rua Salvador de Oliveira Leme e, de acordo com CARVALHO, 2016, que esteve envolvido na análise inicial da ruptura, a via alternativa, Rua Pedro Voss, coincidentemente, também se encontrava interditada. Dessa forma, a Avenida Darci Vieira foi utilizada com alternativa (Figura 66).

Figura 66 - Mapa da região da interdição: 1 – entrada da cidade; 2 – local de interdição da via; 3 – via alternativa



Fonte: (GOOGLE MAPS)

Figura 67 – Mapa da região com destaque para a estação rodoviária



Fonte: (GOOGLE MAPS)

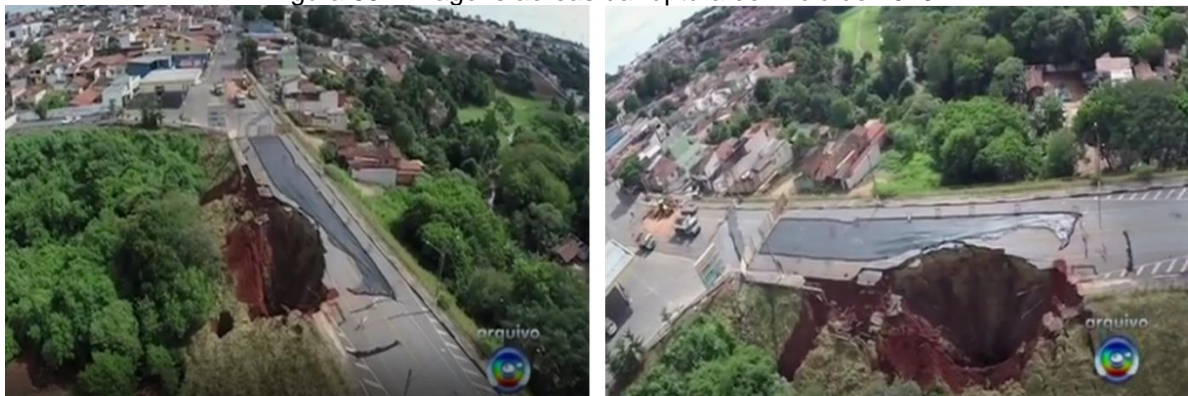
Por um lado, a Avenida Darci Vieira já existia e a operação de desvio de tráfego não foi tão difícil. Por outro, esta mesma via não era dimensionada para receber tamanha quantidade de veículos e não comportava o tráfego de veículos pesados, causando transtornos no trânsito da região. Além disso, o aumento no fluxo de veículos foi uma preocupação em relação à ponte que fica no início da Avenida Darci Vieira, uma vez que foram detectadas rachaduras no asfalto e a ponte de afastou quase dez centímetros da rua (G1 GLOBO, 2015).

Não apenas o trânsito foi afetado, mas também moradores locais. Por conta do risco de ocorrerem novos desabamentos, algumas casas e uma creche foram interditadas (G1 GLOBO, 2015).

8.1.2. Histórico do Local

No dia 11 de março de 2015, houve um deslizamento na Rua Salvador de Oliveira Leme. Após um período de chuvas intensas, parte da via cedeu, como mostram as imagens abaixo.

Figura 68 - Imagens aéreas da ruptura do início de 2015



Fonte: (G1 GLOBO, 2015)

Na época do ocorrido, a galeria por onde passava o ribeirão tinha um formato de arco e o deslizamento deu-se na jusante da galeria, onde o fluxo tem maior velocidade e é mais turbulento, como se pode verificar nas Figuras 69 e 70. Além disso, também é possível observar que as margens e o fundo não possuem nenhum tipo de proteção e não há preocupação na dissipação da carga hidráulica na saída da galeria.

Nota-se que a ruptura se deu especificamente na seção do aterro que contém o bueiro. A Figura 71 mostra uma vista interna da galeria e pode-se constatar que esta cedeu à jusante.

Figura 69 – Galeria após rompimento e antes das obras de recuperação (jusante)



Fonte: (CARVALHO, 2016)

Figura 70 - Galeria após rompimento e antes das obras de recuperação (montante)



Fonte: (CARVALHO, 2016)

Figura 71 - Vista interna da galeria rompida



Fonte: (CARVALHO, 2016)

Para a recuperação da galeria e da via, foram feitas algumas obras que levaram quase cinco meses e custaram R\$ 2,7 milhões (Figura 72).

Figura 72 - Obras de recuperação da galeria e da via



Fonte: (G1 GLOBO, 2015)

A via foi novamente liberada com uma nova galeria, com formato retangular desta vez, e as obras de recuperação não contaram com uma proteção de margem ou de fundo, como pode ser visto na Figura 73.

Figura 73 – Galeria após as obras de recuperação: montante (direita) e jusante (esquerda)



Fonte: Foto própria

Vale ressaltar que o acontecimento ocorreu durante a época de chuvas, no início do ano de 2015. A imagem à esquerda da Figura 74 foi tirada pelo grupo durante uma visita ao local realizada no dia 03/09/2016, época de seca, enquanto a imagem à direita foi retirada de uma reportagem e retrata a situação do ribeirão em janeiro de 2016, época de chuvas. É possível notar uma grande diferença no curso d'água, que tem sua vazão significativamente aumentada devido às precipitações.

Figura 74 - Ribeirão do Chá em época de seca (esquerda) e de chuvas (direita)



Fonte: Foto própria e (G1 GLOBO)

Infelizmente, mesmo após tais obras, a Avenida Sarutaiá, ou Rua Salvador de Oliveira Leme, foi alvo de novos problemas, desta vez, sem rompimento da galeria. Durante a visita realizada pelo grupo, em 03 de setembro de 2016, verificou-se o surgimento de novas fissuras na mesma via, próximas ao incidente anterior, que podem ser verificados nas Figuras 75 e 76. Para conter a erosão e evitar danos maiores, estava sendo utilizado o sistema de contenção de Bolsacreto (Figura 76).

Figura 75 – Surgimento de novos problemas na Rua Salvador de Oliveira Leme



Fonte: Foto própria

Figura 76 - Surgimento de novos problemas na Rua Salvador de Oliveira Leme



Fonte: Foto própria

8.1.3. Descrição das Obras Civis Antes da Interdição e Após as Obras de Recuperação

Anteriormente à interdição, havia uma via sobre um aterro, por onde passava uma galeria. O cenário não ficou muito diferente após as obras de recuperação. No entanto, vale ressaltar algumas mudanças e detalhes.

O primeiro aterro tinha cerca de 16 m e uma inclinação de, aproximadamente, 1V:1,5H, ou seja, uma largura de 24 m para cada lado. Após a recuperação, os taludes continuaram com a mesma configuração. Por conta das residências e construções próximas, o espaço para o talude é limitado, não permitindo muita flexibilidade nas soluções.

Como mostra a Figura 70, antes do incidente, a galeria tinha um formato de arco, com altura de, aproximadamente, 5 m e um fundo reto de largura de 5 m. Após o acidente, a solução adotada foi a escavação total do maciço de terra rompido, demolição de parte da via e da galeria existente e recomposição da galeria com maior capacidade de vazão.

O formato da nova estrutura contou com duas aberturas de, aproximadamente, 3,5 m x 3,5 m, como pode ser observado na Figura 77.

Figura 77 - Formato da nova galeria



Fonte: Foto própria

A Figura 78 mostra a via após as obras de recuperação através de uma vista aérea. Vale observar que a nova estrutura conta com uma base mais larga e maior capacidade de vazão. No entanto, ainda não se vê nenhum tipo de proteção contra a erosão nas margens.

Figura 78 - Vista aérea do local do incidente após obras de recuperação



Fonte: (G1 GLOBO, 2015)

8.2. Estudos Preliminares

O desenvolvimento de uma solução de recuperação partirá da identificação dos dados necessários, seguida do inventário de dados disponíveis, coleta de dados adicionais e hipóteses a respeito de dados indisponíveis. Tais informações devem então ser estudadas e analisadas para estabelecer as bases a partir das quais as causas da ruptura serão supostas e a solução em si será concebida e pré dimensionada. Essa seção apresenta, dentre essas, as atividades mais preliminares para o presente estudo de caso.

8.2.1. Visita a Campo

Foi realizada uma visita a campo, no dia 03/09/2016, um sábado, a fim de reunir-se com Thiago Carvalho, Diretor de Engenharia na Construtora Tardelli LTDA, que participou da avaliação da ruptura estudada no momento da ocorrência. Além disso, visava-se sanar diversas dúvidas que existiam na época e realizar um registro fotográfico da situação da galeria recuperada.

A visita foi feita pela manhã. Iniciou-se com uma caminhada pelo local para registrar algumas fotografias dos dois lados da avenida, tanto a montante quanto a jusante do trecho que havia sido erodido. Com isso, foi possível observar a diferença de escoamento entre montante e jusante, principalmente em termos de velocidade e turbulência.

Identificou-se a presença de uma berma a montante, que também servia como uma passagem de pedestres, como se vê na Figura 78. Percebeu-se também a instabilidade geral que ronda o aterro na região do bueiro com algumas fissuras, dando sinais de ruptura futura.

Infelizmente o engenheiro Thiago não pôde comparecer por motivos de saúde, retornando o contato dois dias após a visita. Então, elaborou-se um questionário, para tentativa de sanar as dúvidas mais gerais e urgentes, o qual foi encaminhado para o engenheiro via e-mail e prontamente respondido. O questionário encontra-se no ANEXO B – Questionário sobre a Obra de Itapetininga.

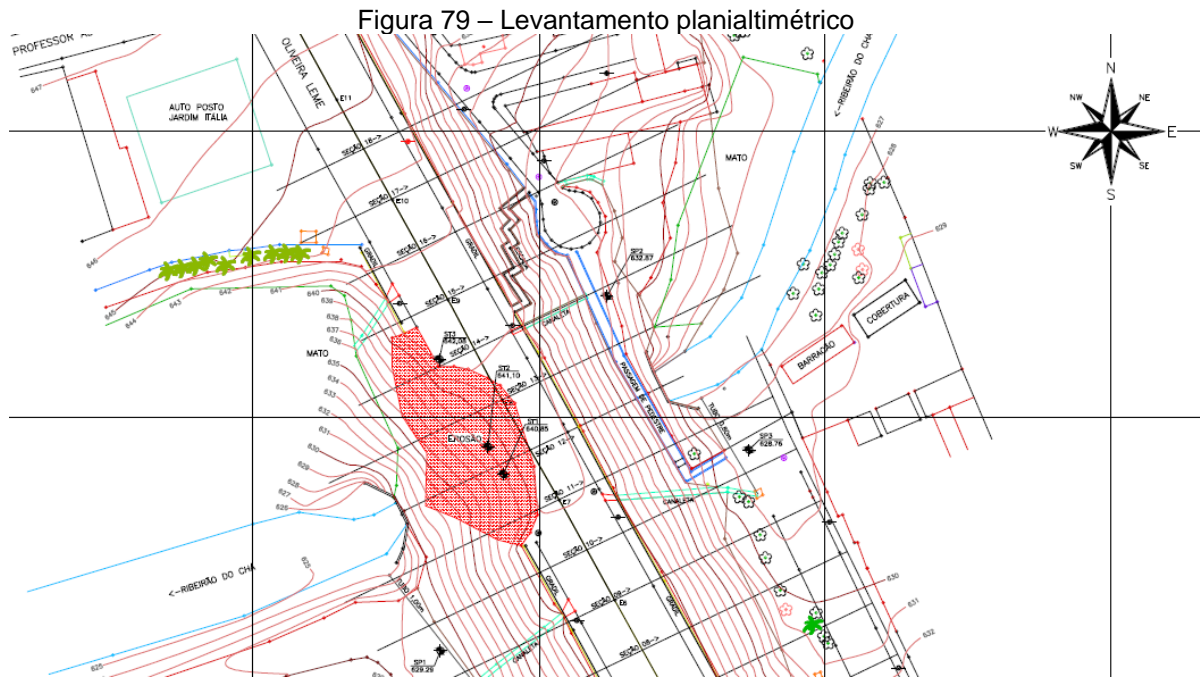
8.2.2. *Dados Disponíveis - Topográficos e Geotécnicos*

Após a ruptura do talude foram realizados estudos topográficos e investigações geotécnicas no local, a fim de se diagnosticar o motivo da falha e fornecer dados para a concepção da nova solução. Tais estudos foram disponibilizados ao grupo e serão brevemente apresentados e discutidos nesta seção.

8.2.2.1. Levantamento Planialtimétrico

O levantamento planialtimétrico foi realizado no dia 26 de março de 2015, quinze dias após a ocorrência do deslizamento. Como já apresentado no item 8.1.1, o incidente ocorreu na Rua Salvador de Oliveira Leme, também chamada de Avenida Sarutaiá, a principal via de acesso da Rodovia Raposo Tavares (SP-270) à cidade de Itapetininga. O levantamento fornece a localização exata do incidente, assim como diversas informações fundamentais para a concepção da solução de recuperação, a saber: o eixo e largura da via, as curvas de nível do terreno, o curso do córrego e sua largura na entrada da galeria, a presença e localização de canaletas, passagens de pedestre, escadas, a geometria detalhada da ruptura, entre outros.

A Figura 79 apresenta uma parte do levantamento com algumas das informações citadas acima.

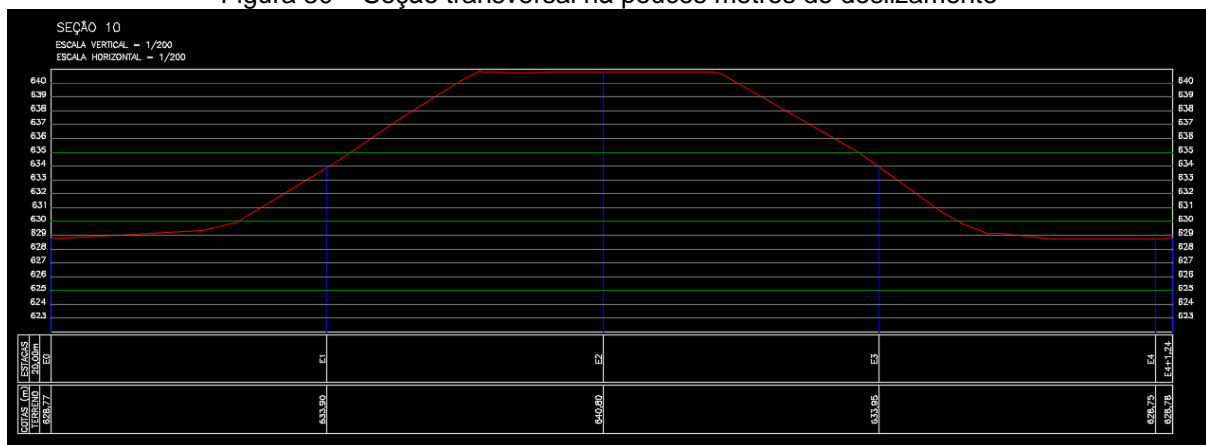


Fonte: (CARVALHO, 2016)

8.2.2.2. Perfil e Seções

Também foram feitas seções transversais da via e um perfil longitudinal de seu eixo na mesma data do levantamento planialtimétrico. A Figura 80 apresenta uma seção transversal há poucos metros do local do deslizamento em escala 1/200 (horizontal e vertical).

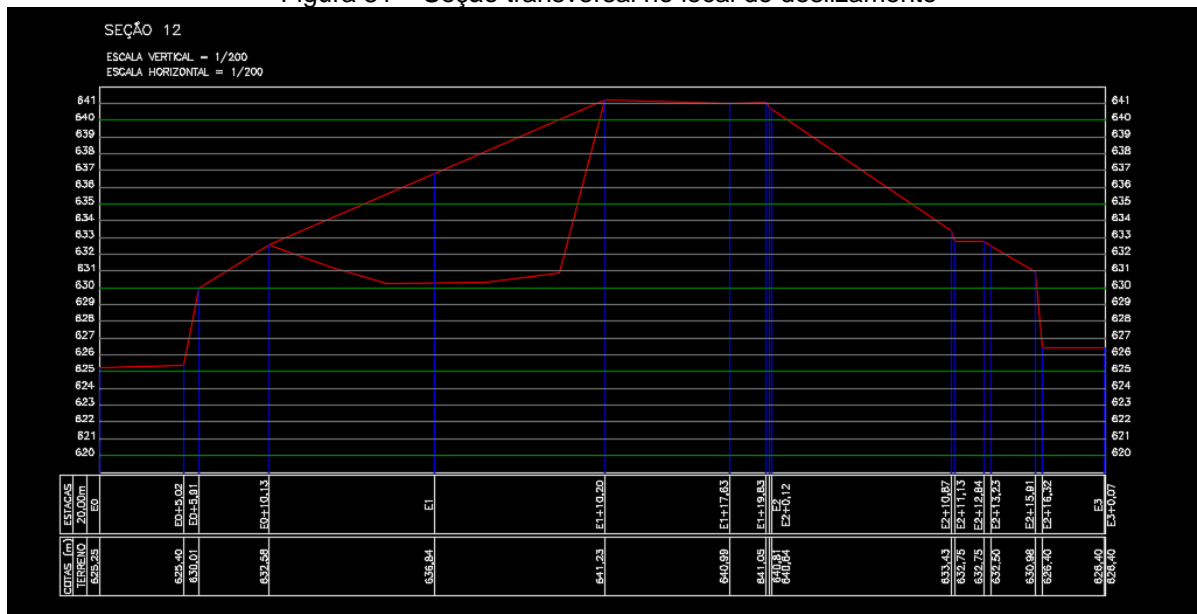
Figura 80 – Seção transversal há poucos metros do deslizamento



Fonte: (CARVALHO, 2016)

A Figura 81 apresenta a seção transversal no local de deslizamento, também em escala 1/200. Ao todo, foram realizadas 18 seções transversais.

Figura 81 – Seção transversal no local do deslizamento



Fonte: (CARVALHO, 2016)

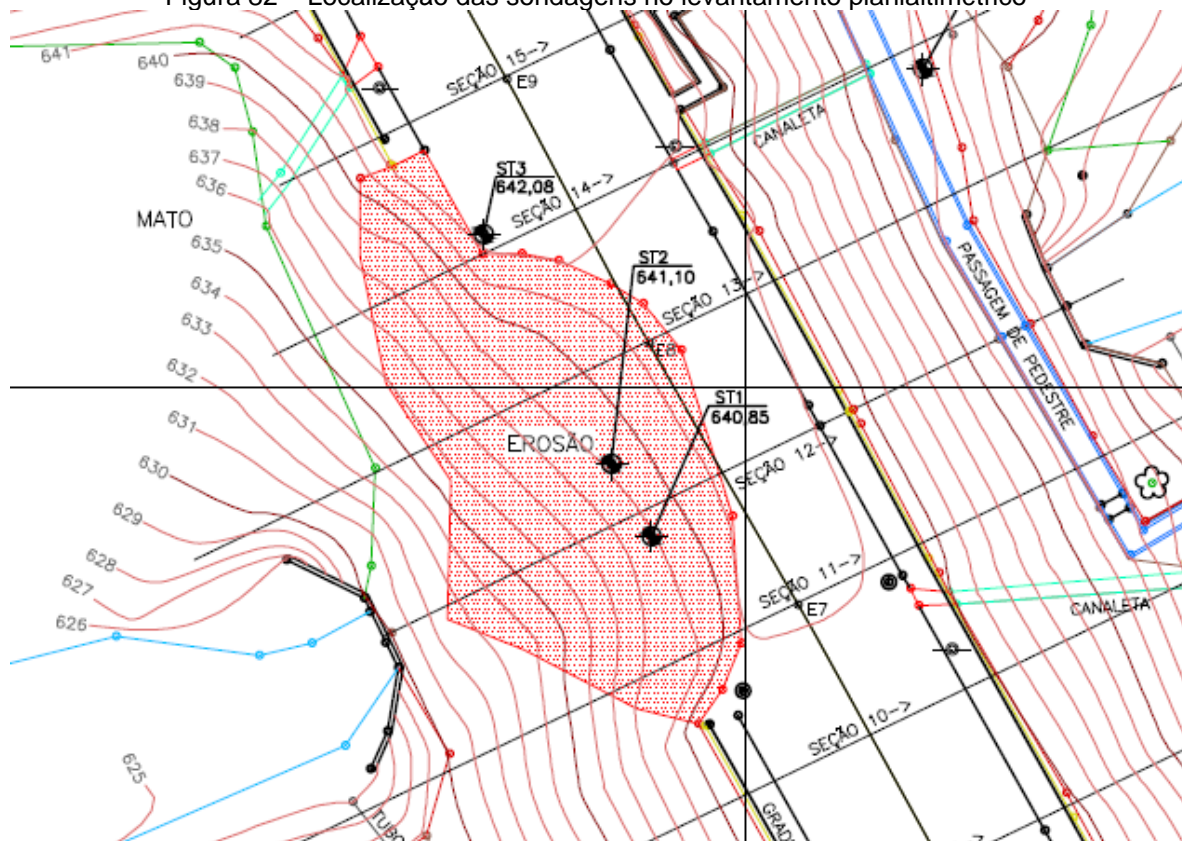
Das seções percebe-se uma declividade média de 1V:1,5H nos taludes, os quase atingem uma altura de até em torno de 16 m.

8.2.2.3. Sondagens

O grupo também teve acesso a sondagens feitas no local após o deslizamento do talude. A Figura 82 apresenta a locação dos pontos de sondagem especificada no levantamento planialtimétrico. Já a Figura 83 apresenta a mesma informação de forma esquemática.

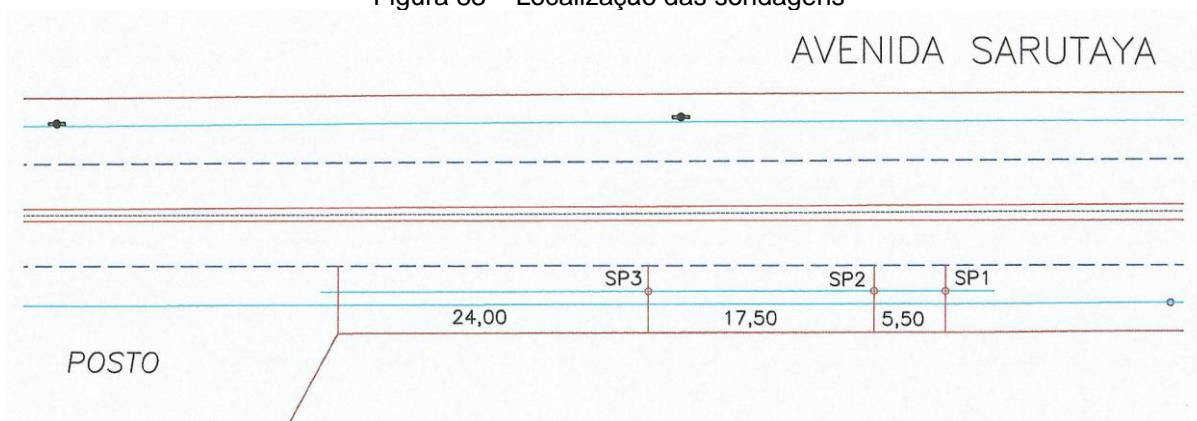
Observa-se que as sondagens foram realizadas no lado da via em que ocorreu a ruptura do talude a 24,0 m, 41,5 m e 47,0 m de distância do posto de gasolina. Os pontos SP1 e SP2 estão localizados exatamente acima da galeria.

Figura 82 – Localização das sondagens no levantamento planialtimétrico



Fonte: (CARVALHO, 2016)

Figura 83 – Localização das sondagens

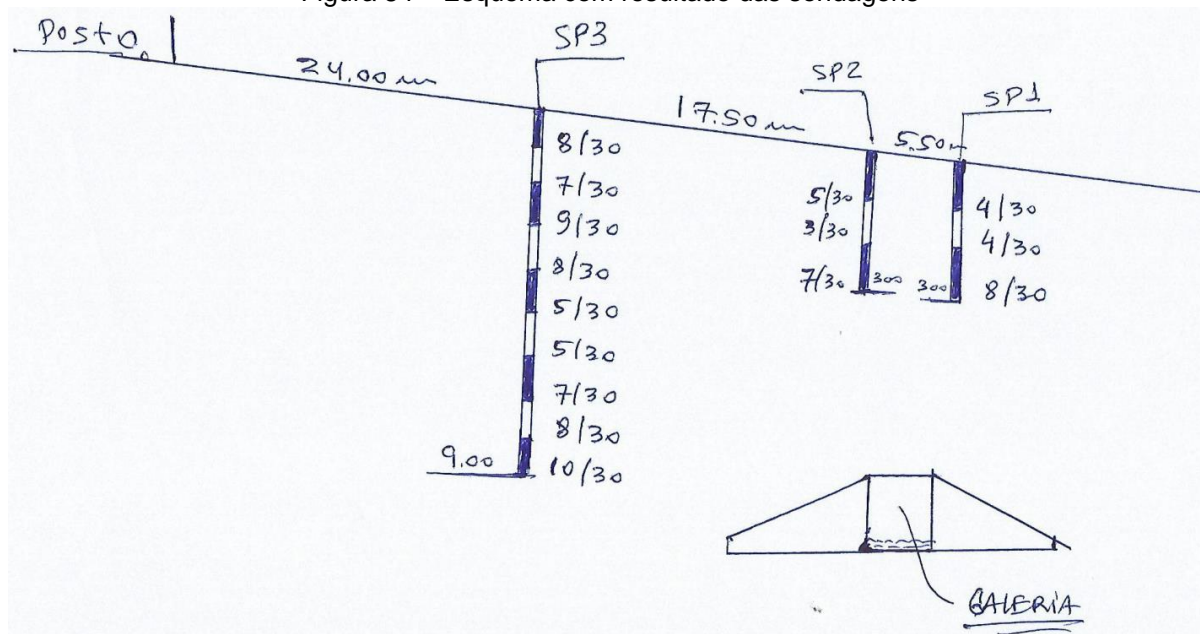


Fonte: (CARVALHO, 2016)

A Figura 84 esquematiza os resultados das sondagens realizadas. Observa-se que no furo SP3 o ensaio foi realizado até 9,0 metros de profundidade com NSPT variando entre 5 e 10. Já nos furos SP1 e SP2, acima da galeria, o ensaio foi realizado até 3,0 metros de profundidade com NSPT na faixa de 3 e 8. Infelizmente, não há classificação do material amostrado por profundidade. Adicionalmente nenhum dos furos atingiu a camada de solo natural, fornecendo informações apenas

sobre o corpo do aterro. Ainda nesse sentido, como esperado para um aterro, não foi identificado nível d'água.

Figura 84 – Esquema com resultado das sondagens



Fonte: (CARVALHO, 2016)

8.2.2.4. Inspeção Tátil-Visual

Na data da visita, verificou-se a ocorrência de outro deslizamento no aterro, mas no talude de montante, em um trecho próximo da galeria (descrito no item 8.1.2). O material utilizado no aterro havia sido retirado e colocado à margem do talvegue, desta forma, foi possível inspecioná-lo e realizar alguns testes de classificação.

Devido à formação de torrões, coloração e inspeção tátil, conclui-se que o material não é muito arenoso, devendo possuir em sua composição porção considerável de finos.

Figura 85 – Solo do aterro



Fonte: Foto própria

8.3. Estudo Hidrológicos

Um dos mais cruciais dados de projeto para o dimensionamento dos componentes permanentes da recuperação é a vazão de projeto. De fato, a seção hidráulica necessária para o bueiro depende diretamente das vazões que precisam ser veiculadas, assim como o dimensionamento dos revestimentos e dissipadores dispostos para proteger as margens e fundo do leito. Também a estabilidade geotécnica pode estar relacionada aos níveis d'água atingidos.

Isso posto, foi realizado um estudo hidrológico de caráter preliminar para estimar as vazões máximas para eventos de chuvas intensas na sub bacia drenada pelo curso d'água de interesse. Ressalta-se que os resultados obtidos são entradas para cálculos de pré-dimensionamento. Como será observado, diversos dados aplicados no estudo foram meramente estimados, recomendando-se medições diretas ou estudos mais aprofundados para a elaboração de eventual projeto executivo.

Para o estudo foi aplicada a metodologia do Hidrograma Unitário Adimensional do SCS, segundo roteirizado em FILHO, JÚNIOR, *et al.*, 2013 e MARCELLINI, ROBERTO, *et al.*, 2012. As considerações e resultados dos cálculos são apresentadas a seguir.

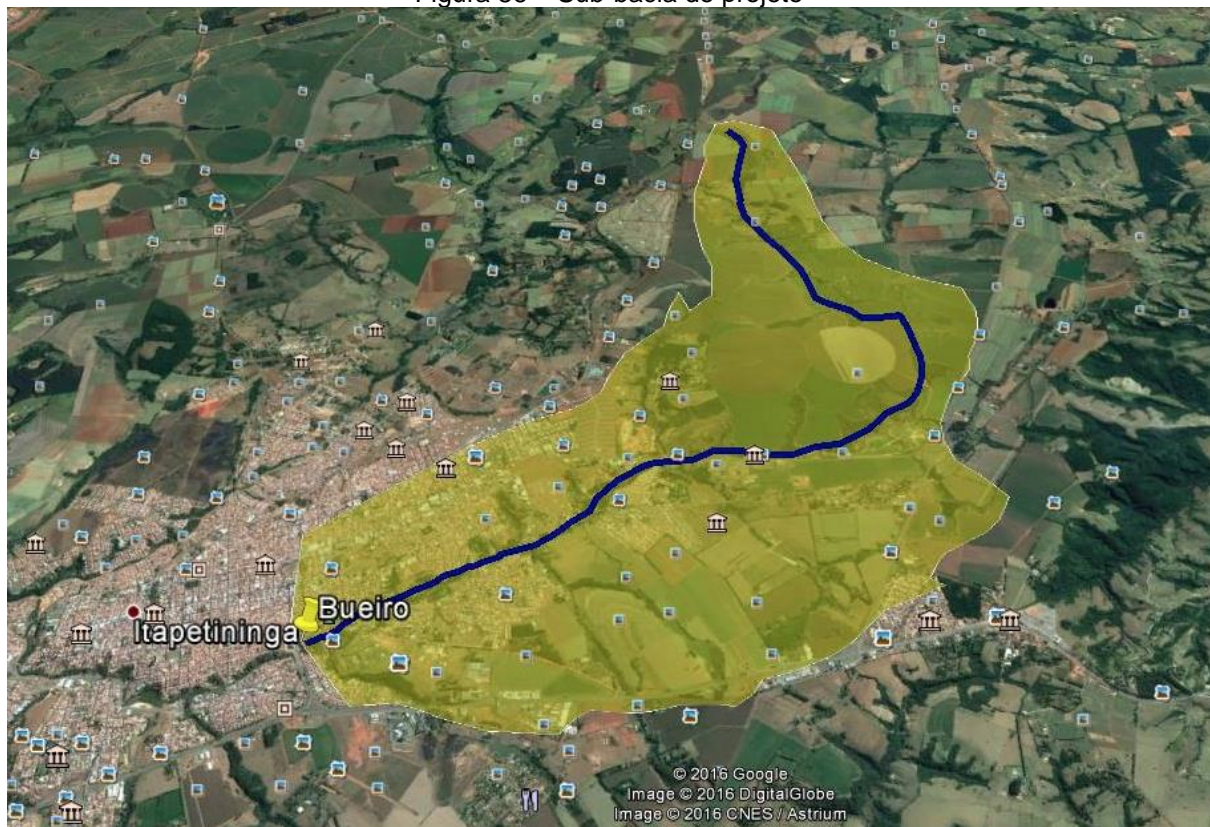
8.3.1. Definição da Sub-Bacia de Estudo

Primeiramente procedeu-se à identificação da sub-bacia de estudo, isso é, a área drenada pelo curso d'água que circula pelo bueiro onde ocorreu o incidente. Para tal, primeiramente a seção do curso d'água correspondente ao bueiro foi localizada no software Google Earth.

Definida a seção, de posse do mapa hidrográfico do estado de São Paulo (INSTITUTO GEOGRÁFICO E CARTOGRÁFICO DO GOVERNO DO ESTADO DE SÃO PAULO) e da foto de satélite – supondo em geral haver vegetação próxima aos cursos d'água - identificaram-se os cursos d'água drenados por essa seção. Não dispondo de topografia detalhada, assumiu-se aproximadamente que os divisores d'água estariam à distância média entre os cursos d'água mais extremos da sub-bacia e os cursos d'água mais próximos fora da bacia.

A sub-bacia aproximada definida pelos procedimentos supracitados é apresentada na Figura 86. A área drenada é apresentada em amarelo e o talvegue principal é indicado pela linha azul. O bueiro é indicado por um ícone de alfinete.

Figura 86 – Sub-bacia de projeto



Fonte: GOOGLE EARTH

Ressalta-se novamente o caráter preliminar do estudo. Para uma estimativa definitiva seria necessário um estudo mais cuidadoso da locação dos divisores d'água.

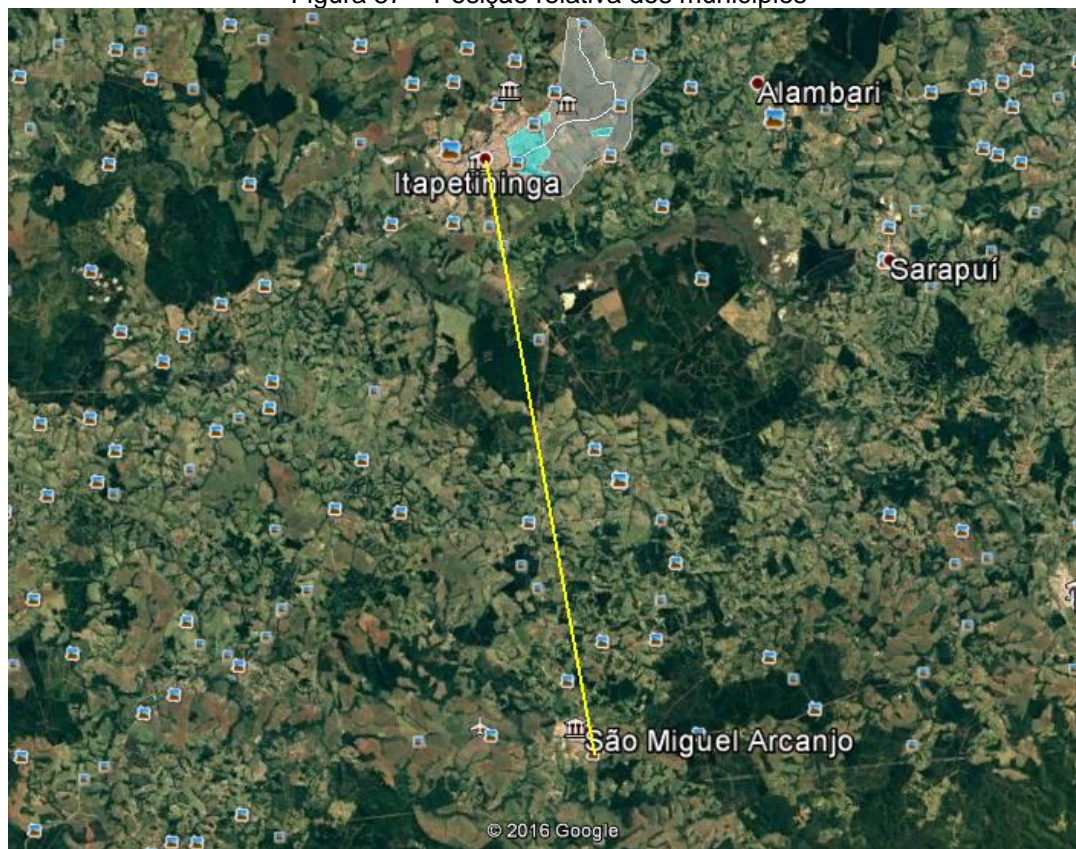
8.3.2. Curvas de Intensidade Duração e Frequência (IDF)

Como descreve JÚNIOR, 2013, as curvas IDF são equações que permitem, para um dado ponto de uma bacia hidrográfica correlacionar a intensidade máxima de uma chuva para dados duração e período de retorno. De fato, os resultados correspondem a pontos no espaço pois as equações resultam de ajustes paramétricos para medições em uma dada estação. Os dados, entretanto, podem ser aproximadamente generalizados para uma dada região, bacia ou sub-bacia.

Isso posto, dentre a coleção de curvas IDF disponibilizada para o público pelo DAEE (DAEE; CTH, 2016) destaca-se como a mais próxima da sub bacia de estudo aquela ajustada para a estação Usina Turvinho – F4-001R/ DAEE, no município de

São Miguel Arcanjo. Os municípios de São Miguel Arcanjo e Itapetininga distam de aproximadamente 35km. A Figura 87 apresenta a posição relativa dos municípios.

Figura 87 – Posição relativa dos municípios



Fonte: GOOGLE EARTH

Evidentemente, o ideal seria dispor de medições na região de Itapetininga em si. Entretanto, considerado o caráter preliminar do presente estudo e a disponibilidade restrita de dados, a curva ajustada para o município de São Miguel Arcanjo será considerada satisfatoriamente representativa, apesar de seu distanciamento relativamente grande.

Sob tais ressalvas, adotou-se para este estudo a curva IDF da estação Usina Turvinho – F4-001R/ DAEE. Sua equação é como segue. A Equação 12 representa essa curva.

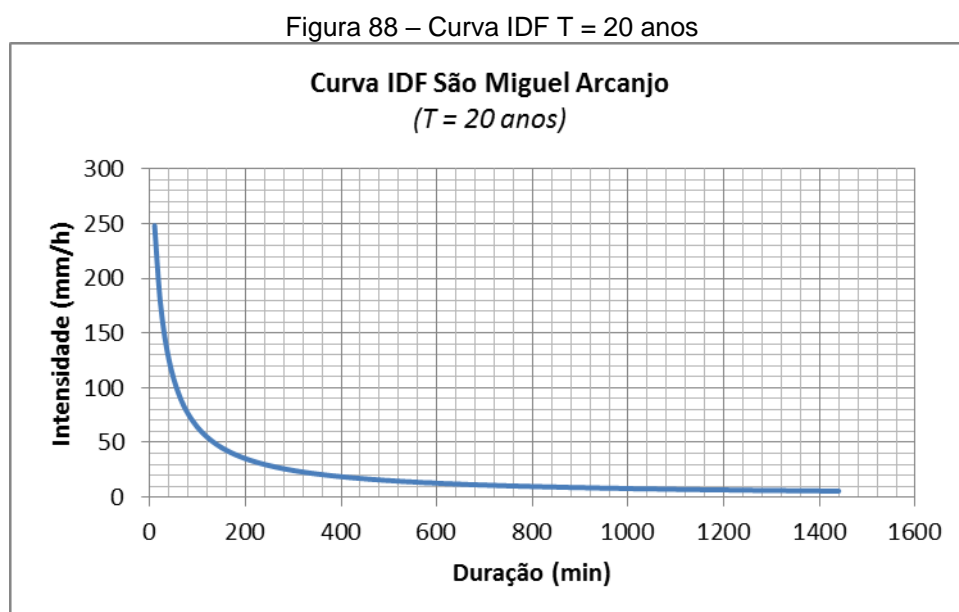
$$i_{T,t} = 47,47895 (t + 20)^{-0,92453} + 32,66818 (t + 20)^{-1,03954} \quad \text{Equação 12}$$

$$* \left[-0,48392 - 0,903046 \ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \right]$$

Onde i é a intensidade de uma chuva em mm/min com duração t em minutos e período de retorno T em anos.

Para obter intensidades em função das durações da chuva intensa há que se fixar um dado período de retorno. No caso, segundo recomendado no manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem do DNIT (DNIT, 2005), adotou-se um período de retorno de 20 anos, valor mais conservador para bueiros.

Para a equação selecionada e o período de retorno fixado, podem ser calculadas as intensidades de chuva para uma dada duração. A Figura 88 apresenta os resultados.



Fonte: própria

8.3.3. Estimativa da Infiltração e Precipitação Excedente

O hietograma a ser obtido será utilizado para mensurar escoamento superficial para uma estimativa de vazão em um curso d'água. Logo, há que se considerar que parte da precipitação se infiltra no solo. Tal fenômeno será considerado, novamente, segundo recomenda o SCS (MARCELLINI, ROBERTO, *et al.*, 2012).

O SCS recomenda as seguintes equações para converter precipitação acumulada em precipitação acumulada excedente:

Equação 13

$$Pe = \frac{(P - 0,2 * S)}{(P + 0,8 * S)}, P > 0,2 * S$$

Equação 14

$$S = 25,4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Onde Pe é uma precipitação acumulada excedente em mm equivalente a uma dada precipitação acumulada P em mm para um dado *curve number* CN do SCS, detalhado a seguir.

O valor de CN é definido segundo o tipo, o uso e ocupação e as condições de umidade do solo. No que se refere às condições do solo o SCS estabelece MARCELLINI, ROBERTO, *et al.*, 2012:

- **Condição I** - solos secos: as chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassaram 15mm
- **Condição II** - situação média na época das cheias: as chuvas nos últimos 5 dias totalizaram entre 15 e 40mm solo úmido (próximo da saturação):
- **Condição III** - as chuvas nos últimos 5 dias foram superiores a 40mm e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação

No caso, considerou-se a condição I como excessivamente favorável aos cálculos. A condição III, por sua vez, foi considerada de baixa probabilidade, uma vez que se verificou que o volume de 40 mm é correspondente a chuvas intensas e longas com período de retorno de em torno de 1 ano, sendo pouco provável ocorrerem em 5 dias consecutivos. Adotou-se, pois, a condição II tendo a condição III como uma referência superior conservadora.

O SCS discretiza ainda 4 tipos de solo A, B, C, D de impermeabilidade crescente. Cruzando tal classificação com uma descrição qualitativa do uso e ocupação do solo extraem-se os valores de CN de tabelas. As referidas Tabela 29 e Tabela 30, extraídas de MARCELLINI, ROBERTO, *et al.*, 2012, apresentam os valores de CN para a condição II para cada tipo e uso de solo.

Tabela 29 – Valores de CN para áreas urbanas

Bacia	Uso Do Solo	Superfície	Solo A	Solo B	Solo C	Solo D
Urbana	Residencial	Lote até 500m ² (65% impermeável)	77	85	90	92
		Lote até 1000m ² (38% impermeável)	61	75	83	87
		Lote até 1500m ² (30% impermeável)	57	72	81	86
	Estacionamentos	Pavimentados	98	98	98	98
		Cobertos (telhados)	98	98	98	98
	Ruas e Estradas	Pavimentadas, com guias e drenagens	98	98	98	98
		Com cascalho	76	85	89	91
		De terra	72	82	87	89
	Áreas comerciais	85% de impermeabilização	89	92	94	95
	Distritos industriais	72% de impermeabilização	81	88	91	93
	Espaços abertos, parques e jardins	Boas condições, cobertura de grama > 75%	39	61	74	80
		Condições médias, cobertura de grama > 50%	49	69	79	84

Fonte: (MARCELLINI, ROBERTO, *et al.*, 2012) apud. SCS, 1986

Tabela 30 – Valores de CN para áreas rurais

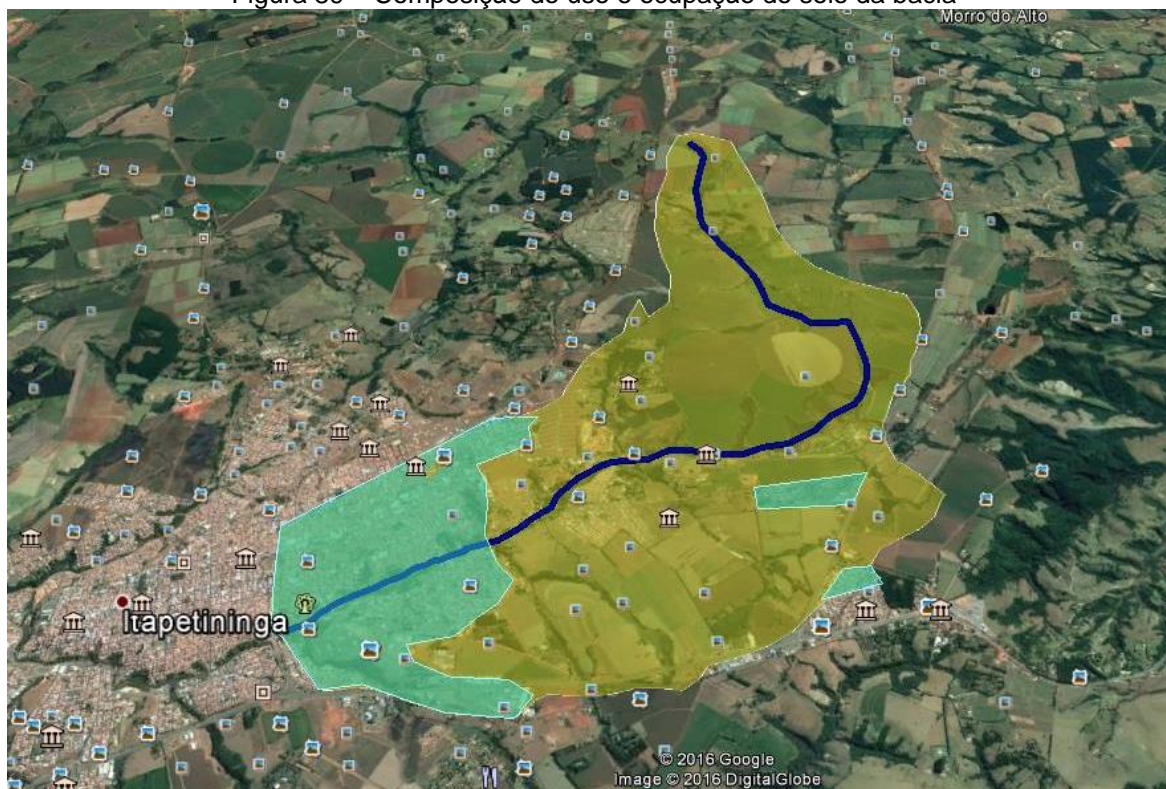
Bacia	Uso Do Solo	Superfície	Solo A	Solo B	Solo C	Solo D	
Rural	Terreno preparado para plantio (descoberto)	Plantio em linha reta	77	86	91	94	
		Em fileiras retas	70	80	87	90	
	Cultura em fileiras	Linha reta, condições ruins	72	81	88	91	
		Linha reta, condições boas	67	78	85	89	
		Curva de nível, condições ruins	70	79	84	88	
		Curva de nível, condições boas	65	75	82	86	
	Cultura de grãos	Linha reta, condições ruins	65	76	84	88	
		Linha reta, condições boas	63	75	83	87	
		Curva de nível, condições ruins	63	74	82	85	
	Plantações de legumes	Curva de nível, condições boas	61	73	81	84	
		Em curvas de nível	60	72	81	88	
		Terraceado em nível	57	70	78	89	
		Pobres	68	79	86	89	
	Pastagens	Normais	49	69	79	94	
		Boas	39	61	74	80	
		Linha reta, pobres	68	79	86	89	
		Linha reta, normais	49	69	79	84	
		Linha reta, densos	39	61	74	80	
		Curvas de nível, pobres	47	67	81	88	
	Campos	Curvas de nível, normais	25	59	75	83	
		Curvas de nível, densos	6	35	70	79	
		Normais	30	58	71	78	
	Estradas de terra	Esparsos, baixa transpiração	45	66	77	83	
		Densos, alta transpiração	25	55	70	77	
		Normais	56	75	86	91	
	Florestas	Más	72	82	87	89	
		Superfície dura	74	84	90	92	
		Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91	
		Esparsas	46	68	78	84	
		Densas, alta transpiração	26	52	62	69	
	Conectada	Água	Normais	36	60	70	76
			Lago, rio, represa	100	100	100	100

Fonte: (MARCELLINI, ROBERTO, *et al.*, 2012) apud. SCS, 1986

O uso e ocupação do solo foram estabelecidos com base na visita ao local e fotos de satélite do software Google Earth já apresentadas. A partir de tais fontes, identificaram-se pelo menos duas categorias distintas de ocupação do solo, a saber, áreas urbanas e áreas rurais. A Figura 89 apresenta a distribuição dessas áreas

segundo a foto de satélite. As áreas urbanas são identificadas em azul e as rurais em amarelo.

Figura 89 – Composição do uso e ocupação do solo da bacia



Fonte: GOOGLE EARTH

As áreas urbanizadas apresentam uso majoritariamente residencial, com edificações unifamiliares. As ruas são majoritariamente pavimentadas.

As áreas rurais são majoritariamente ocupadas de cultura de diversos produtos. Em menor monta observam-se pastos e campos. A região também é cortada por diversas estradas de terra.

No que se refere ao solo local o grupo não dispunha de informações a respeito do solo natural da sub bacia de estudo. Também não dispo de maiores informações sobre o uso e ocupação do solo, foi adotado um valor de CN médio e conservador a partir da Tabela 29e da Tabela 30 para as áreas urbanas e para as áreas rurais. Em posse de tais valores, um CN global foi estimado ponderando os valores de CN urbano e rural pelas áreas correspondentes. A partir de tal valor, foi calculado o valor de S correspondente. A Tabela 31 apresenta os resultados auferidos.

Tabela 31 – Parâmetros de infiltração

Estimativa de CN e S		
Area Urbana	6	km2
Area Rural	31	km2
CN Urbano	90	
CN Rural	75	
CN Ponderado	77.4324324	mm
Sponderado	74.0279232	mm

Fonte: própria

Evidentemente para um eventual projeto executivo seria necessária uma estimativa mais precisa dos valores de CN. No caso, poderia ser utilizado um software de SIG para calcular, a partir do *raster*, a vetorização da imagem de satélite, uma ponderação dos CNs para diversas regiões. Também o solo deveria ser melhor caracterizado, a partir de estudos de geologia e/ou sondagens de simples reconhecimento.

8.3.1. Hietograma e Hietograma Excedente pelo Método dos Blocos Alternados

A partir dos valores de uma dada curva IDF é possível obter o correspondente hietograma de uma chuva de dada duração pelo método dos blocos alternados. Nesse método a curva IDF é utilizada para obter valores de precipitação acumulada para cada instante (multiplicando intensidade por duração até a duração total da tormenta). Em seguida os valores de precipitação incrementais em cada instante são calculados e distribuídos alternadamente no tempo para a obtenção do hietograma.

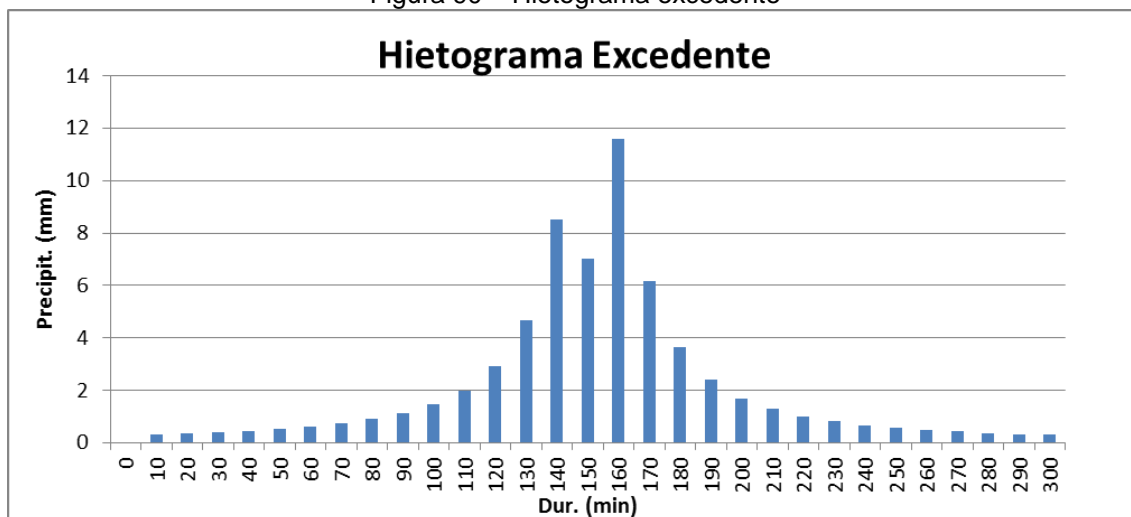
O hietograma de interesse, no entanto, como descrito na seção 8.3.3 é o de chuva excedente. Assim, há que se converter precipitação acumulada total em precipitação acumulada excedente segundo as premissas desenvolvidas anteriormente.

A duração da chuva foi adotada no valor máximo para o qual a precipitação nas extremidades – início e fim da tormenta - apresentava valor ou gradiente não desprezível. Isso é, devido ao tempo de concentração, desenvolvido na seção 8.3.2

tal chuva apresentará hidrograma de valor muito próximo do de uma chuva de duração infinita. Tal tempo foi fixado no valor de 5h.

O hietograma de chuva excedente resultante é apresentado na Figura 90. As planilhas de cálculo detalhadas são apresentadas em anexo.

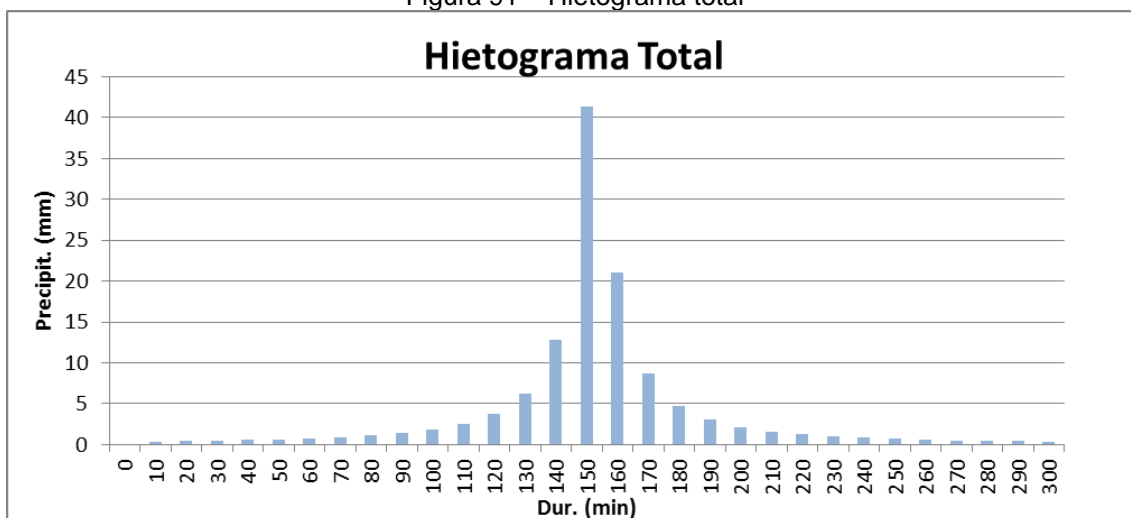
Figura 90 – Hietograma excedente



Fonte: própria

Para efeito de comparação, é apresentado também o hietograma total na Figura 91, para o caso de não haver infiltração.

Figura 91 – Hietograma total



Fonte: própria

Comparativamente, percebe-se que a infiltração possui a capacidade de reduzir amplamente as vazões a serem veiculadas no curso d'água. Nota-se, assim, um dos efeitos negativos da impermeabilização do solo – o de ampliar as vazões a serem escoadas superficialmente.

8.3.2. Avaliação do Tempo de Concentração

Uma das variáveis que é determinante na conversão dos valores de um hietograma nos valores de um hidrograma é o tempo de concentração da sub bacia estudada. Tal valor corresponde ao tempo necessário para uma chuva que ocorre por toda a extensão da bacia ser integralmente drenada.

No presente documento, por falta de maiores informações ou recursos para medições, serão aplicadas fórmulas empíricas disponíveis na literatura para estimar o tempo de concentração. Tais formulas recebem alguns dados da bacia e ajustam o tempo de concentração correspondente. São elas:

- **Dooge**

Equação 15

$$t_c = 1,18 \left(\frac{A^{0,41}}{S^{0,17}} \right)$$

Seja t_c o tempo de concentração em horas, A a área da bacia em km^2 e S a declividade do talvegue principal em m/km.

- **Bransby-Williams**

Equação 16

$$t_c = 76,86 \frac{L}{5280} \left(\frac{1}{A^{0,1} * S^{0,2}} \right)$$

Onde t_c é dado em minutos, S em m/m e L é o comprimento do talvegue principal em m.

- **Kerby**

Equação 17

$$t_c = 1,44 \left(\frac{L * C}{S^{0,5}} \right)^{0,467}$$

Com t_c em minutos, L em m, S em m/m e c sendo um coeficiente adimensional.

- **Kirpch I**

Equação 18

$$t_c = 57 \frac{L^{1,155}}{h^{0,385}}$$

Com t_c em minutos L em km e h sendo o desnível em m entre os pontos extremos do talvegue principal.

Existem algumas outras equações que poderiam ser utilizadas, mas em geral exigem outras entradas que não seriam estimadas satisfatoriamente, ou não são consagradas na literatura. Isso posto, os dados de entrada nas equações são apresentados na Tabela 32. As grandezas foram medidas com o auxílio do software Google Earth.

Tabela 32 – Geometria da Bacia

Dados da Bacia		
Abacia	31	km ²
Ltalv	13	km
Stalv	0.008	m/m

Fonte: própria

É essencial notar que tais fórmulas foram ajustadas, cada uma, para bacias com um conjunto particular de características, entregando resultados de melhor qualidade para as mesmas. A Tabela 33 apresenta um resumo dos resultados obtidos.

Tabela 33 – Tempos de concentração da bacia

Fórmula t_c	t_c (h)
Dooge	3.3870
Bransby-Williams	5.876306
Kerby	4.869091
Kirpch I	3.074471

Fonte: própria

De fato, os valores obtidos são consideravelmente díspares, o que é de se esperar, uma vez que foram ajustados para bacias diferentes. A fórmula de Dooge foi ajustada para bacias de 140 km² a 930 km², muito maiores do que a bacia de

estudo, ainda que pequenas. Já a fórmula de Kirpich é ajustada para altas declividades, o que não ocorre no local. Adicionalmente, a fórmula de Bransby-Williams parece ser mais amplamente aplicada ao redor do mundo que a fórmula de Kerby.

Colocadas tais considerações, julgaram-se pertinentes as fórmulas de Bransby-Williams e Dooge. Evidentemente, a fórmula de Dooge retornará um valor mais conservador para as vazões e a de Bransby-Williams um menos conservador, que deverão ser analisados criticamente para avaliação da vazão de projeto.

8.3.3. Hidrograma Unitário SCS

O hidrograma unitário (HU) do SCS permite estimar o hidrograma resultante de uma chuva com duração e intensidade “unitários” na bacia de estudo. As equações envolvidas no traçado do HU são como segue.

$$Q_p = \frac{0,75 * A_{bacia} * P_U}{3,6 * t_A} \quad \text{Equação 19}$$

$$t_A = \frac{t_U}{2} + 0,6t_C \quad \text{Equação 20}$$

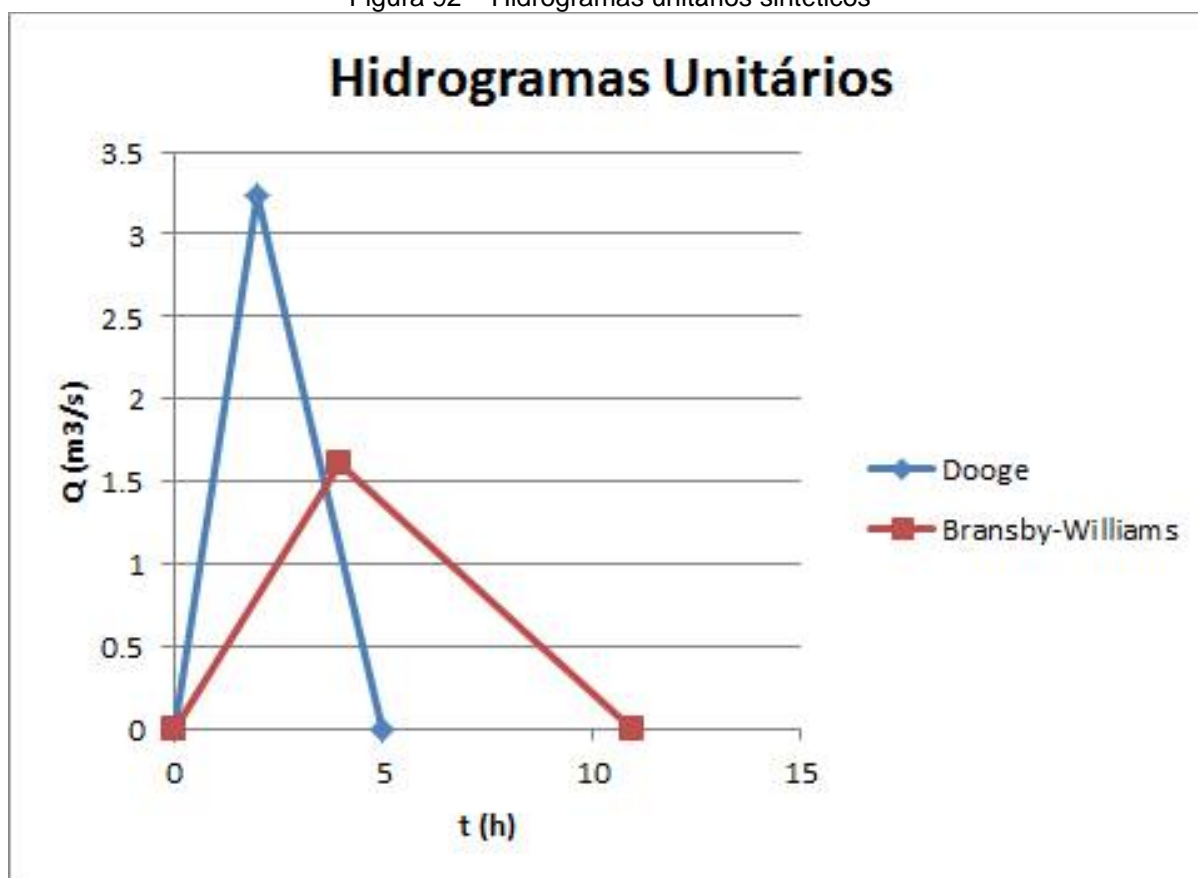
$$t_B = 2,67t_A \quad \text{Equação 21}$$

Onde A_{bacia} é a área da sub-bacia em km^2 , P_U é a precipitação unitária definida, t_A é o tempo de pico em horas e t_B é a base do hidrograma triangular em horas.

Assim, como dados de entrada têm-se, simplesmente, o tempo de concentração e a área da bacia. O tempo unitário foi considerado como 10 minutos (discretização adotada para acumulação dos hidrogramas) e a precipitação como 1mm.

A Figura 92 apresenta o HU obtido para a sub-bacia de estudo para a fórmula de Dooge e Bransby-Williams.

Figura 92 – Hidrogramas unitários sintéticos



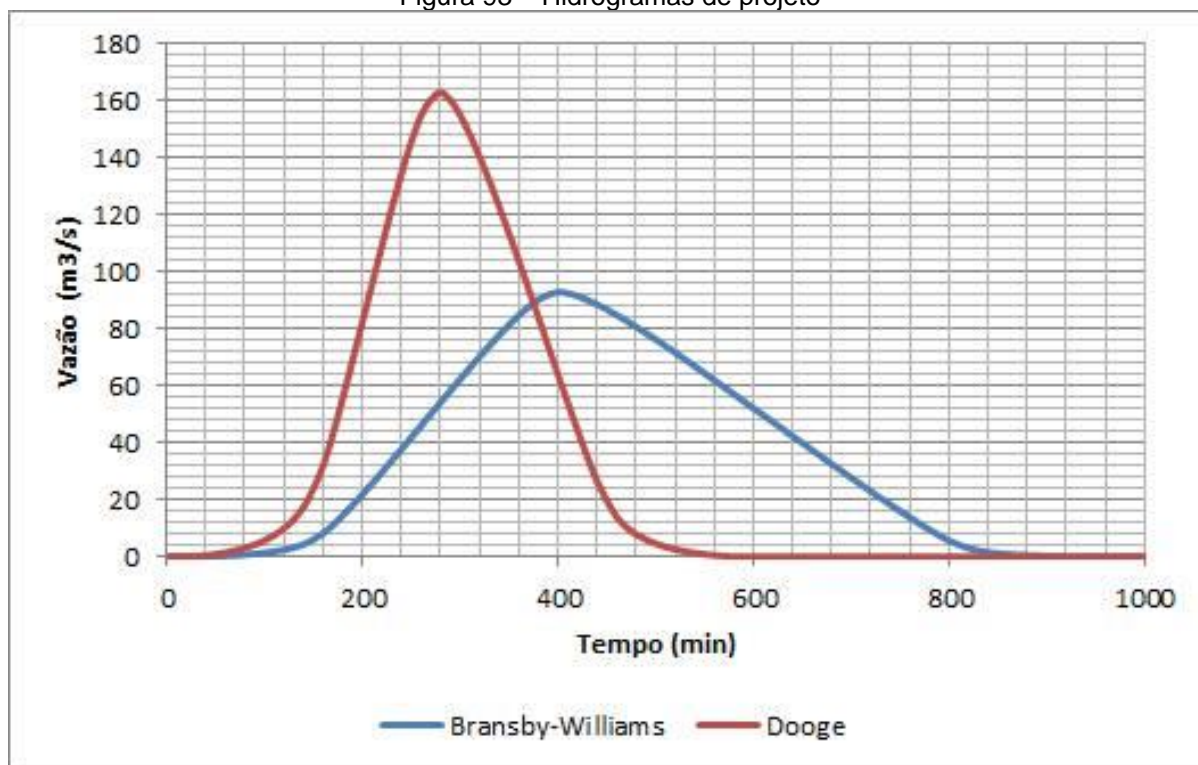
Fonte: própria

8.3.4. Hidrograma de Projeto

De posse do hietograma excedente e do hidrograma unitário, basta discretizar ambos na mesma medida de tempo – no caso 10 em 10 minutos – multiplicá-los e acumulá-los. Isso é, o hietograma foi dividido em 'n' chuvas sendo 'n' o a duração da chuva dividida pelo intervalo de discretização cuja altura corresponde à altura lida no hietograma para o tempo correspondente. Cada uma das chuvas é multiplicada pelo valor do HU no instante correspondente e as vazões são acumuladas para cada instante. A planilha de cálculos detalhada é apresentada no ANEXO C – Cálculos de Hidrologia.

A Figura 93 apresenta os hidrogramas de projeto resultantes para as fórmulas de Bransby Williams e Dooge como estimativa do tempo de concentração.

Figura 93 – Hidrogramas de projeto



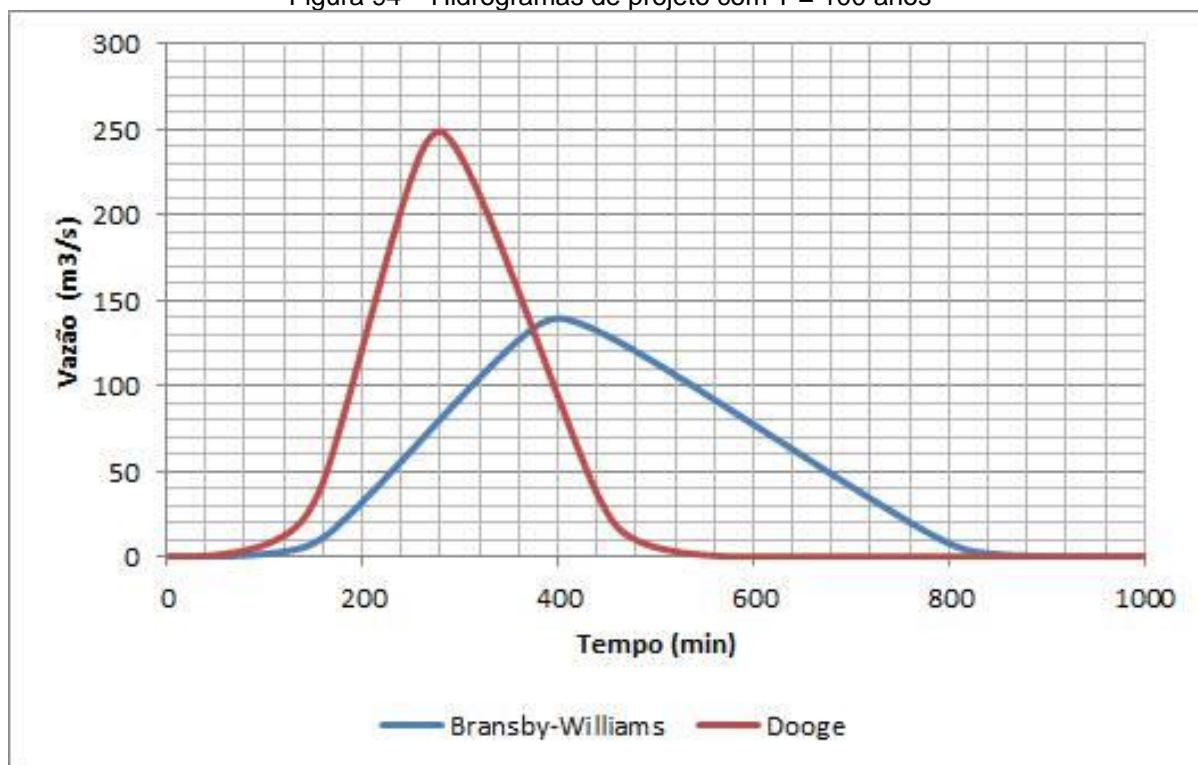
Fonte: própria

Como se pode perceber pelo hidrograma, para a fórmula de Bransby-Williams a vazão de pico observada é da ordem de $90 \text{ m}^3/\text{s}$, e ocorre aproximadamente 6,7 h após o início da chuva. Para a fórmula de Dooge os valores variam sensivelmente, para em torno de $160 \text{ m}^3/\text{s}$ a aproximadamente 4,7h do início da tormenta.

Considerando que grande parte das considerações estipuladas foram relativamente conservadoras, julga-se pertinente selecionar como vazão de projeto um valor da ordem de $110 \text{ m}^3/\text{s}$. Tal valor é intermediário às vazões estimadas e deverá ser adotado com as ressalvas de ter caráter de estimativa preliminar, tendo em mente os hidrograma construídos como indicativos de sua variabilidade.

Complementarmente, as mesmas avaliações apresentadas foram realizadas para um período de retorno de 100 anos utilizando a mesma planilha de cálculo. Esse período de retorno é recomendado pelo DNIT para pontes e outras obras de maior importância (DNIT, 2005). Os resultados são sintetizados na Figura 94.

Figura 94 – Hidrogramas de projeto com T = 100 anos



Fonte: própria

Como se percebe, nesse caso a vazão de pico atinge valor da ordem de $140 \text{ m}^3/\text{s}$, em instante novamente próximo de 6,6 h após o início da chuva para a fórmula de Bransby-Williams. Para Dooge, a vazão de pico é da ordem de $250 \text{ m}^3/\text{s}$.

8.4. Estudo de Estabilidade Geotécnica da Via Permanente

O presente estudo de caso compreende uma ruptura em um aterro rodoviário de grande altura. Naturalmente, considera-se pertinente avaliar, mesmo que preliminarmente, a estabilidade do referido aterro em sua configuração permanente.

8.4.1. Propriedades Geomecânicas dos Materiais

Como desenvolvido em 8.2, os dados de investigação do subsolo local são extremamente escassos – dispõe-se de sondagens a percussão curtas, apenas no estrato do aterro e de uma inspeção tátil visual do mesmo material. Isso é, pouco se sabe a respeito do material natural que apoia o aterro.

Ainda assim, faz-se necessária a estimativa dos parâmetros de resistência das camadas de solo para analisar a estabilidade do referido aterro. Frente à escassez

de dados, distinguir-se-ão apenas dois materiais para a análise – o material de aterro e o material natural da fundação do aterro, supostos homogêneos nas cotas de interesse.

Os parâmetros geomecânicos do aterro foram estimados segundo os valores NSPT auferidos, a constatação de finos na sua composição e os valores usuais de aterros no estado de São Paulo comuns na prática de projeto.

Quanto ao terreno natural, considera-se que a camada é ao menos medianamente compacta, devido à existência do aterro estudado, de 16 m de altura, por tempo considerável sobre a mesma. Sob essa premissa, os parâmetros foram estimados guardando o devido conservadorismo frente às incertezas mencionadas.

O resumo dos resultados das estimativas é dado na Tabela 34.

Tabela 34 – Parâmetros geomecânicos

Material	Peso Específico (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
Aterro	18	10	28
Solo Natural	18	5	30

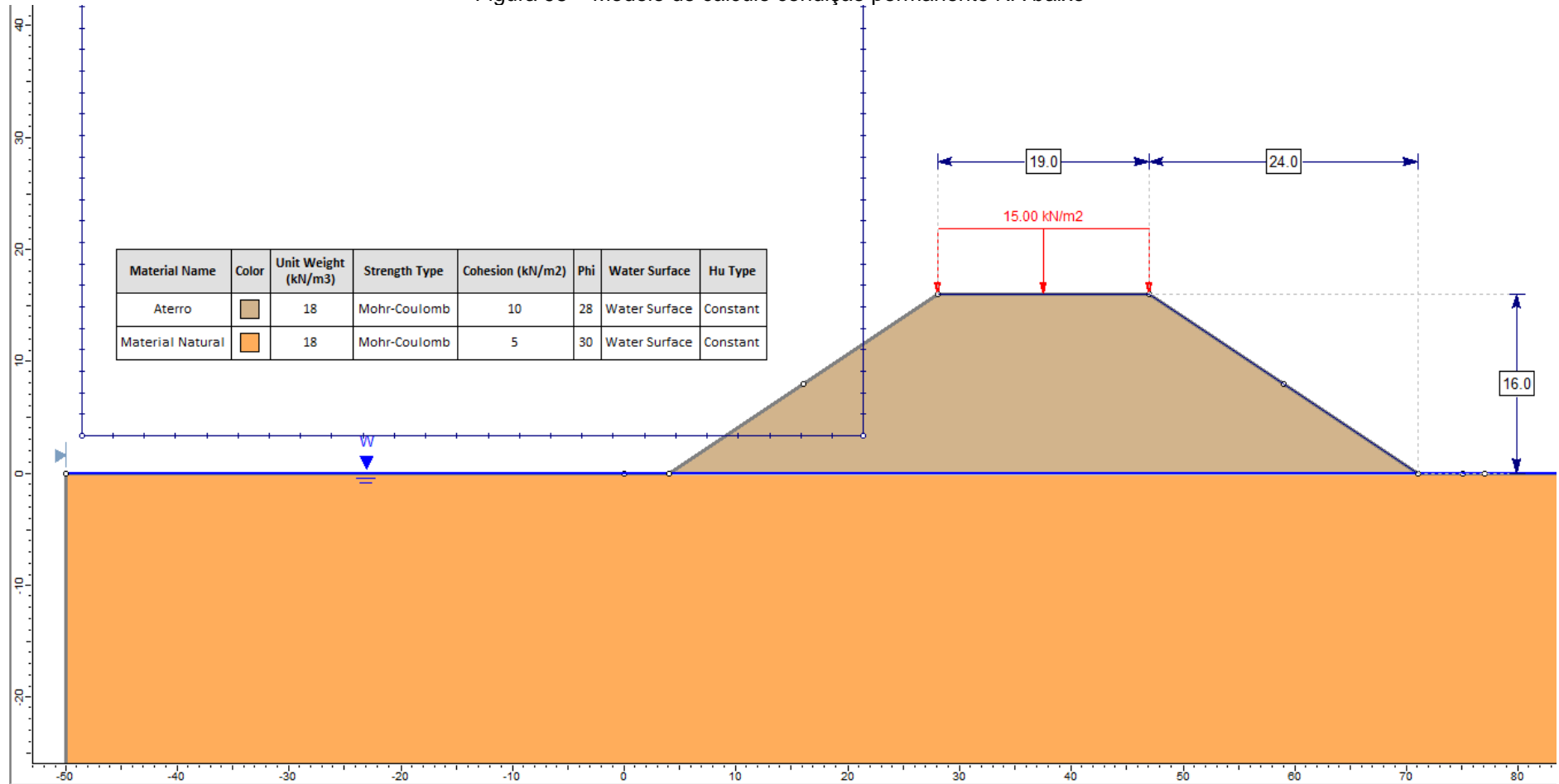
Fonte: própria

8.4.2. Modelo de Análise

O modelo de análise foi construído segundo a geometria extraída de cortes e plantas disponíveis. Foi suposto aterro de 16 m de altura, com declividade de 1V:1,5H nos taludes. O nível d'água foi suposto em dois cenários: no nível do terreno nessa etapa para simular uma situação de ocorrência comum – onde é satisfatório um Fator de Segurança (FS) em torno de 1,5 – e 3 m acima do nível do terreno para simular situação de cheia eventual, onde FS em torno de 1,3 seria adequado.

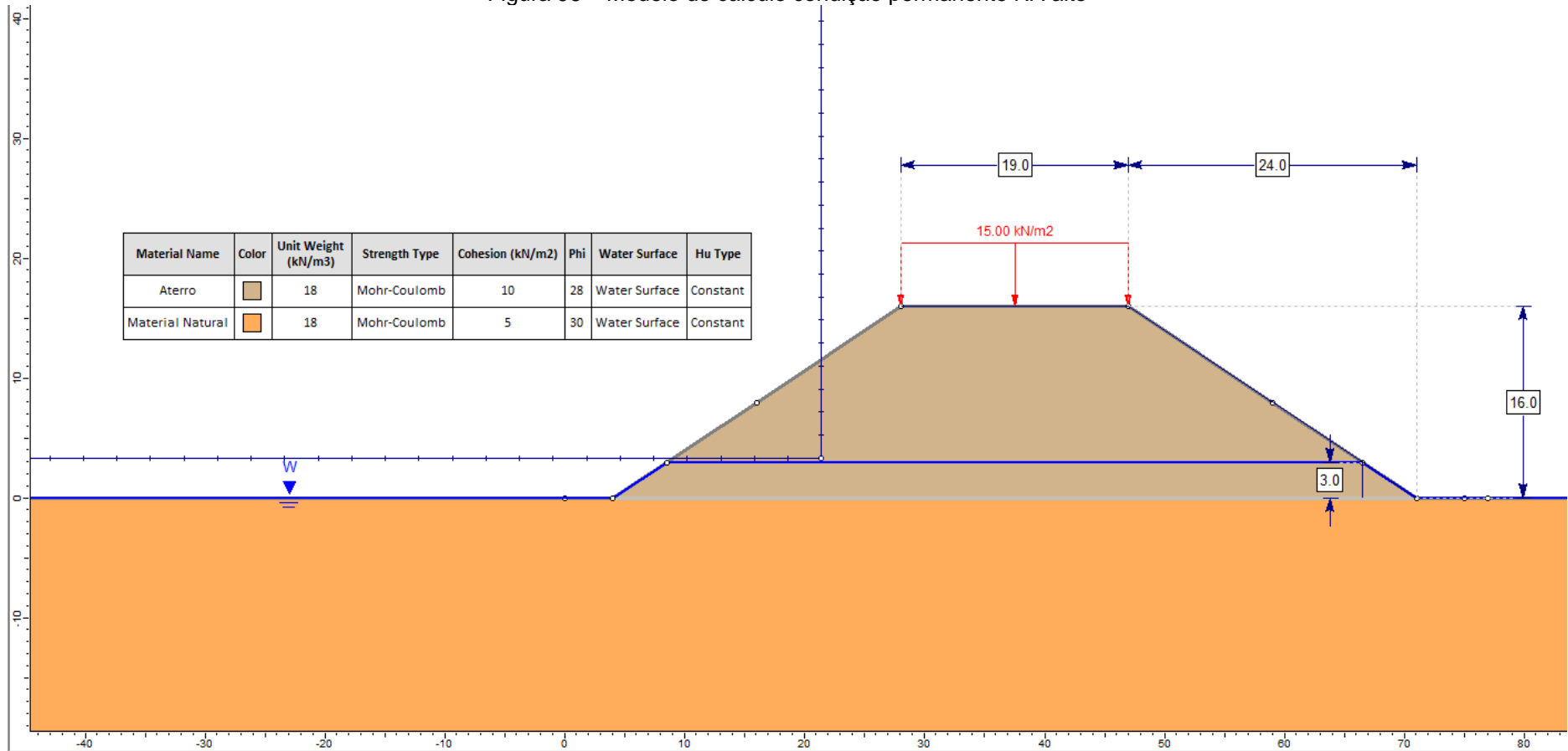
Para simular a carga sob a pista durante a operação é aplicado um valor usual na prática de projeto, de 15 kN/m². A análise foi realizada com auxílio do software comercial GeoSlide, aplicando a análise segundo o método de Morgenstern-Price, devido a suas hipóteses menos restritivas. A Figura 95e a Figura 96 ilustram os modelos de cálculo.

Figura 95 – Modelo de cálculo condição permanente NA baixo



Fonte: própria

Figura 96 – Modelo de cálculo condição permanente NA alto

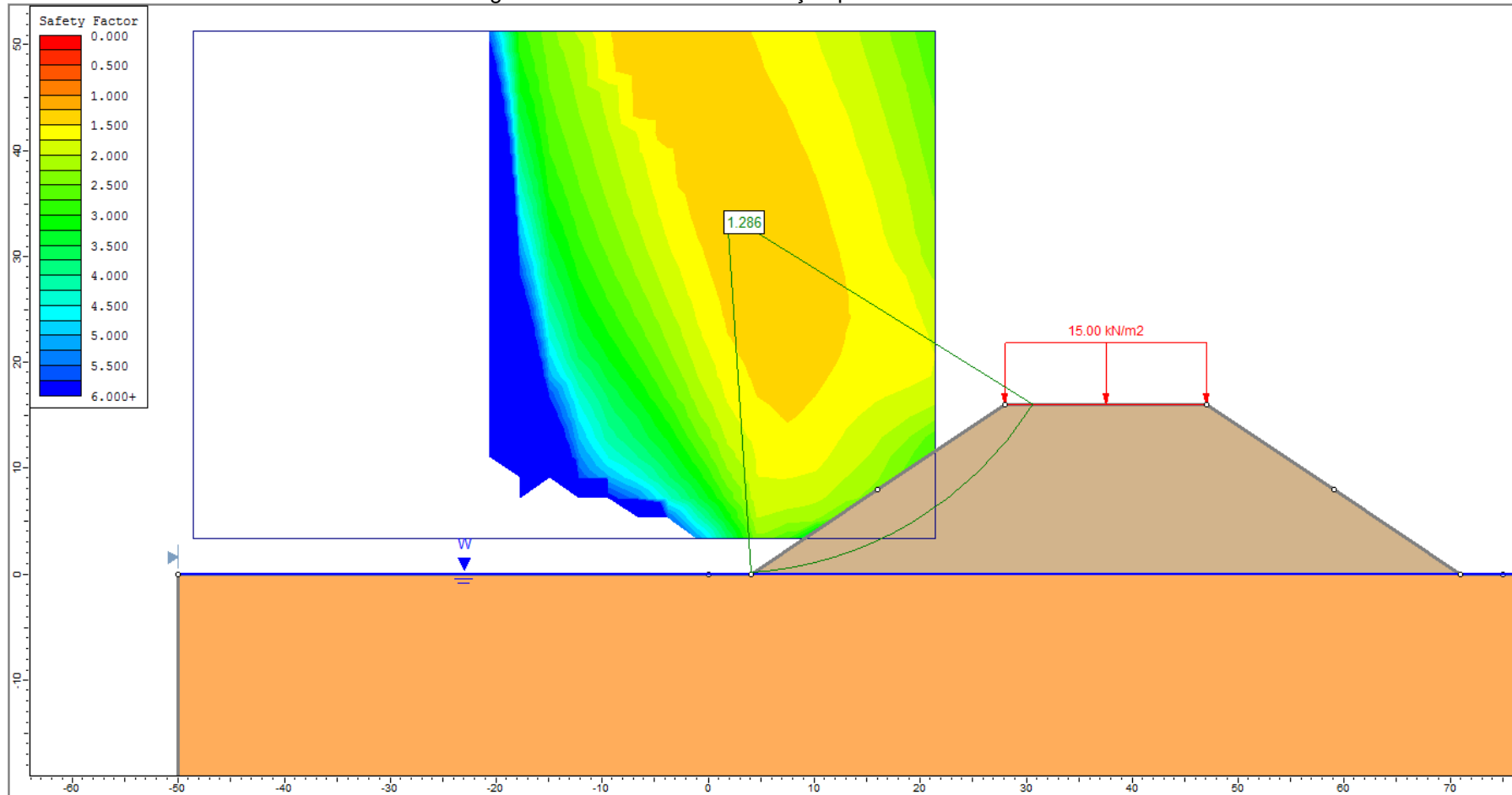


Fonte: própria

8.4.3. Resultados da análise

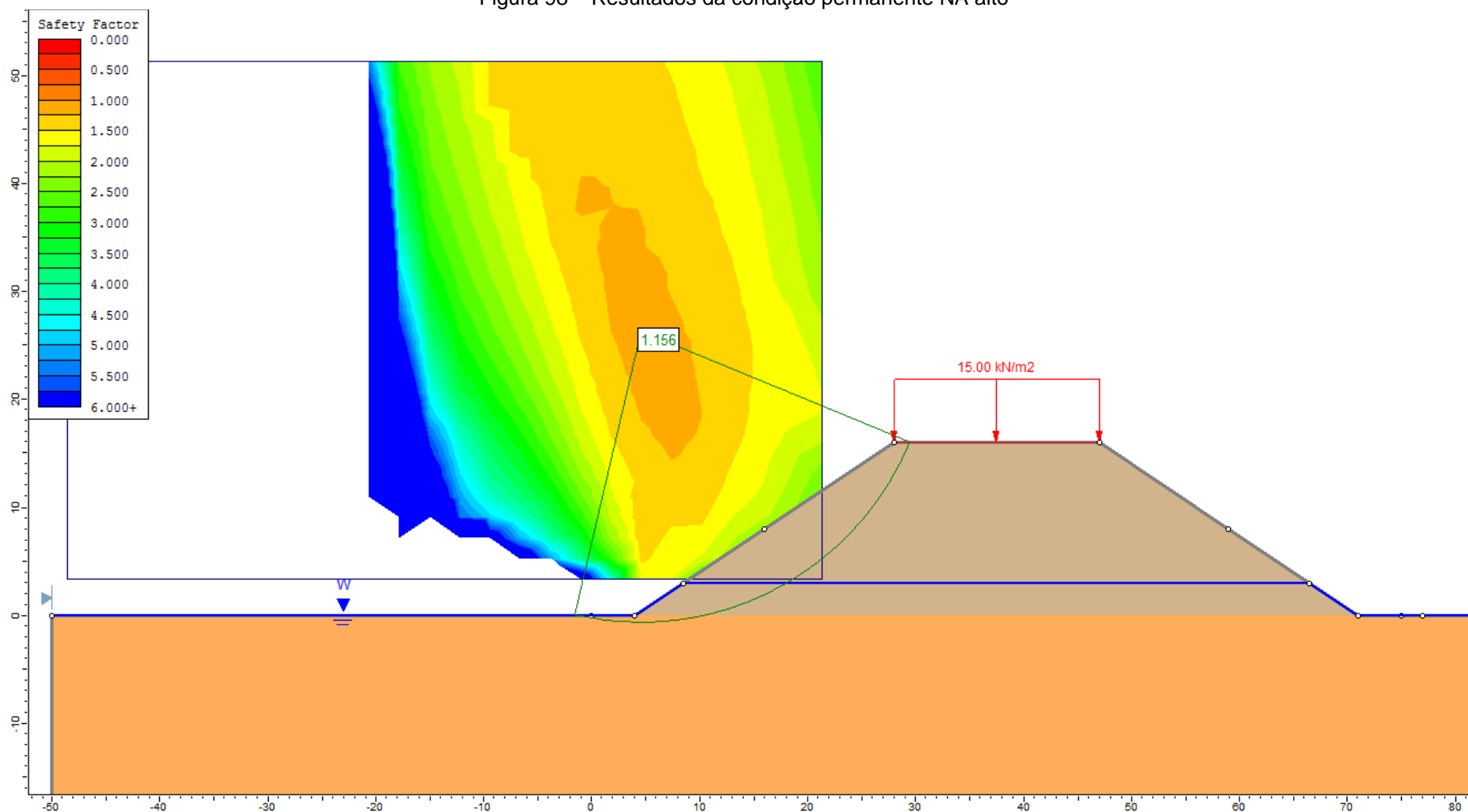
Os resultados da análise efetuada são apresentados na Figura 97 e na Figura 98.

Figura 97 – Resultados da condição permanente NA baixo



Fonte: própria

Figura 98 – Resultados da condição permanente NA alto



Fonte: própria

Como mostrado na figura, obteve-se um valor de $FS \cong 1,3$ para o nível d'água baixo e $FS \cong 1,2$ para nível d'água alto. Avaliando tal valor percebe-se que a segurança geotécnica do talude, sob as hipóteses traçadas mostra-se insatisfatória (menores que 1,5 e 1,3, respectivamente). Isso posto, reitera-se que as considerações de cálculo foram conservadoras, e o resultado auferido não significa que a ruptura do aterro é necessariamente iminente – o FS para situação usual é relativamente distante de 1,0. De fato, como será apresentado em 8.6.1 foi avaliado que a causa da ruptura não foi primordialmente geotécnica, ainda que possa haver contribuição de fatores.

8.5. Estudos de Viabilidade Socioeconômica

Nesta seção, buscar-se-á utilizar alguns dos conceitos formulados e discutidos no capítulo 4 deste relatório a fim de analisar a viabilidade socioeconômica de recuperação por ponte provisória de forma preliminar e qualitativa. O diagrama apresentado na Figura 37 será utilizado para nortear e balizar o estudo.

8.5.1. Verificação de Redundância do Sistema

Após a interdição do sistema, a primeira atividade a ser realizada para tratamento do risco deve ser uma análise de redundância. Caso verifique-se que há número suficiente de vias alternativas capazes de acomodar o tráfego original e que o sistema é capaz de se adaptar à nova situação de mobilidade, o risco deve ser tratado desta forma.

Como já discutido na seção 8.1.1, o deslizamento do aterro sobre a galeria culminou na interdição da Rua Salvador de Oliveira Leme. A Avenida Darci Vieira, então, foi utilizada como via alternativa a fim de acomodar o fluxo de entrada e saída da cidade. A Figura 99 apresenta o local de interdição (marcado em vermelho) e a rota alternativa utilizada para acesso à Itapetininga (esquematisada pelas flechas azuis). Para entrada na cidade, os veículos deveriam utilizar parte da Rua Salvador de Oliveira Leme, virar à esquerda na Avenida Doutor José Ozi e, finalmente, virar à direita na Avenida Darci Vieira.

Figura 100 – Avenida Salvador de Oliveira Leme



Fonte: GOOGLE STREET VIEW

Já a Avenida Darci Ribeiro (Figura 101) é uma via municipal que não suporta tráfego de caminhões. Percebe-se que a via possui maior declividade em comparação com a Avenida Salvador de Oliveira Leme e não há faixas adicionais para ultrapassagem. Ainda, a presença de canteiro central restringe algumas formas de operação da via e há permissão de estacionamento de veículos em determinados locais.

Figura 101 – Avenida Darci Ribeiro



Fonte: GOOGLE STREET VIEW

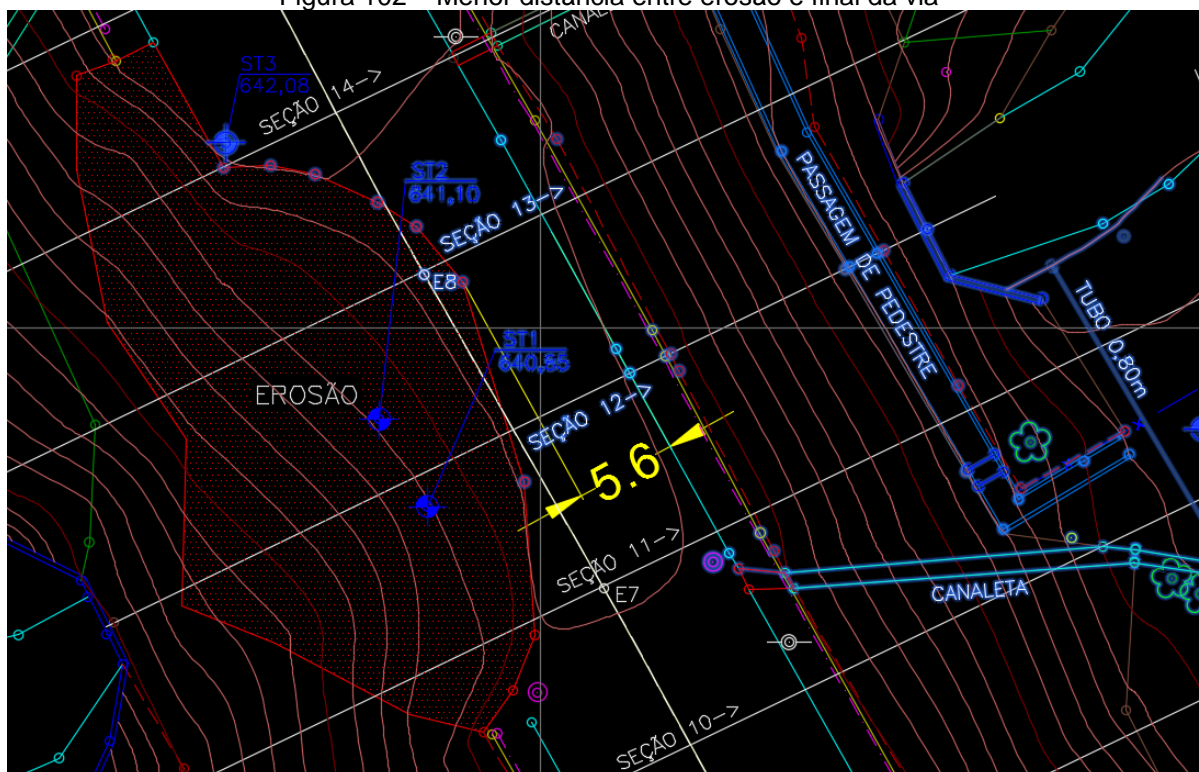
Assim, apesar do desvio de tráfego para a Avenida Darci Ribeiro não resultar em grandes acréscimos de distância, a via não é suficiente para acomodar o fluxo original de veículos à medida que não comporta caminhões e possui características geométricas que restringem sua capacidade de tráfego. Portanto, considera-se que o sistema não é redundante o suficiente a ponto de possibilitar tratamento do risco exclusivamente por redundância.

8.5.2. Verificação de Viabilidade Técnica

O risco, portanto, deve ser tratado por resposta e recuperação. Para tal, é necessário verificar a viabilidade técnica da ponte provisória, ou seja, se as características geométricas do local de interdição (vão e largura) possibilitam o uso da ponte.

A única limitação de vão existente no local de interdição é a curva à direita da via no sentido Itapetininga. Entretanto, tal curva está localizada a mais de 90 m do local do deslizamento e, assim, não limitaria o comprimento da ponte provisória. Em termos de largura, tem-se que a menor distância entre erosão e o final da via é de 5,6 m (Figura 102). Contudo, como detalhado na seção 8.11, a ponte provisória será apoiada afastada das extremidades do deslizamento, onde não há limites tão restritivos quanto à sua largura.

Figura 102 – Menor distância entre erosão e final da via



Fonte: adaptado de (CARVALHO, 2016)

Dessa forma, considera-se que o local de interdição atende aos requisitos geométricos necessários para implantação da ponte provisória. Não há restrições significativas quanto à largura da estrutura e o vão da ponte não será superior a 90 m.

8.5.3. Custo Direto e Tempo de Recuperação

Uma vez definido que o risco não será tratado por redundância e que o local de interdição atende aos requisitos geométricos para uso de uma ponte provisória, parte-se para uma análise simultânea entre custo direto e tempo de recuperação.

Como já discutido no item 4.1.3, pode-se lançar mão de uma relação que exprime a importância relativa entre estes dois conceitos. Tal relação é dada por:

$$R_{im} = \frac{(T_{recuperação}^b - T_{recuperação}^a) * C_{interdição}}{C_{provisória}^a} > 1$$

Equação 11

Se a importância do tempo de recuperação for maior, R_{im} será maior que 1 e a alternativa da ponte provisória é a mais vantajosa. Caso contrário, R_{im} será menor que 1 e não é interessante usar a solução de obra provisória.

Novamente, ressalta-se que, dentro das hipóteses consideradas, o custo da obra permanente é considerado idêntico para ambas as alternativas. Um argumento a favor dessa hipótese é que a obra permanente será feita em ambos os casos e, portanto, seu custo será igual ou semelhante. Entretanto, o principal argumento a favor dessa hipótese é o de que esse estudo visa analisar a aplicabilidade da ponte provisória em si, independentemente das características da recuperação. Nesse sentido, considera-se que essa hipótese ajuda a controlar a análise.

No caso em estudo, não se dispõe de todos os dados necessários para o cálculo da relação de importância, pois não é possível estimar o custo da interdição sem dados de VDM (volume diário médio) da via e de sua composição do tráfego. No entanto, pode-se estimar o tempo de recuperação referente às duas soluções e o custo da ponte provisória. Dessa forma, será possível analisar qual deveria ser o custo de interdição para ser viável, do ponto de vista socioeconômico, recuperar o sistema com uma ponte provisória.

8.5.3.1. Estimativa dos parâmetros

Sabe-se que a obra de recuperação realizada no local de estudo teve duração de 5 meses e, uma vez que o fluxo de veículos só foi reestabelecido após o término de sua construção, pode-se considerar que o tempo de recuperação do sistema, $T_{recuperação}^b$ também foi de 5 meses (150 dias).

É possível, ainda, estimar o tempo de recuperação referente à implantação da ponte provisória. Cabe ressaltar que esta estimativa não deve considerar somente a montagem da ponte, mas todo o período entre a detecção do incidente até a recuperação do sistema, ou seja, deve-se levar em conta o tempo para transporte dos componentes da ponte até o local, preparação do canteiro, entre outras

atividades. Considerando os pontos levantados acima, estima-se que o tempo de recuperação utilizando a solução de ponte provisória, $T_{recuperação}^a$, seja de 7 dias.

Por fim, o custo da ponte provisória, $C_{provisória}^a$, pode ser estimado através dos dados apresentados na seção 3.10.1 e sintetizados na Tabela 21. O custo de locação da ponte provisória modular utilizada no caso da Prefeitura de Manaus foi de R\$2380,69/m² por 120 dias. Como a ponte aplicada nessa recuperação aplica o mesmo sistema estrutural que o recomendado no presente estudo considerou-se o parâmetro pertinente para comparação. Apesar da configuração da ponte do caso de Manaus não ser idêntica à ponte da solução proposta pelo grupo, considerou-se que os custos sejam da mesma ordem de grandeza e que, portanto, para fins de estimativa, representem um valor razoável.

Figura 103 – Ponte Bailey utilizada no caso de Manaus



Fonte: (G1 GLOBO, 2015)

O custo total para o caso em estudo pode ser obtido multiplicando o custo unitário pelas dimensões da ponte. Como será desenvolvido e justificado na seção 8.11, a ponte Bailey terá comprimento de 31 metros e largura aproximada de 6 metros. Ainda, deve-se considerar a diferença no tempo de locação dos casos: a ponte utilizada em Manaus foi alugada por 120 dias, enquanto a interdição do estudo de caso ocorreu por 150 dias.

8.5.3.2. Equacionamento da relação de importância

Em posse dos dados discutidos acima, pode-se analisar a relação entre o custo de interdição e a viabilidade socioeconômica da ponte provisória através da Equação 22. Define-se que a R_{im} deve ser maior que 1 para obter o custo de interdição acima do qual é vantajoso optar pela implantação da ponte provisória.

Equação 22

$$R_{im} = \frac{(150 \text{ dias} - 7 \text{ dias}) * C_{interdição}}{2.380,69 \frac{R\$}{m^2} * 31 \text{ m} * 6 \text{ m} * \frac{150 \text{ dias}}{120 \text{ dias}}} > 1$$

Subtraindo os diferentes tempos de recuperação (da obra permanente e da ponte provisória) e multiplicando o custo unitário da ponte provisória por suas dimensões tem-se:

Equação 23

$$\frac{143 \text{ dias} * C_{interdição}}{R\$ 553.536.00} > 1$$

Finalmente, colocando o custo de interdição em evidência tem-se:

Equação 24

$$C_{interdição} > 3.870,88 \frac{R\$}{dia}$$

Dessa forma, conclui-se que o custo de interdição deve ser maior que R\$ 3870,88 por dia para ser vantajoso recuperar o sistema através da implantação de ponte provisória. Cabe ressaltar que esta análise não tem por propósito fornecer um valor de custo de interdição exato que permita decidir de forma inquestionável qual a solução a ser adotada. Antes, a equação deve ser usada como ferramenta para subsidiar e auxiliar no processo de decisão.

8.6. Diagnóstico do Problema

Após o conhecimento do histórico da interdição e de posse dos estudos preliminares, foi possível elaborar um diagnóstico do problema. Inicialmente elencaram-se algumas hipóteses de causas de ruptura, em seguida avaliando-as

criticamente para estabelecer um possível mecanismo para a falha do bueiro e/ou do aterro.

8.6.1. Hipóteses de Causas da Falha e Interdição

De acordo com o histórico de interdições, com base nos dados obtidos do local, e opiniões de engenheiros de diversas disciplinas foram elencadas algumas hipóteses das causas da interdição. Devido à ocorrência da ruptura em período chuvoso, todas as hipóteses apontam a ação d'água ao menos como elemento ativador do evento.

Essa seção descreve brevemente cada um dos mecanismos considerados para as hipóteses.

8.6.1.1. Instabilidade Geotécnica do Aterro

Uma das potenciais causas da ruptura é uma instabilização de ordem geotécnica. De fato, uma evidência que apontaria para esse mecanismo são os baixos valores NSPT verificados na sondagem disponível para o aterro – na média de 7 golpes – denunciando aterro mal compactado. Outra evidência que apontaria para uma ruptura de ordem geotécnica é o histórico do referido aterro – durante a visita a campo foi observada nova instabilização do aterro, em uma seção transversal relativamente próxima do bueiro, Figura 104.

Consistentemente, as análises de estabilidade do aterro, apresentadas na seção 8.4 mostraram que a segurança à estabilidade do aterro é insatisfatória, ainda que não necessariamente crítica.

No caso, conjectura-se que o aterro, já com fator de segurança baixo, possa ter apresentado elevação do nível d'água durante uma chuva intensa com inundação a montante. Após a chuva, o nível da água em escoamento livre reduziu-se mais rápido que o mesmo no interior do maciço que, com menores tensões efetivas e sem o efeito confinante da água livre, instabilizou-se. Ou seja, nessa hipótese têm-se uma ruptura diretamente geotécnica, ativada pela subida do nível d'água.

Figura 104 – Instabilidade nos aterros rodoviários de Itapetininga



Fonte: foto própria

8.6.1.2. Esgotamento da Seção Hidráulica da Galeria com Galgamento

Nessa hipótese acredita-se que o evento de cheias resultou no esgotamento da seção hidráulica da galeria, com mudança do regime de escoamento. Sem capacidade de veicular a vazão necessária, ocorreria o galgamento do aterro.

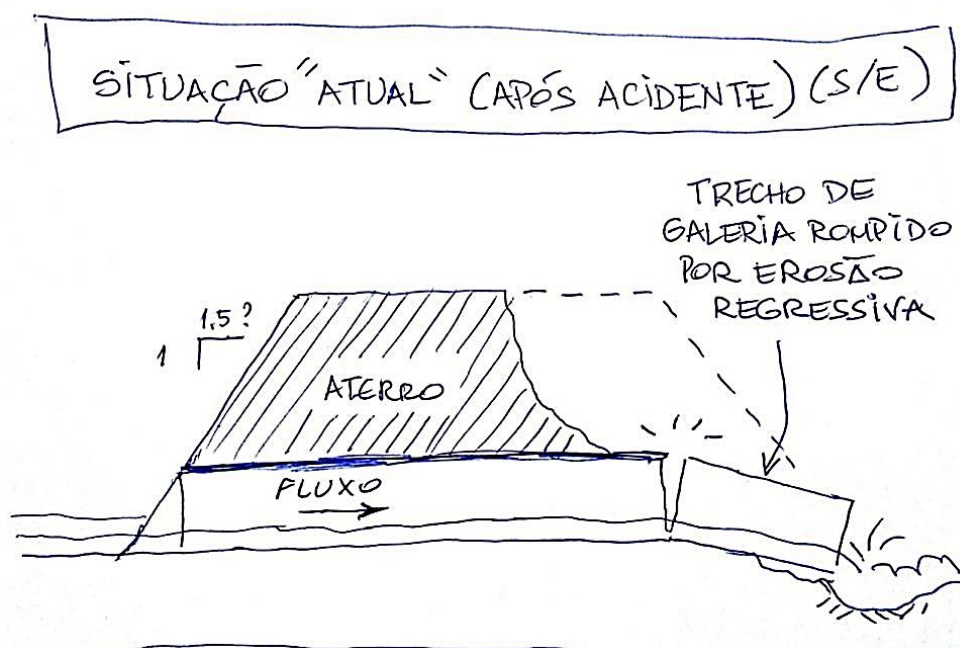
Isso é, ocorreria a elevação do nível d'água até que esta superasse a cota de topo do aterro. No caso, além de ter esgotado a seção hidráulica o evento de cheia foi tão forte que o escoamento ocorreu por sobre a via. Desencadear-se-ia uma ruptura por *overtopping*, com severos danos ao solo do aterro com carreamento de finos, e desagregação. Dentre as hipóteses, foi considerada a mais improvável, pois a sua ocorrência implicaria na elevação do nível d'água em mais de 16 metros, a altura total do aterro. Devido à baixa declividade do terreno natural da região, isso requereria a inundação de uma área substancial, o que foi considerado improvável.

8.6.1.3. Erosão Regressiva

Essa modalidade de ruptura é comum nas fundações de bueiros e pontes brasileiras, motivo pelo qual foi descrita com maior generalidade e profundidade na seção 3.8.2. Diversas fotos da época do acidente mostram o trecho à jusante da galeria tombado. Assim, tais fotografias, bem como a ocorrência da ruptura em trecho do aterro coincidente com a galeria conferem força à referida hipótese.

Devido a altas velocidades do escoamento na saída da galeria, supõe-se a ocorrência de erosão regressiva junto ao pé da galeria, a jusante do aterro. A ocorrência de tal processo erosivo haveria reduzido a competência do material de fundação do bueiro em seu trecho jusante, pela remoção de material. Supõe-se a ocorrência de recalques progressivos até que finalmente as estruturas do bueiro cederam. Com o grande deslocamento das estruturas do bueiro, o material do aterro foi desconfinado e, sem resistência o suficiente, deslizou por uma superfície de ruptura. A Figura 105 ilustra tal hipótese.

Figura 105 – Croqui da situação da galeria após o acidente por erosão regressiva



Fonte: Professor Pedro Wellington

Nota-se que nessa hipótese a ruptura é uma instabilização geotécnica que, no entanto, ocorre como consequência de outros eventos anteriores. No caso um processo progressivo de erosão regressiva causou o tombamento da galeria, que por sua vez causou o deslizamento.

8.6.2. Avaliação Crítica da Causa da Ruptura

Estabelecidas as hipóteses das causas da ruptura, procede-se a avaliar criticamente cada uma delas e seu impacto na concepção e dimensionamento das soluções.

Como já desenvolvido, a ruptura por *overtopping*, é considerada pouco provável, pois envolveria a inundação de uma grande área e uma lâmina d'água extremamente elevada a montante. Ainda assim, o esgotamento da seção hidráulica não é considerado um evento saudável para o aterro, com elevação do nível d'água interno e agravamento de potenciais processos erosivos. Por esse motivo, para o pré-dimensionamento das galerias, será adotada, como um parâmetro de segurança de projeto, uma altura de água a montante que seja no máximo igual à altura da galeria, para que essa não afogue.

A ruptura por instabilização de ordem geotécnica mostra diversas evidências que corroboram com sua ocorrência, como provável má compactação, baixos NSPTs, outras rupturas em seções distantes do bueiro e análises de estabilidade. Por outro lado, destaca-se que a ruptura em questão ocorreu no trecho do aterro que coincide com o bueiro. Isso posto, julga-se que as estruturas de concreto da galeria atuariam como reforços ao talude, que apresentaria seção geotecnicamente crítica em outro trecho.

De fato, a nova ruptura, observada durante a visita a campo ocorreu distante do bueiro, indicando que, nesse caso, sua causa provavelmente foi geotécnica. Assim, por um lado julga-se a segurança geotécnica da obra insatisfatória como indicam as análises de estabilidade apresentadas. Por outro, avalia-se que a ruptura investigada nesse estudo de caso provavelmente não foi exclusivamente de ordem geotécnica, pois ocorreu em uma seção potencialmente menos crítica.

Assim, destaca-se a ruptura desencadeada por erosão regressiva, cujo mecanismo desenvolver-se-ia necessariamente na seção onde a ruptura de fato foi desencadeada. Tal fato somado à ausência de qualquer proteção às margens ou dissipadores a jusante e a ocorrência da ruptura em evento de chuva intensa corroboram para a falha por erosão regressiva nas fundações do bueiro. Isso é, considera-se que a falha ocorreu originalmente nas fundações do bueiro, desencadeando falha das estruturas e finalmente do aterro rodoviário.

Em conclusão, devido à seção onde a ruptura ocorreu coincidir com aquela do bueiro, julga-se que a principal causa da ruptura foi a erosão regressiva nas

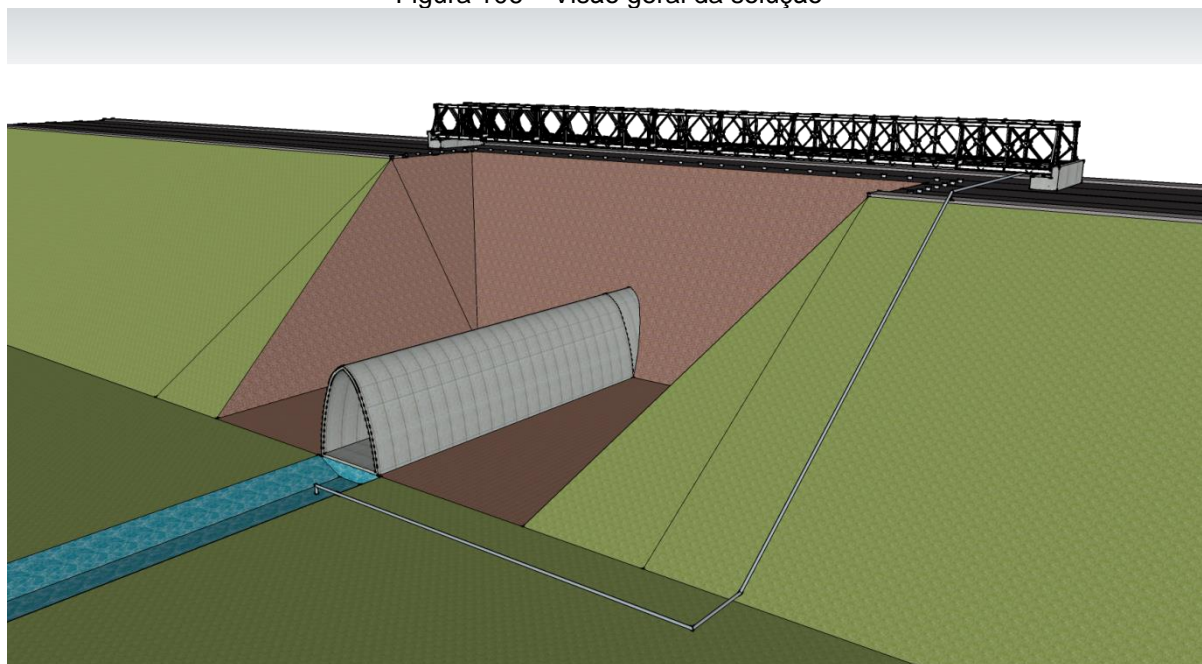
fundações do bueiro. Não obstante, foi diagnosticada segurança geotécnica insatisfatória no talude, de sorte que a mobilização para as obras de recuperação seja uma oportunidade para também mitigar esse risco mesmo que não diretamente relacionado à ruptura específica da falha estudada.

8.7. Visão Geral da Solução de Recuperação Proposta

Essa seção apresenta uma breve visão geral da solução proposta para a recuperação, a ser detalhada nos itens subsequentes. Objetiva, portanto, apenas oferecer contexto geral para os principais conceitos e elementos envolvidos, visando facilitar a compreensão dos detalhamentos. Uma visão mais aprofundada da sequência executiva será apresentada na seção 8.8 e seus elementos serão detalhados nas seções 8.10 e 8.11.

A Figura 106 esquematicamente ilustra uma visão geral da solução em uma de suas etapas executivas. Ressalta-se o caráter conceitual da figura que omite alguns elementos a serem especificados no decorrer desse trabalho, bem como algumas simplificações geométricas. Em seguida as subseções introduzem as principais características da recuperação.

Figura 106 – Visão geral da solução



Fonte: própria

8.7.1. Reaproveitamento de Elementos Não Rompidos

A solução proposta tem como principal diferencial o reaproveitamento do trecho do bueiro e do aterro onde não ocorreu ruptura, visando a redução do tempo de recuperação, dos custos de reaterro e concretagem, e do vão da ponte. Tomados os devidos cuidados para assegurar a segurança e desempenho desses trechos (descritos adiante), os mesmos não serão demolidos, ocorrendo demolição, remoção e limpeza apenas na área onde de fato ocorreu o deslizamento.

Naturalmente, as estruturas do bueiro a serem concretadas deverão apresentar a mesma seção interna que a configuração original, devido ao reaproveitamento do trecho de montante. Assim, a presente solução aplica um bueiro de seção parabólica com 5 m de largura e 5 m de altura. Também muros de ala ao fim do bueiro são previstos.

8.7.2. A Ponte Provisória Modular

A principal ideia da aplicação de uma ponte provisória modular é a sua rápida implantação. No caso, buscou-se uma solução onde a ponte pudesse ser implantada antes mesmo da conclusão dos projetos executivos das obras permanentes, buscando relativa independência. Norteados por esse conceito, a ponte é rapidamente implantada, precedida na sequência executiva apenas pelo tratamento de suas fundações com grampos verticais (aproveitando a mobilização dos equipamentos para contenções, descritos adiante).

Visando conciliar a segurança das fundações da ponte provisória com a urgência de sua implantação, a mesma é implantada no lado da via onde não ocorrerá demolição e reaterro. Assim eliminam-se grande parte das interferências da ponte com as obras de recuperação. Nesse sentido, não somente é possível operá-la ininterruptamente, como também é possível implantá-la com relativa independência, mesmo antes da conclusão dos projetos executivos das obras permanentes.

O sistema estrutural da ponte provisória modular será o da ponte Bailey do US Army, considerada adequada para a aplicação em questão.

8.7.3. Controle da Água Durante Obras

As obras permanentes efetuar-se-ão em trecho onde originalmente havia um curso d'água. Para permitir a implantação do canteiro é prevista a construção de uma ensecadeira a montante do aterro, bem como um sistema de bombeamento para recalcar a água por sobre o aterro, descarregando-a a jusante do canteiro de obras.

Além disso, o canteiro de obras será locado em um ponto baixo da topografia. Assim, é prevista a necessidade de um pequeno sistema de drenagem provisório para evitar entrada excessiva de água em caso de chuvas.

8.7.4. Contenções Provisórias em Solo Grampeado

Visando a rápida implantação da ponte provisória e a redução de seu vão, bem como de volumes e prazos de movimentação de terra, é prevista uma contenção provisória em solo grampeado. Tal obra também garante espaço e segurança durante as obras de concretagem do bueiro e reaterro. Complementarmente, confere mais resistência ao trecho não demolido, eliminando incertezas quanto a seu estado de confinamento.

8.7.5. Mitigação de Futuros Riscos

Por fim, com intuito de mitigar o risco de novas rupturas, é prevista a implantação de proteção de margens a jusante. Complementarmente, pode ser prevista a implantação de bermas e dispositivos de drenagem adicionais ao talude, visando mitigar os riscos geotécnicos, também identificados no diagnóstico, e efetuados na solução adotada para a obra real.

8.8. Sequência Executiva da Recuperação

Essa seção desenvolve aspectos relativos à operacionalização das obras de recuperação propriamente ditas. Assim, apresenta-se a descrição da sequência executiva das atividades que compõe as obras de recuperação, buscando evidenciar e estudar suas particularidades, interferências e interdependências.

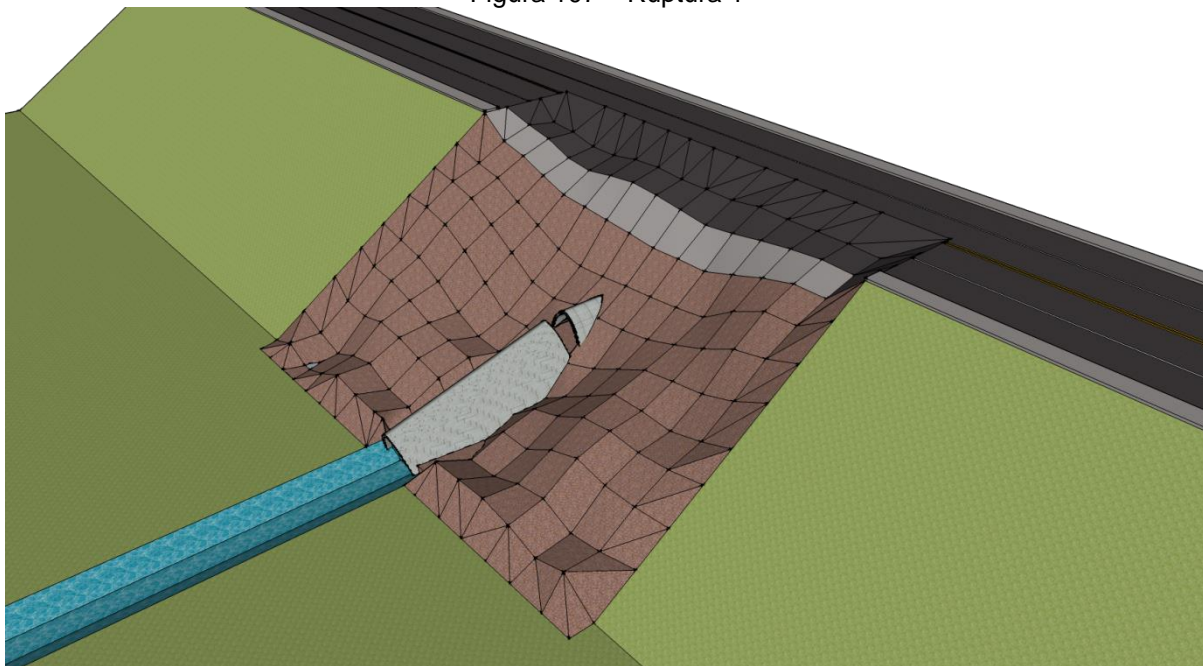
Partindo da situação da ruptura, a sequência executiva inclui a execução de grampos verticais; a implantação da ponte provisória modular; o desvio do fluxo d'água; a execução de contenções provisórias; a implantação das estruturas permanentes; a proteção de margens; o reaterro e; finalmente, o acabamento e desmobilização. Além de tais atividades, como desenvolvido no item 8.6.2, recomenda-se implantar uma berma de estabilidade em cada talude na configuração permanente, para garantir maior segurança. Essa atividade, no entanto, pode ser aplicada relativamente independente a obra de recuperação.

Ao longo dessa seção são apresentadas diversas figuras ilustrando as etapas executivas. Há que se ressaltar, no entanto, o caráter essencialmente esquemático e qualitativo das figuras. Por vezes, tais figuras simplificam geometrias e omitem elementos para efeito de clareza e simplicidade. Quando isso ocorre, ressalvas são feitas na respectiva subseção.

8.8.1. Situação da Ruptura

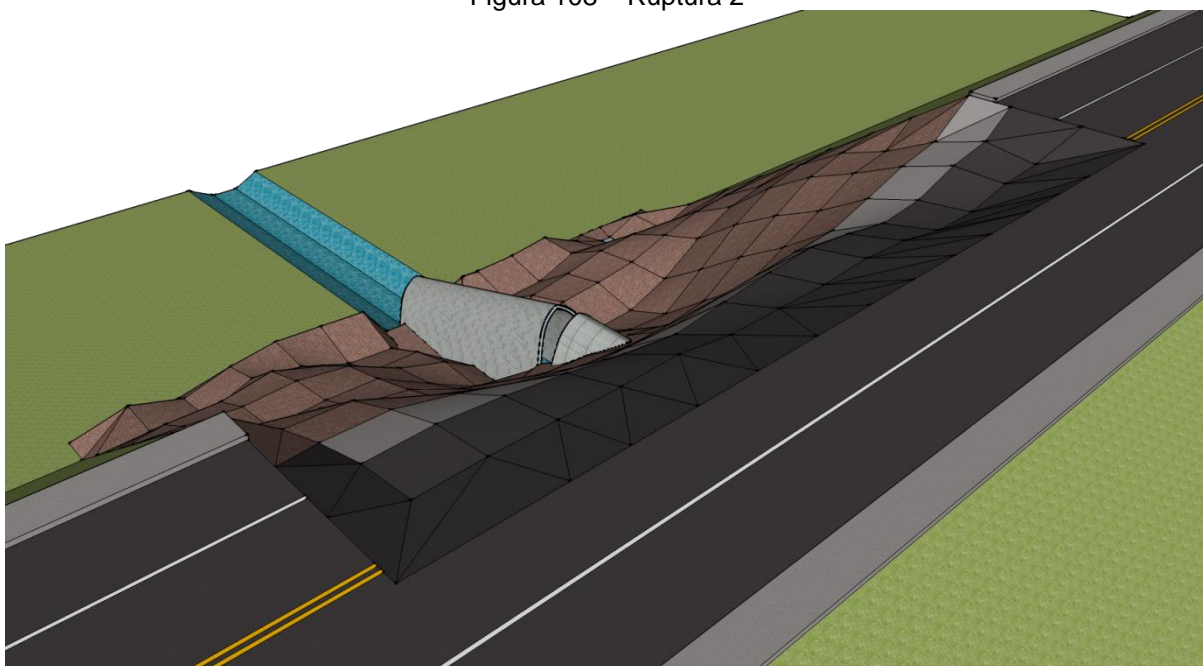
A ruptura estudada deu-se na face jusante do aterro rodoviário de estudo. Assim, na face jusante observa-se a geometria da ruptura, com uma grande massa de solo amolgado que deslizou nas proximidades do bueiro bem como os componentes da estrutura, que falhou. O fluxo d'água, desprovido do bueiro, passa pela travessia de maneira irregular, por escoamento superficial e percolação, provavelmente erodindo ainda mais a massa amolgada e os taludes. As Figuras 107 e 108 ilustram a referida etapa. Ressalta-se a simplificação da geometria de ruptura e do talvegue.

Figura 107 – Ruptura 1



Fonte: própria

Figura 108 – Ruptura 2



Fonte: própria

Imediatamente após a ruptura é essencial que a via seja interditada uma vez que sua estabilidade e segurança não podem ser garantidas. Isso é especialmente crucial no caso estudado, pois o lado montante do aterro pode parecer visualmente estável ao leigo, que poderia arriscar-se na travessia, colocando sua vida em risco e podendo ocasionar uma ruptura ainda mais generalizada.

A experiência mostra que, de fato, não raro a população arrisca-se em travessias instabilizadas ou até em processo de instabilização. Nessa etapa, portanto, recomenda-se às autoridades locais sinalizar claramente a interdição e possivelmente alocar pessoal ou sinalização indicando as possíveis vias alternativas.

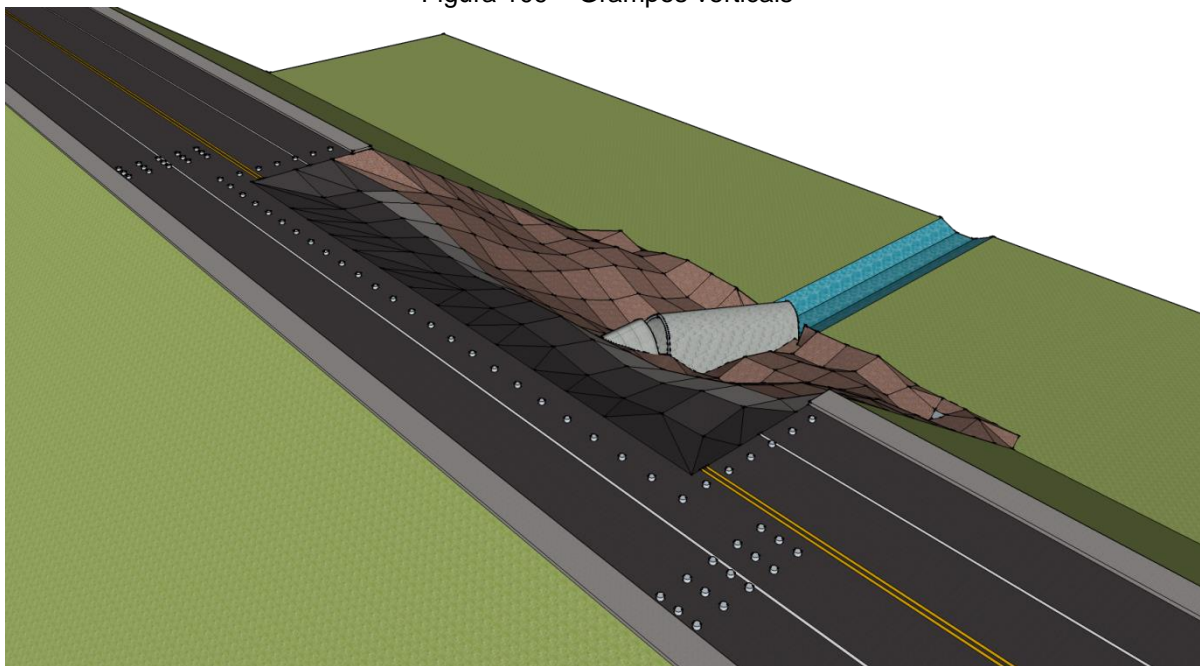
Nessa situação há ainda que inspecionar-se as condições do aterro e de suas estruturas permanentes e avaliar as causas da ruptura. No presente trabalho, supõe-se que nessa etapa foi avaliado que o bueiro e o aterro na região montante apresentam-se relativamente íntegros, motivo pelo qual serão reaproveitados na solução adotada, prescindindo sua demolição.

8.8.2. Execução de Grampos Verticais

Após a ruptura e o mais rapidamente possível, serão executados grampos verticais tanto ao longo da crista da ruptura quanto sob as bases da ponte provisória modular a ser implantada. Os equipamentos utilizados para executar tais grampos serão aproveitados da já prevista mobilização para executar as contenções, descritas adiante.

A Figura 109 ilustra a etapa executiva. Os grampos foram dispostos arbitrariamente, sem compromisso com seu real espaçamento e quantidade.

Figura 109 – Grampos verticais



Fonte: própria

Os grampos verticais ao longo da crista da ruptura têm como função conferir rapidamente maior estabilidade ao aterro, evitando a propagação da ruptura. Adicionalmente, tem como função facilitar e conferir maior segurança nas obras de corte e contenção.

Já os grampos verticais nas bases da ponte provisória têm como função auxiliar e dispersar a transferência das cargas da ponte ao aterro. Isso é, dispostas sob as usuais sapatas da Ponte Bailey os grampos funcionam de maneira análoga a estacas, transferindo de maneira mais dispersa as cargas da ponte ao aterro. Assim, o carregamento da ponte torna-se menos crítico à estabilidade do aterro, podendo ela ser locada com maior proximidade da crista da ruptura/contenções, permitindo menor vão.

Uma função ainda mais importante de tais grampos é permitir implantar a ponte mesmo antes da execução das contenções. Ao permitir descarregar as cargas da ponte a maior profundidade, torna-se possível implantá-la com segurança mesmo antes dos trabalhos de contenção. Isso é, o tráfego pode ser reestabelecido rapidamente, inclusive antes da conclusão dos detalhamentos dos projetos das estruturas e elementos permanentes.

8.8.1. Implantação da Ponte Provisória

A implantação da ponte provisória deve ser efetuada o quanto antes, pois permite o reestabelecimento, ao menos parcial, das funções da via interditada.

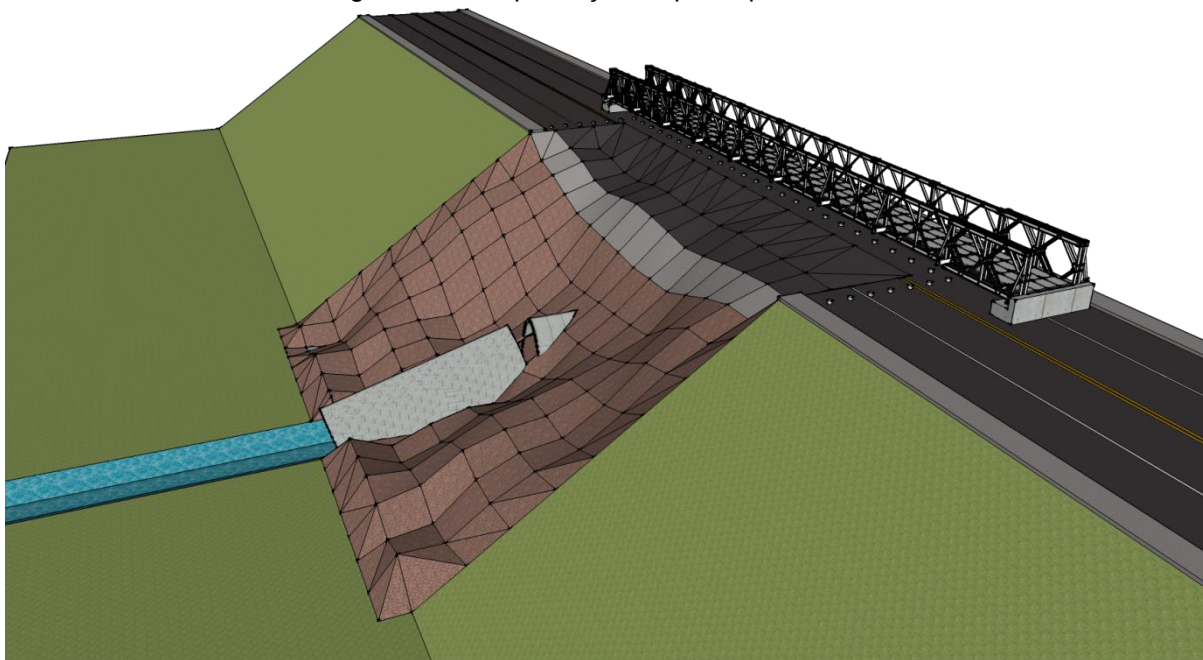
Dada a elevada altura do aterro, o comprimento da ponte Bailey empregada mostrar-se-ia excessivo caso fosse considerado encontro 'não preparado' segundo as especificações do US ARMY, 1986, utilizadas para o projeto. Isso porque o afastamento do apoio ao encontro, nesse caso, é proporcional à sua altura. No caso de encontro preparado, no entanto, considera-se espaçamento fixo.

Executados os grampos verticais supracitados, julga-se que o encontro da ponte Bailey pode ser considerado preparado, reduzindo sensivelmente seu comprimento. Por esse motivo, a implantação dá-se apenas após a execução de tal tratamento.

Isso posto, a montagem da ponte deverá ser efetuada segundo descrito em detalhes na seção 6.7. Recomenda-se efetuar a montagem da ponte no lado sul do vão, por ser adjacente à rodovia Raposo Tavares, por onde possivelmente aportariam as peças. A ponte seria montada na face montante do aterro, visando menor interferência com as obras de recuperação e segurança nos apoios. Ainda que montada por sobre o trecho íntegro na região da ruptura, ressalta-se que a ponte não transfere qualquer carga a tal região, que corresponde a seu vão.

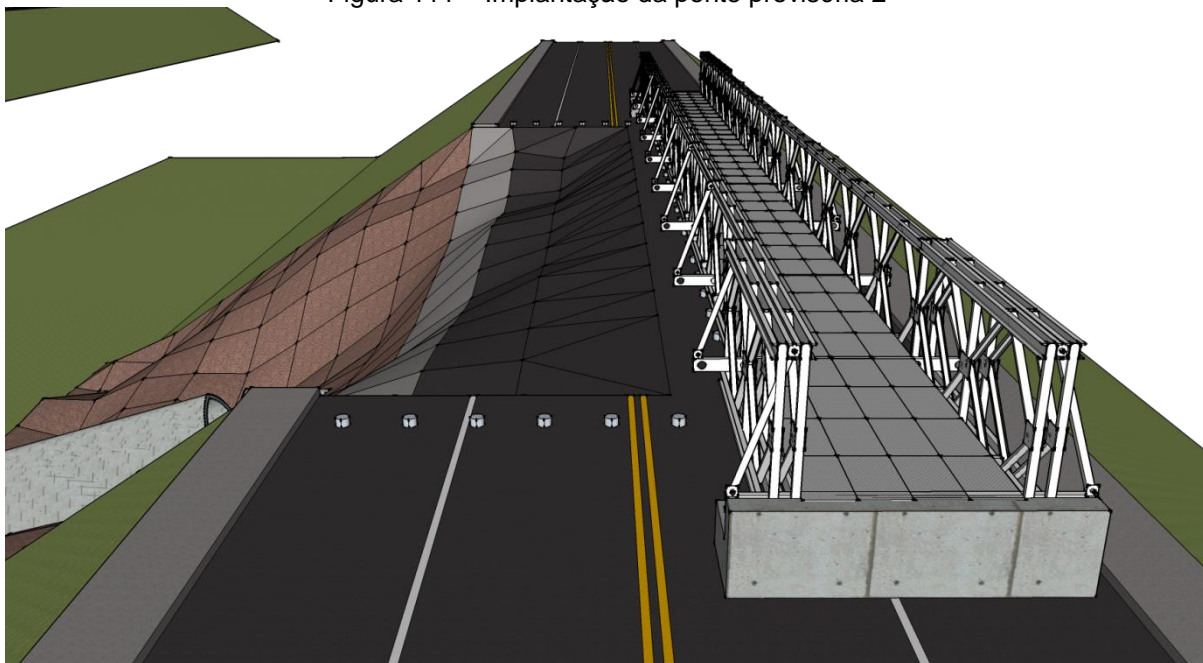
As Figuras 110 e 111 ilustra a recuperação na etapa de implantação da ponte provisória. Cabe ressaltar que, apesar de semelhante, o sistema estrutural ilustrado não é absolutamente idêntico à solução adotada, descrita em detalhes na seção 8.11.

Figura 110 – Implantação da ponte provisória 1



Fonte: própria

Figura 111 – Implantação da ponte provisória 2



Fonte: própria

8.8.1. Desvio e Controle do Fluxo d'Água

As obras descritas nessa seção podem ser desenvolvidas em paralelo à execução de grampos verticais e à montagem da ponte provisória modular.

As obras de recuperação dar-se-ão na região baixa, isso é, nas imediações da intersecção do talvegue do riacho com o aterro rompido. Assim, para que as atividades possam ser executadas adequadamente e com segurança, há primeiro que garantir-se uma alternativa para passagem d'água de montante a jusante, permitindo um canteiro de obras seco.

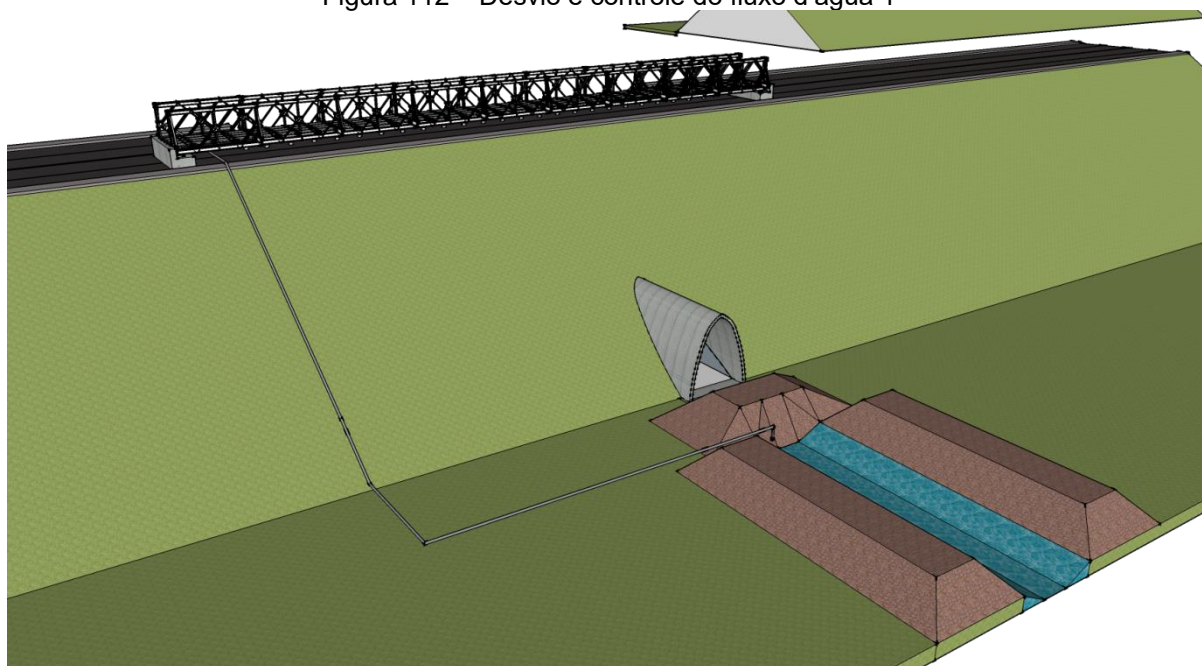
Uma primeira alternativa é a execução de um tubo drenante enterrado atravessando o talude. Por meio de uma pequena obra de terra a água seria canalizada para o tubo que veicularia o fluxo.

Outra alternativa é vedar a entrada montante do bueiro – no caso, ainda íntegra, mesmo após a ruptura – com uma ensecadeira, possivelmente de núcleo argiloso. Criando um pequeno reservatório, instala-se então um sistema de bombas que recalca a água por cima do aterro, garantindo ainda a travessia.

Enquanto a primeira alternativa apresenta a complicação de executar o duto enterrado no aterro instável, a segunda alternativa apresenta um maior custo variável com energia gasta ao longo da duração das obras. No caso, a solução concebida preconizou a rápida recuperação da via em diversas de suas características – por exemplo, o reaproveitamento do trecho íntegro do bueiro. Assim, assume-se que a duração do desvio deverá ser relativamente baixa, tomando-se como alternativa mais adequada à instalação do sistema de bombas.

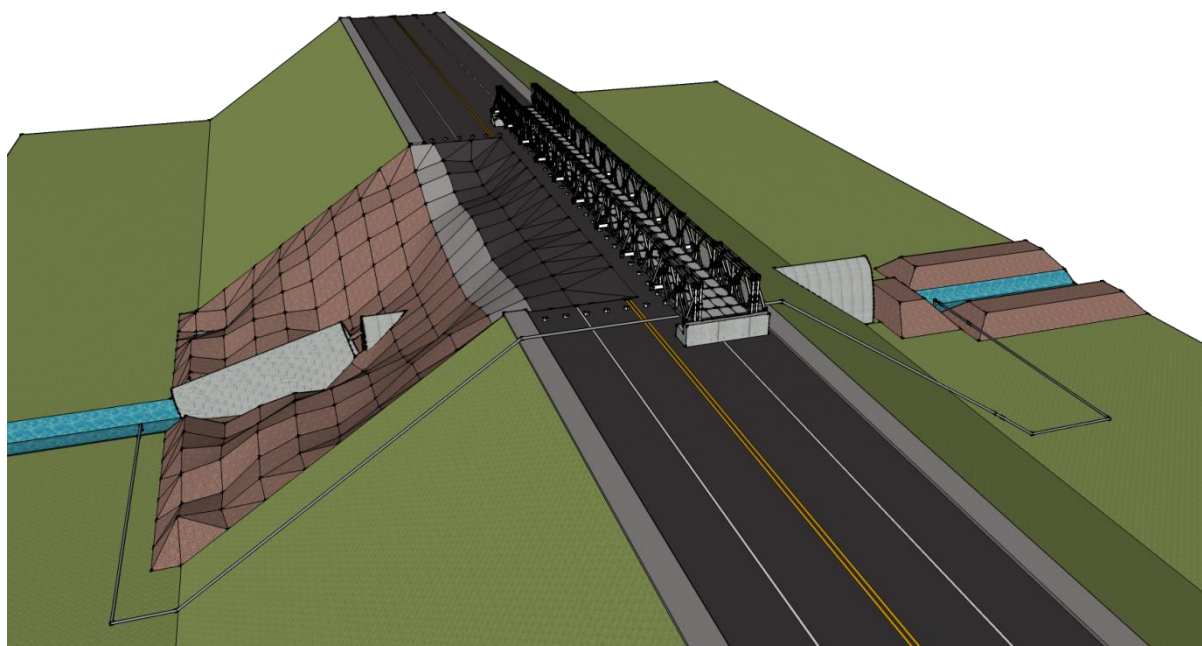
As Figuras 112 e 113 ilustram a alternativa recomendada. É importante destacar as simplificações das figuras. As ensecadeiras apresentam layout diferente do real, onde encontrariam o terreno natural suavemente. Também o sistema de recalque não tem compromisso com suas quantidades e dimensões reais.

Figura 112 – Desvio e controle do fluxo d'água 1



Fonte: própria

Figura 113 – Desvio e controle do fluxo d'água 2



Fonte: própria

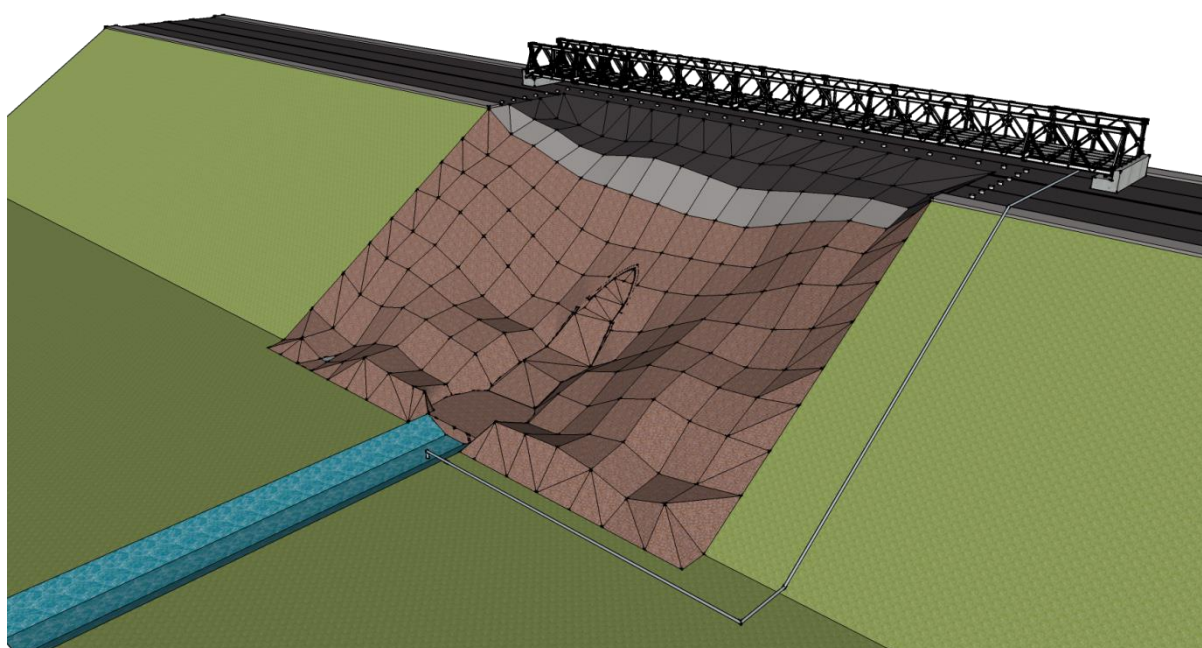
É importante destacar que dado o caráter provisório do desvio, a vazão para a qual o mesmo será dimensionado pode ser consideravelmente inferior àquela considerada para o bueiro. O período de retorno influenciaria a altura da ensecadeira, e a quantidade de bombas, devendo ser estudado segundo o custo da obra e o risco de falha.

Finalmente, como o canteiro de obras será implantado em região baixa, um simples sistema de drenagem provisório deverá ser implantado no mesmo. Tal sistema deverá evitar o acúmulo de eventuais águas pluviais.

8.8.1. Contenções Provisórias

Anteriormente a execução das contenções é efetuada uma limpeza com remoção de entulho e detritos da galeria rompida. A Figura 114 ilustra tal atividade.

Figura 114 – Limpeza



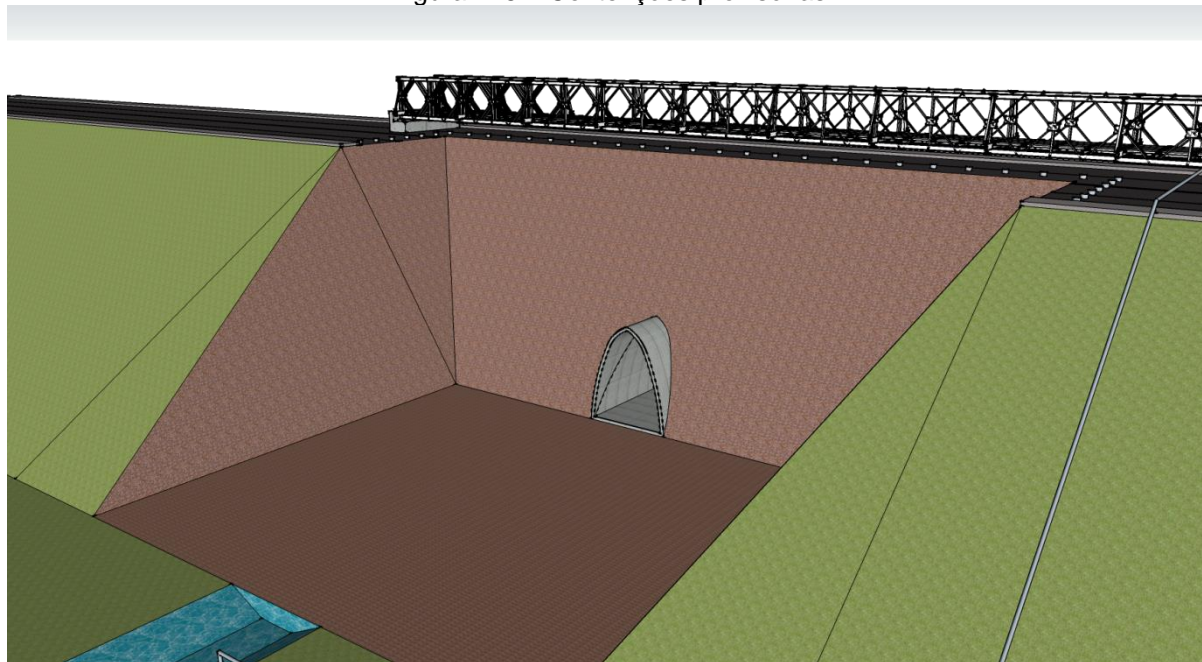
Fonte: própria

A etapa subsequente da recuperação refere-se à implantação de contenções provisórias para garantir segurança nos apoios da ponte provisória e segurança e espaço no pé jusante do aterro, onde as estruturas permanentes serão reimplantadas. Mais do que isso, é essencial para a implantação do canteiro de obras em terreno plano, na cota de concretagem da galeria. Também são importantes para a remoção de material amolgado e preparação para reaterro.

Tais contenções também conferem maior segurança aos taludes como um todo, mesmo em sua etapa definitiva, devido à sua permanência no corpo do aterro. No caso, considerou-se a execução de íngremes taludes de corte em solo grampeado.

A Figura 115 ilustra a recuperação na etapa onde as contenções são concluídas. Por simplicidade, não foram representadas as ancoragens dos grampos. É importante ressaltar que a geometria do corte foi amplamente simplificada.

Figura 115 – Contenções provisórias



Fonte: própria

Deseja-se executar as contenções as mais íngremes possíveis por principalmente dois motivos: reduzir o volume de corte e de reaterro, reduzindo o custo e principalmente o tempo de execução; e reduzir o comprimento da ponte provisória modular, reduzindo custo e tempo da montagem.

No caso, o solo deverá ser cortado para remover a massa amolgada que deslizou na ruptura. Recomenda-se tomar um devido espaçamento da superfície da ruptura para remover a maior parte do solo cujas propriedades foram comprometidas.

Assim, todo o perímetro da ruptura deverá ser cortado e grampeado. Conforme o maquinário efetua os cortes, as linhas de grampos são efetuadas progressivamente, de cima para baixo, garantindo estabilidade durante todo o processo.

É importante ainda garantir a drenagem da contenção, tanto em seu corpo, possivelmente com barbacãs, como em seu paramento, possivelmente com uso de geossintético específico. O projeto de drenagem pode, no entanto, considerar o caráter provisório da obra e deve, ainda, considerar a situação onde já houve reaterro e o solo grampeado é interno.

Finalmente, destaca-se que a visita ao local revelou que o acesso do maquinário à área de trabalho não apresenta grandes dificuldades. Isso pois existem vias pavimentadas nas laterais do aterro que conferem acesso à base, no trecho do bueiro.

8.8.2. Implantação das Estruturas Permanentes

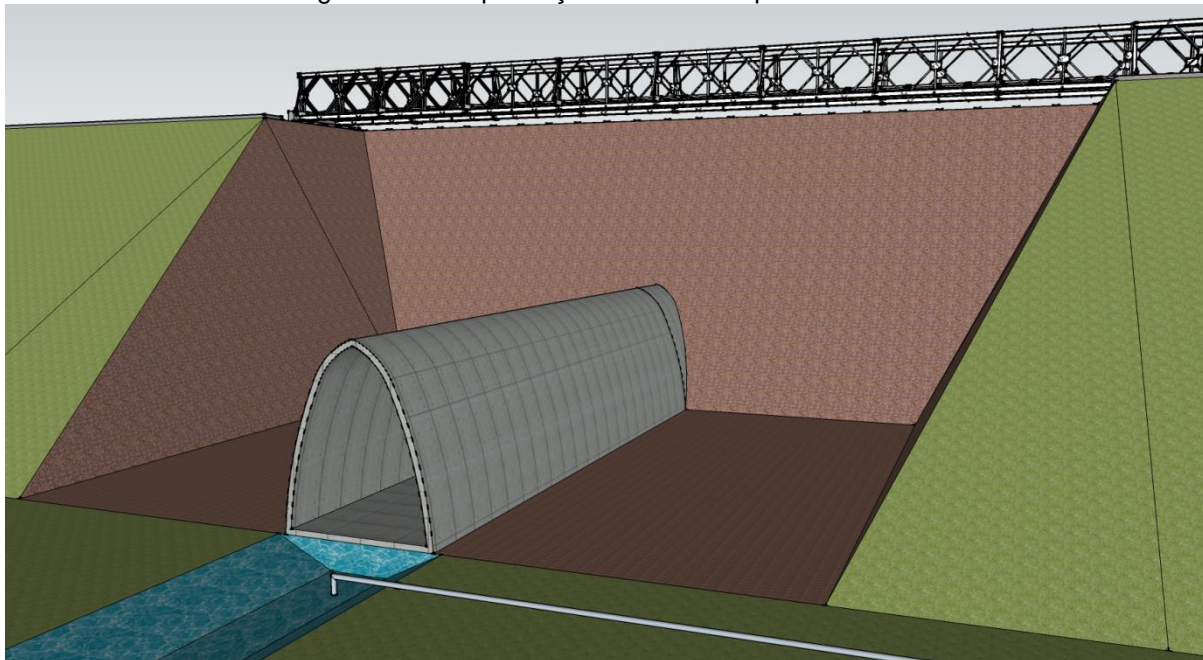
Uma vez concluídas as obras de contenção, é possível iniciar as atividades relativas à implantação das estruturas permanentes, isto é, o trecho a jusante do bueiro.

Como já estabelecido, supõe-se integridade de grande parte das estruturas do bueiro, a partir do trecho montante. Assim há que executarem-se apenas as obras relativas o trecho jusante, onde houve a ruptura. Não obstante, é crucial que na interface entre as estruturas originais e as novas seja feita a devida compatibilização.

As estruturas novas a serem implantadas, devido a suas dimensões relativamente grandes, deverão ser moldadas *in loco*. Inicialmente concretar-se a laje de fundo, preferencialmente sobre uma camada preparada – por exemplo, com concreto magro -, prevendo arranques nas extremidades transversais. Em seguida, as fôrmas da cobertura com geometria de parábola devem ser montadas, seguindo-se a concretagem das mesmas. Um método que permite grande economia de tempo e custo é montar apenas a fôrma inferior, locar armaduras e executar a cobertura em concreto projetado. Isso é especialmente relevante, pois será prevista espessura variável. Os muros de ala devem ainda ser executados em concreto armado moldado *in loco*, de maneira análoga.

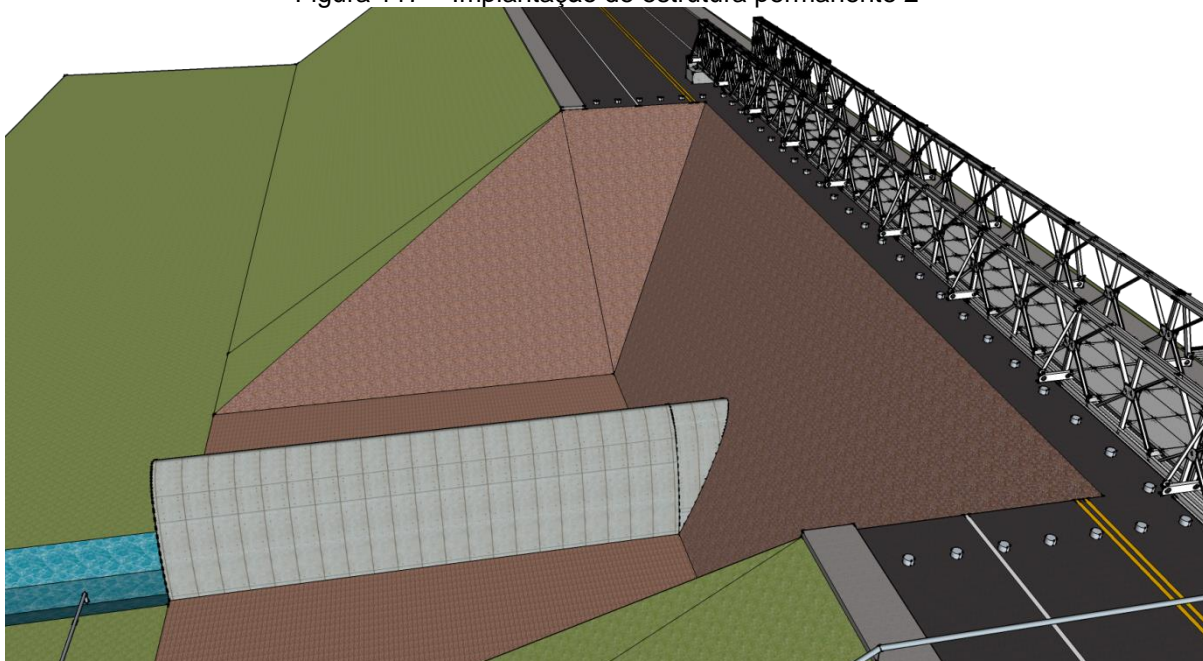
As Figuras 116 e 117 ilustram a recuperação quando da implantação das estruturas. Os muros de ala foram omitidos por simplicidade.

Figura 116 – Implantação de estrutura permanente 1



Fonte: própria

Figura 117 – Implantação de estrutura permanente 2



Fonte: própria

8.8.3. Reaterro

Executadas as estruturas, é possível proceder à sua cobertura e reestabelecimento da travessia permanente original, com o reaterro.

Como desenvolvido na seção 8.8.1, o acesso do maquinário ao pé do aterro dá-se sem grandes impasses. A partir da base do aterro, o espaço entre as 3 faces da contenção provisória é preenchido progressivamente, conforme camadas são lançadas e compactadas com o devido controle tecnológico.

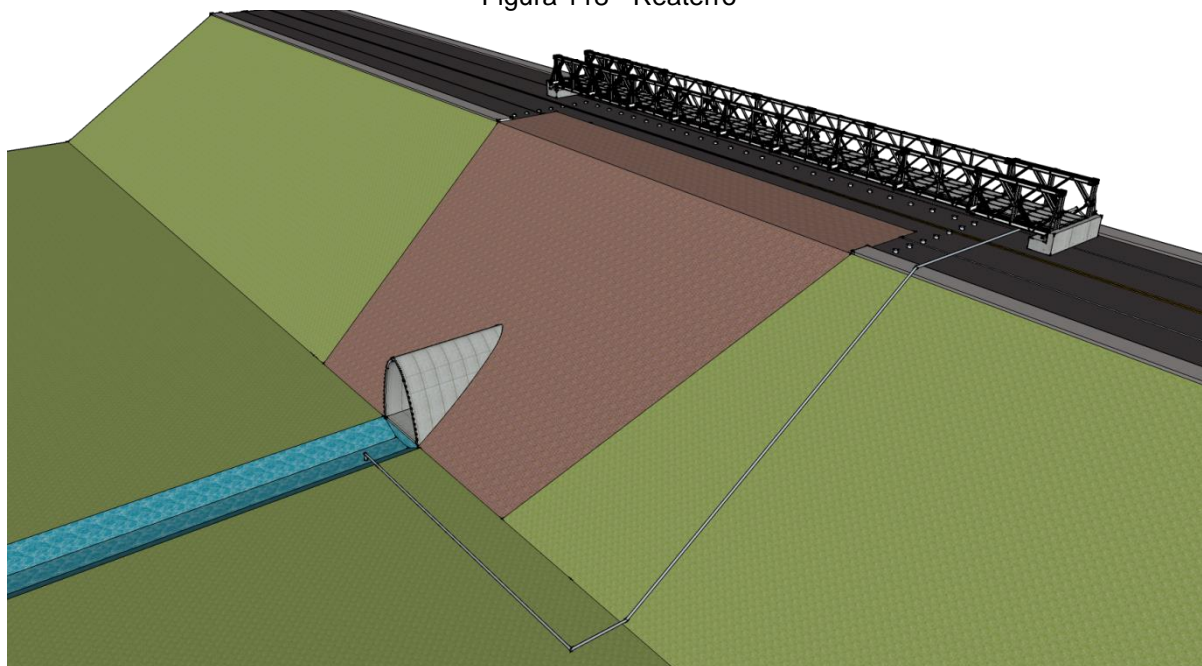
No que se refere à interferência dessa atividade com as contenções provisórias, duas considerações devem ser feitas. Em primeiro lugar, o corte das contenções deve permitir um mínimo de 3 m entre sua base e as estruturas permanentes. Busca-se assim, permitir a circulação dos equipamentos, essenciais para boa produtividade – crucial para um baixo tempo de recuperação. Em segundo lugar, no contato da contenção e do reaterro, deve ser garantida interface adequada, para evitar a formação de um mecanismo de ruptura de deslizamento nessa superfície. Tal aderência deve ser garantida, por exemplo, por meio de edentações (degraus) executadas na superfície da contenção.

Quanto a interferências com as estruturas permanentes, é necessário garantir que a compactação não resulte esforços excessivos na cobertura do bueiro. Isso é, pode ser necessário compactar manualmente as camadas iniciais sobre o bueiro até que exista cobertura de solo suficiente para distribuir as cargas do equipamento. Adicionalmente ou alternativamente, podem ser dispostas escoras sob a cobertura do bueiro para transferir cargas durante o reaterro.

Por fim, destaca-se que, dada a locação da ponte Bailey – na lateral íntegra do aterro – sua interferência com os equipamentos deverá ser mínima, não sendo necessário interromper sua operação.

A Figura 118 ilustra as obras durante a execução do reaterro.

Figura 118 - Reaterro



Fonte: própria

Como desenvolvido em 8.7.5, é recomendado ainda a execução de bermas ao longo dos taludes permanentes, para incrementar a segurança geotécnica da obra. Isso posto, apesar de tal obra poder ser executada com relativa independência da recuperação, a mobilização de máquinas e equipes para o reaterro pode ser aproveitada para executar tais atividades.

8.8.4. Proteção das Margens

As obras de proteção de margens visam mitigar os efeitos que causaram a ruptura, evitando recorrência da falha. A solução adotada engloba o revestimento das margens e do fundo a jusante com gabião caixa.

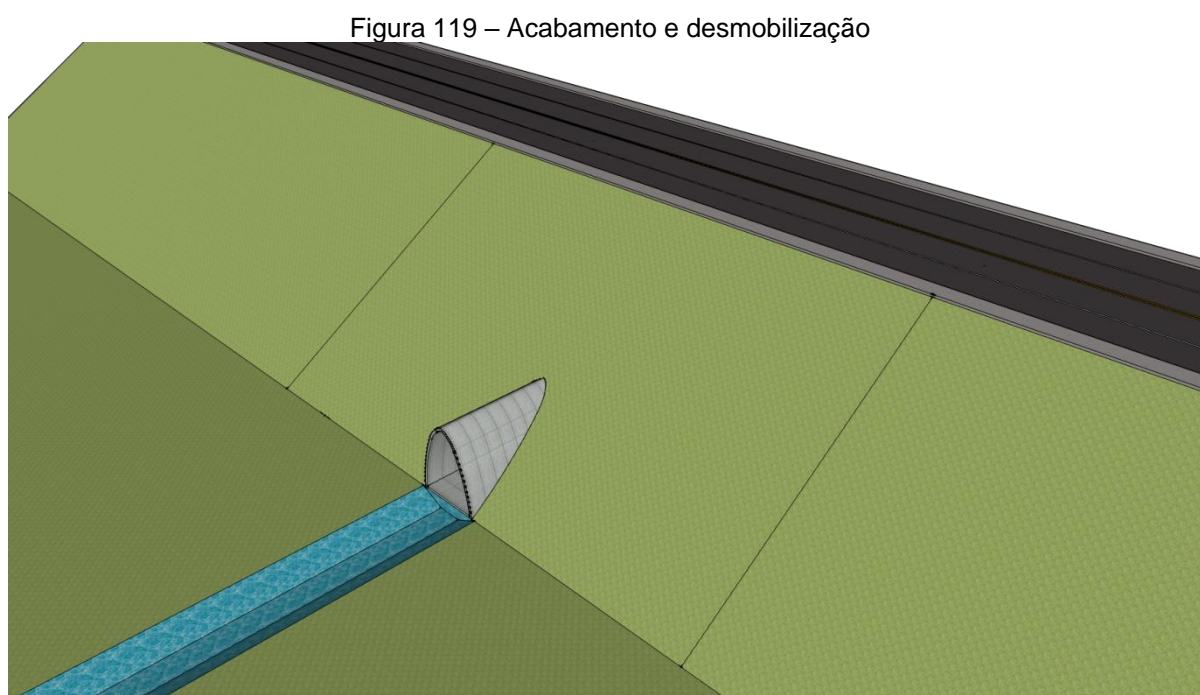
É importante notar que essas obras apresentam baixa interferência com a execução das contenções, estruturas e reaterro, podendo ser iniciadas imediatamente após o desvio do fluxo d'água. Sua execução deve dar-se, pois, paralelamente às referidas atividades.

8.8.5. Acabamento e Desmobilização

Nessa etapa, grande parte das obras está concluída. A ponte Bailey deve ser desmontada adequadamente, para que suas peças possam ser recolhidas,

transportadas e estocadas para um uso futuro. No trecho da ruptura deve ser efetuada a pavimentação, devidamente integrada com os trechos íntegros. Possíveis fissuras abertas no asfalto devem ser seladas, para evitar agravamento de seus efeitos. Recomenda-se o plantio de grama sobre a superfície reaterrada, contribuindo para o desempenho do aterro. Por fim, a sinalização da interdição é removida e a operação normal pode ser reestabelecida.

A Figura 119 ilustra a conclusão das obras de recuperação.

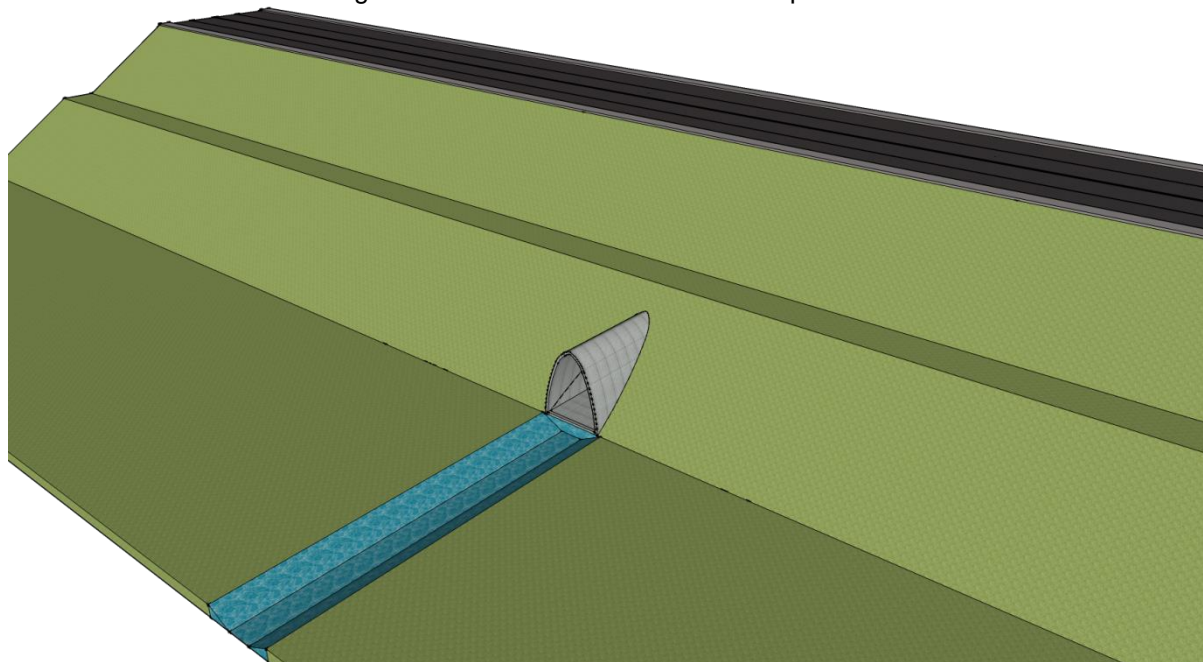


Fonte: própria

8.8.6. Implantação Opcional de Bermas de Estabilidade

Nas seções 8.6.1.1 e 8.4 desenvolveu-se que a segurança geotécnica do aterro principal é insatisfatória, ainda que não crítica ou causadora da ruptura do presente estudo de caso. Isso posto, considera-se uma boa oportunidade para implantação de bermas de estabilização o momento da recuperação, devido à mobilização de equipamentos. Prevendo a devida integração com edentações, bermas seriam implantadas nos taludes, a montante e a jusante, ao longo do aterro. A Figura 120 apresenta esta etapa da recuperação.

Figura 120 – Bermas de estabilidade opcionais



Fonte: própria

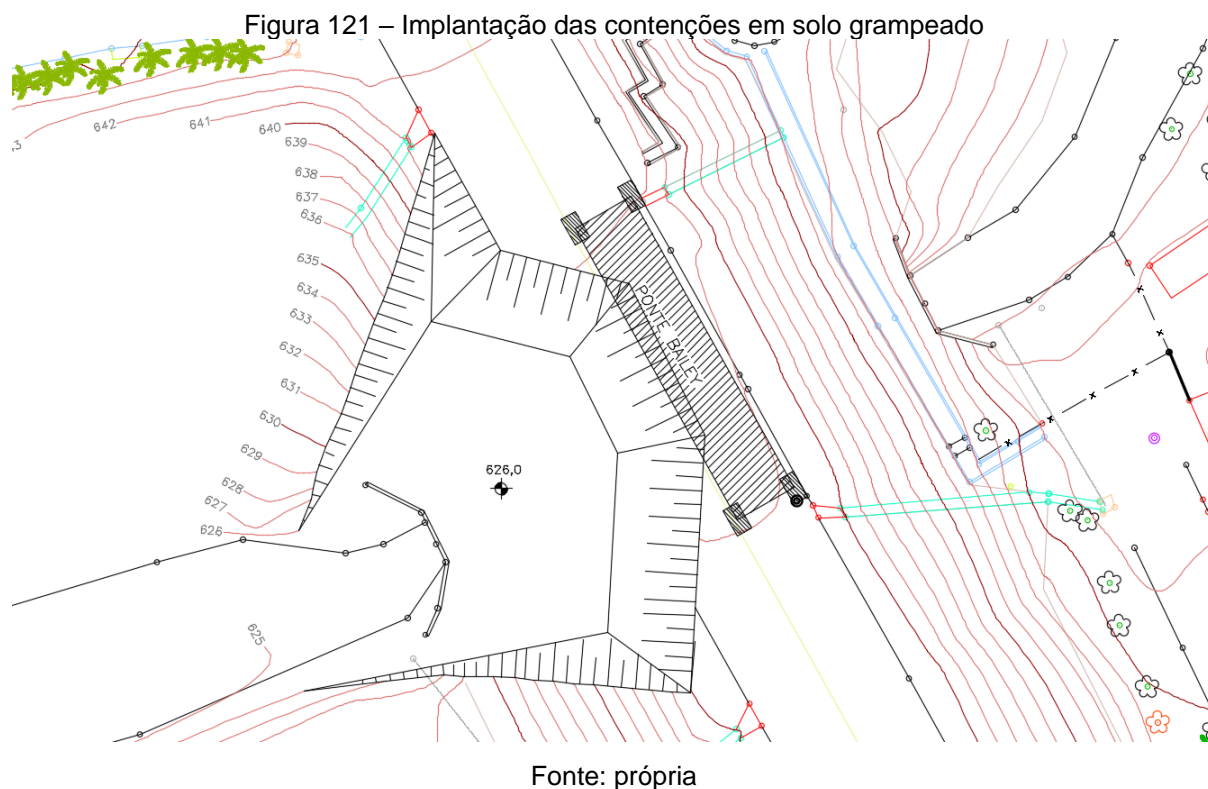
8.9. Locação das Obras de Recuperação

A obra de recuperação conta com diversos elementos principais cuja locação deve ser definida. Dentre eles destacam-se a ponte provisória e as contenções de solo grampeado. Essa seção discute os critérios empregados para cada uma dessas implantações.

8.9.1. Implantação das Contenções em Solo Grampeado

Especialmente, a contenção em solo grampeado deve garantir o espaço necessário para a implantação do canteiro de obras a jusante do aterro em terreno plano. Além disso, deve garantir um afastamento mínimo de 3 m das estruturas de concreto para permitir a circulação de equipamentos de compactação, garantindo produtividade no reaterro. Adicionalmente, sabe-se que os taludes da contenção possuem a declividade de 1H:2V, prescrita em seu dimensionamento na seção 8.10.3.

Aplicadas as restrições supracitadas com a meta de reduzir a área da contenção e o volume de aterro, é possível obter o lugar geométrico de seus elementos. A Figura 121 apresenta os resultados da locação. Destaca-se que por simplicidade não foi representado o desvio do curso d'água.



8.9.1. Implantação da Ponte Provisória Modular

Uma vez locada a contenção, deve ser locada a ponte provisória modular de maneira compatível. Ainda que a ponte seja implantada antes da contenção, deve ser posicionada de forma a acomodar as possíveis interações e interferências entre ambos elementos.

A primeira restrição refere-se a aspectos construtivos. Considerou-se pertinente, nesse sentido, que qualquer ponto das fundações da ponte provisória deveria distar um mínimo de 1,5 m da linha da crista da contenção. Visa-se assim, evitar interferências com o equipamento de corte e facilitar a montagem e desmontagem da ponte.

A segunda restrição refere-se à segurança e à estabilidade da ponte e da contenção. As hipóteses de projeto e de execução da obra supuseram que os carregamentos das bases da ponte não afetam a contenção ou o talude na etapa da ruptura. Conceitualmente, isso será garantido com os grampos verticais sob as sapatas da ponte, agindo analogamente a estacas. Para exprimir tal critério geometricamente, utilizou-se a regra empírica de que as tensões verticais se

espalham em um maciço segundo o ângulo de atrito do material. Isso posto, em uma estimativa conservadora, assumiu-se que esse critério estaria atendido desde que a superfície de um tronco de pirâmide cuja face superior corresponde ao quadrilátero que circunscreve a base dos grampos verticais e as faces laterais tem declividade 3H:1V não intercepte a face da contenção ou a intercepte próxima a sua base.

As Figuras 122, 123, 124 e 125 representam cortes com as restrições supracitadas.

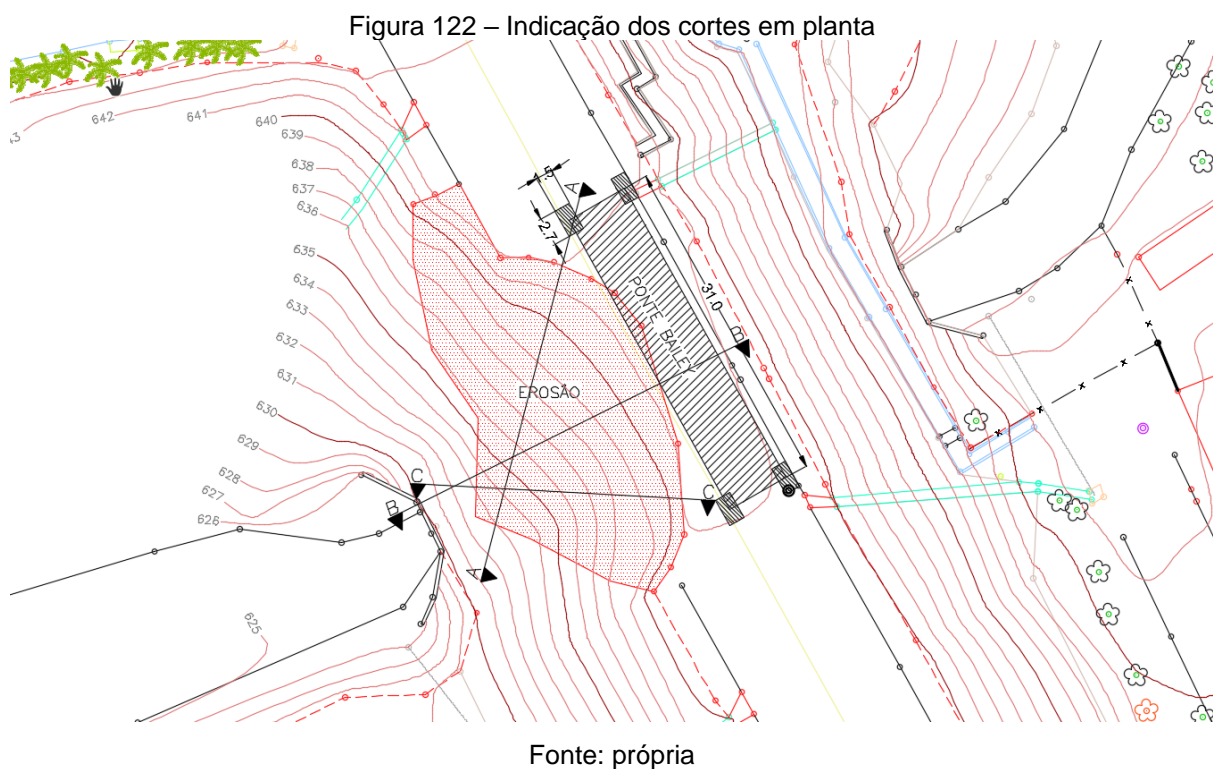
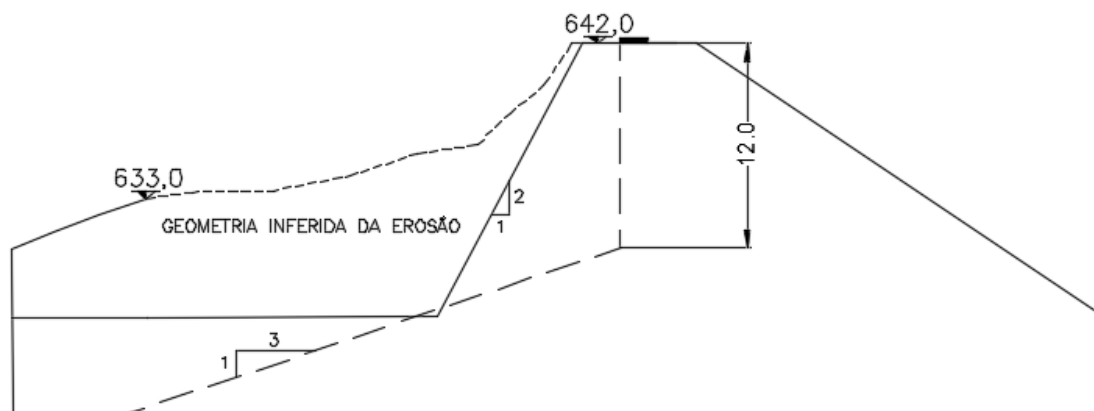


Figura 123 – Corte A

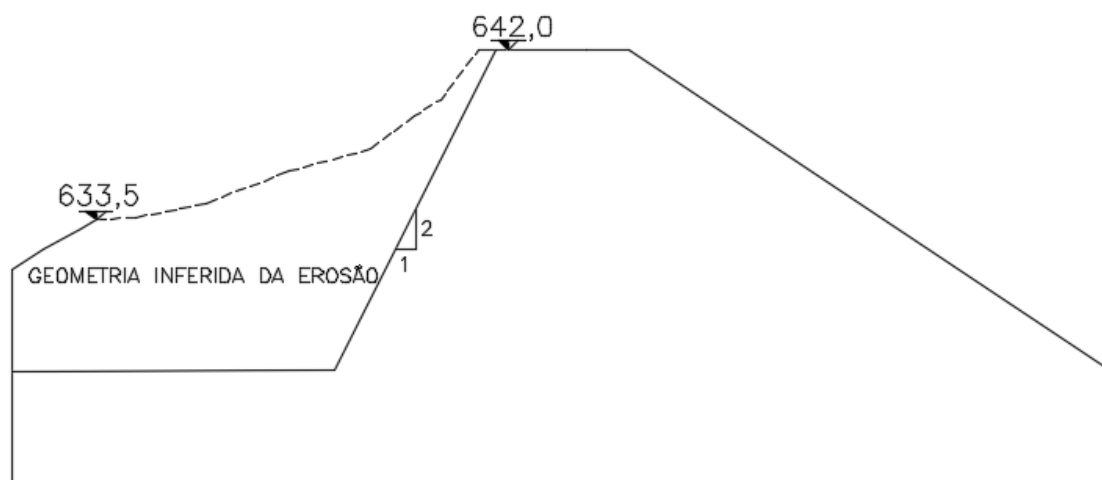
SEÇÃO A



Fonte: própria

Figura 124 – Corte B

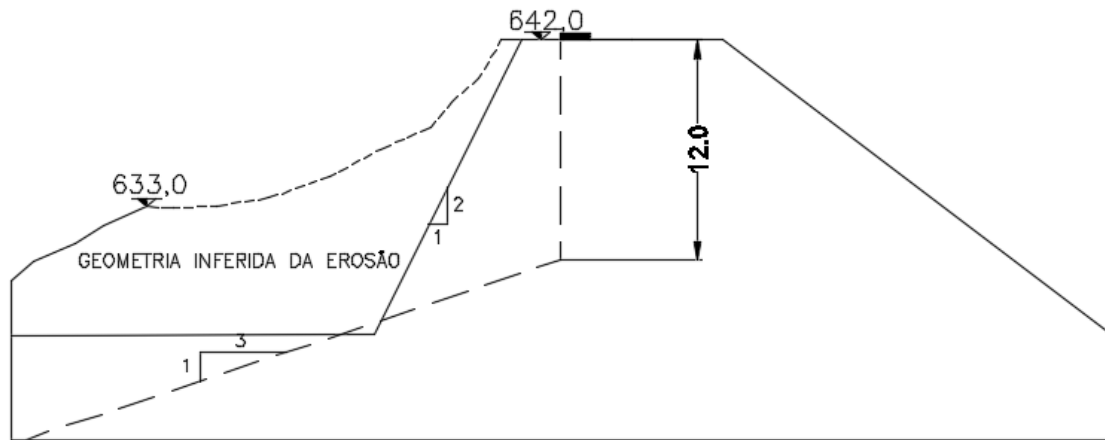
SEÇÃO B



Fonte: própria

Figura 125 – Corte C

SEÇÃO C

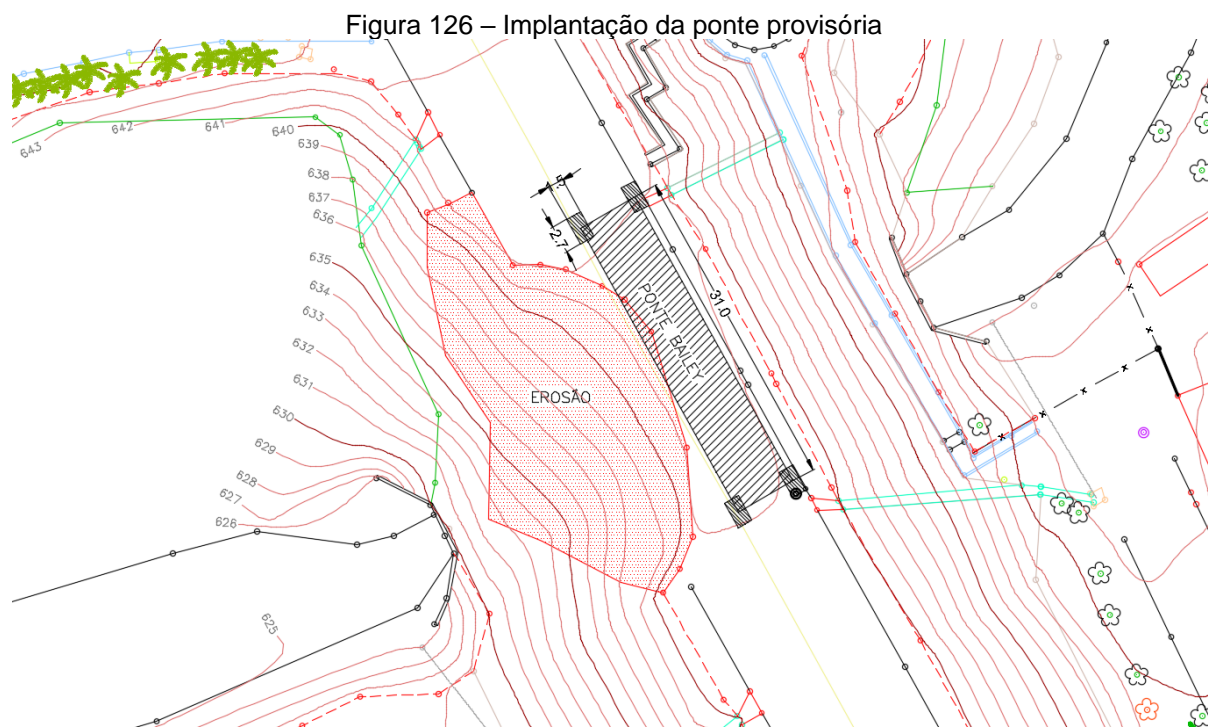


Fonte: própria

Nota-se que a restrição de espalhamento de tensões é atendida pois as linhas tracejadas interceptam a contenção muito próximas de sua base.

A terceira restrição refere-se à compatibilização com o tráfego. Isso é, a ponte deve estar devidamente alinhada com a pista de rolamento a ser mantida em operação.

Com essas restrições foi possível encontrar o lugar geométrico que conferia menor vão à ponte. A Figura 126 ilustra a solução adotada.



Fonte: própria

8.10. Concepção e Pré-Dimensionamento dos Elementos Permanentes da Solução de Recuperação

Como estabelecido na seção 7, a ponte provisória tem interface com diversas particularidades de cada obra de recuperação. Nesse sentido, a solução de recuperação proposta inclui diversos elementos permanentes, cuja performance e características não somente definem o dimensionamento e montagem da ponte provisória modular, mas também são cruciais no desempenho da recuperação.

Essa seção presta-se à avaliação quantitativa preliminar e pré-dimensionamento dos principais elementos permanentes da solução de recuperação estudada, a saber: seção hidráulica, proteção de margens e fundo, contenções provisórias e permanentes e estruturas.

Quando aplicável, as análises serão efetuadas tanto para a alternativa de solução proposta nesse trabalho quanto para àquela aplicada na realidade (galéria retangular dupla, dentre outros elementos).

8.10.1. Pré-Dimensionamento da Seção Hidráulica

Nesta seção serão avaliadas a solução proposta e a solução aplicada segundo a adequação da seção hidráulica às vazões de projeto. Como já estabelecido, a solução proposta envolve a manutenção da galeria original, e, portanto, de sua seção hidráulica.

A vazão que deve ser veiculada pela seção hidráulica estudada corresponde à vazão de pico para chuva intensa identificada nos estudos hidrológicos, conforme descrito em 8.3, isso é, $Q \approx 110 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para um pré-dimensionamento da seção, escopo do presente trabalho, considera-se que, como garantia de segurança, os bueiros foram projetados para trabalhar de maneira não afogada, isto é, considerou-se que o comportamento hidráulico em seu interior é dado pelo escoamento livre.

8.10.1.1. Galeria Retangular

De acordo com CHARBENEAU, HENDERSON e SHERMAN, 2006, o controle de entrada em um bueiro ocorre quando este é capaz de descarregar mais vazão do que a entrada aceita. A seção de controle de um bueiro operando sob controle de entrada está localizada justamente no início da seção de entrada, onde ocorre a altura crítica e o regime de escoamento imediatamente a jusante é supercrítico.

Considera-se, portanto, que apenas a altura de lâmina d'água na entrada e a configuração de entrada afetam o desempenho do escoamento no bueiro. Portanto, são importantes fatores: a profundidade da lâmina d'água na entrada, a área de entrada, o formato do bueiro e a configuração de beiradas da entrada.

Baseado nas suposições de que o escoamento crítico acontece próximo à entrada do bueiro e que a perda de carga entre a montante e a seção de controle seja desprezível, a Equação 25, retirada de CHARBENEAU, HENDERSON e SHERMAN, 2006 representa uma relação adimensional em que a altura a montante é considerada igual à altura do bueiro, representando um limite para que a galeria não afogue.

Equação 25

$$\frac{Q^2}{g * D^5} = C = 0.526$$

Sendo:

Q = vazão de projeto a passar pela galeria

g = gravidade

D = altura da galeria

C = parâmetro de vazão

Assim, foi feita uma verificação para ver se a situação da solução adotada na obra se adequava a essa formulação. Como há 2 galerias retangulares nesse caso, a vazão foi dividida por dois e foi aplicada a Equação 25 para uma vazão de $Q' = 55 \text{ m}^3/\text{s}$ para uma única galeria, para saber se a altura obtida resultaria próxima da altura real utilizada. Os parâmetros utilizados, bem como os resultados obtidos estão na Tabela 35.

Tabela 35 – Parâmetros e resultados para a Equação 25

Vazão de Projeto	Q	110	m^3/s
Vazão em 1 galeria retangular	Q'	55	m^3/s
Gravidade	g	9.81	m/s^2
Altura da seção	D	3.50	m
Parâmetro de Vazão	C	0.526	-
Altura da seção calculada	D'	3.58	m
Diferença	Delta_D	0.08	m

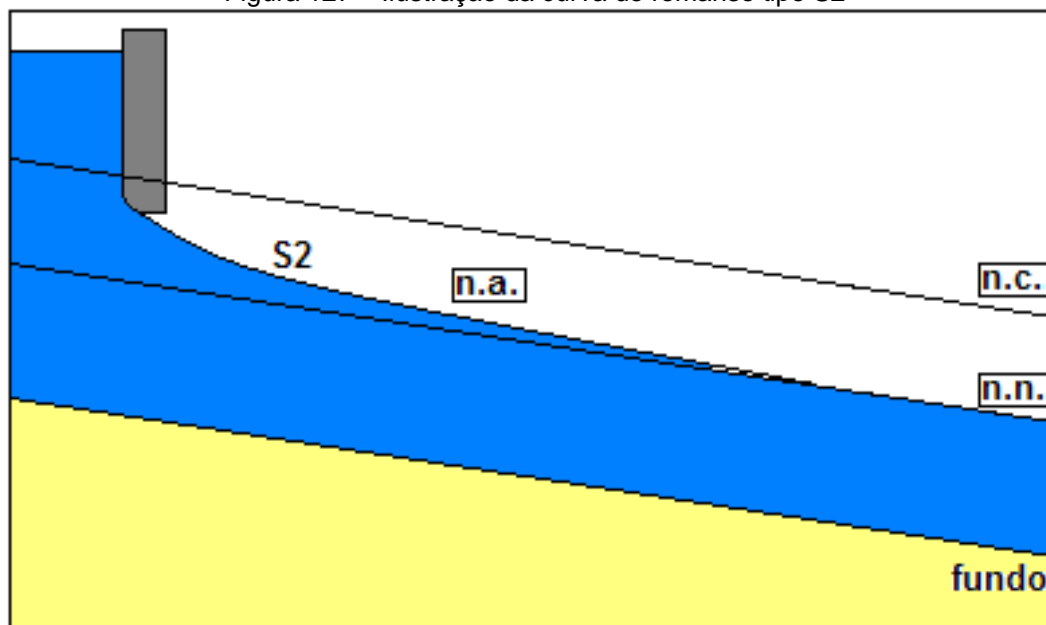
Fonte: própria

Portanto, como a diferença entre a altura obtida pela Equação 25 e a altura real da galeria foi considerada pequena, pode-se concluir que valem as suposições anteriores quanto ao funcionamento do bueiro, isto é, o nível d'água a montante pode ser considerado igual à altura do bueiro e a altura crítica ocorre na seção de entrada do mesmo.

Assim, partindo de uma altura de nível d'água igual à altura do bueiro de 3.5 m, forma-se uma curva de remanso tipo S2, Figura 127, que passa pela profundidade

crítica na entrada do bueiro e se estende até que seja atingida a profundidade normal do escoamento torrencial, onde o escoamento volta a ser uniforme.

Figura 127 – Ilustração da curva de remanso tipo S2



Fonte: (MARTINS e RAMOS, 2004)

Uma curva tipo S2 implica em alturas y_0 tal que $y_n < y_0 < y_c$ e declividades $j_0 > j_c$, sendo y_n a altura normal e y_c a altura crítica. Portanto, pode ser caracterizado como um remanso de declividade forte, “*steep slope*”, com escoamento supercrítico e de declividade de superfície negativa (MARTINS e RAMOS, 2004).

Posto isso, calculou-se a altura crítica Y_c pela Equação 26, que é a altura na seção de controle na entrada do bueiro.

$$y_c = 0.85 * D$$

Equação 26

A Tabela 36 contém o resultado da altura crítica, bem como os demais parâmetros do bueiro. O comprimento L da galeria foi retirado da topografia, o coeficiente de rugosidade foi adotado como $n = 0.013$, referente ao concreto e a declividade da galeria i foi considerada igual ao do ribeirão ao longo de sua bacia hidrográfica. Já o decréscimo de altura Δy foi adotado como 0.1 metros para estudar as alturas de lâmina d’água ao longo da galeria.

Tabela 36 – Parâmetros do bueiro retangular

Altura crítica	Y_c	3.0	m
Comprimento da galeria	L	50.00	m
Largura da seção	B	3.5	m
Coefficiente de rugosidade	n	0.013	-
Declividade do canal	i	0.008	m/m
Decréscimo de altura	Delta_y	0.1	m

Fonte: própria

De posse dessa altura e dos demais parâmetros do bueiro presentes na Tabela 36, foi possível elaborar uma planilha de cálculo para descobrir a altura da lâmina d'água e a velocidade na saída do bueiro.

Foram calculados, a área A, perímetro P, raio hidráulico R_h , velocidade V, carga específica H_e e declividade da linha d'água j de cada seção a cada 0.1 m de decréscimo de altura.

Com isso, calculou-se um $j_{\text{médio}}$, que foi utilizado para calcular um Δ_x , para saber onde aconteceria o nível d'água subsequente. Esse Δ_x foi acumulado a um X inicial igual a zero que representa o início da galeria. Assim, quando X resultasse igual a 50 m, saber-se-ia a altura da lâmina d'água na saída da galeria. A tabela de cálculo com todo esse procedimento está resumida na Tabela 37.

As fórmulas utilizadas para o cálculo de cada um destes parâmetros citados, que se encontram distribuídos nas colunas da Tabela 37, estão representadas desde a Equação 27 até a Equação 37.

A linha representada em verde na Tabela 37 refere-se à saída da galeria, pois resultou em $X = 50$ m. É possível perceber que a altura da lâmina d'água na saída do bueiro será de 2.5 m. Para ter certeza de que o regime do escoamento ainda é torrencial, prosseguiu-se o cálculo até que a declividade da linha d'água resultasse igual a declividade de fundo, achando assim a altura normal de 2.3 m, em que o escoamento passaria a ser uniforme (linha roxa da Tabela 37), mas isso aconteceria apenas a aproximadamente 250 metros após o fim da galeria, onde a seção da mesma não se mantém.

A velocidade de saída da galeria resultou em 6.3 m/s, parâmetro este que será fundamental para o pré-dimensionamento posterior de proteção de margens, devido ao escoamento permanecer torrencial, mesmo após a saída do bueiro.

Tabela 37 – Cálculo do nível d'água ao longo da galeria

Seção	y (m)	A (m ²)	P (m)	Rh (m)	V (m/s)	He (m)	Delta_H (m)	j (m/m)	j_médio (m/m)	i - j_médio (m/m)	Delta_x (m)	x (m)
1	3.0	10.41	9.45	1.10	5.3	4.397	0.001	0.0041	0.0043	0.0037	0.18	0.00
2	2.9	10.06	9.25	1.09	5.5	4.398	0.012	0.0045	0.0047	0.0033	3.58	0.18
3	2.8	9.71	9.05	1.07	5.7	4.409	0.024	0.0049	0.0052	0.0028	8.66	3.75
4	2.7	9.36	8.85	1.06	5.9	4.434	0.039	0.0054	0.0057	0.0023	16.96	12.41
5	2.6	9.01	8.65	1.04	6.1	4.473	0.038	0.0060	0.0062	0.0018	20.63	29.37
6	2.5	8.77	8.51	1.03	6.3	4.511	0.070	0.0064	0.0067	0.0013	55.92	50.00
7	2.40	8.42	8.31	1.01	6.5	4.581	0.093	0.0071	0.0075	0.0005	186.75	105.92
8	2.30	8.07	8.11	0.99	6.8	4.674	0.120	0.0079				292.67

Fonte: própria

$y_{n+1} = y_n - \Delta y$	Equação 27	$\Delta H_n = He_{n+1} - He_n$	Equação 33
$A_n = B * y_n$	Equação 28	$j_n = \frac{V_n^2 * n^2}{R_{hn}^{4/3}}$	Equação 34
$P_n = B + 2 * y_n$	Equação 29	$\bar{j} = \frac{j_n + j_{n+1}}{2}$	Equação 35
$R_{hn} = \frac{A_n}{P_n}$	Equação 30	$\Delta x = \frac{He_{n+1} - He_n}{i - \bar{j}}$	Equação 36
$V_n = \frac{Q'}{A_n}$	Equação 31	$x_{n+1} = x_n + \Delta x$	Equação 37
$He_n = y_n + \frac{V_n^2}{2 * g}$	Equação 32		

8.10.1.2. Galeria Parabólica

Para o cálculo da galeria de arco parabólico, valem as mesmas considerações utilizadas na galeria retangular, o valor da constante gira em torno do apresentado na Equação 25.

Assim, pode-se concluir que valem as suposições anteriores quanto ao funcionamento do bueiro, isto é, o nível d'água a montante pode ser considerado igual à altura do bueiro e a altura crítica ocorre na seção de entrada do mesmo.

Tomando as mesmas considerações que no caso da galeria retangular, mas agora com uma outra altura de entrada de 5 metros e uma configuração de bueiro diferente, Tabela 38, elaborou-se uma planilha de cálculo para descobrir a altura da lâmina d'água e a velocidade na saída do bueiro.

Tabela 38 - Parâmetros do bueiro parabólico

Altura crítica	Yc	4.30	m
Comprimento da galeria	L	50.00	m
Largura da seção	B	5.0	m
Coefficiente de rugosidade	n	0.013	-
Declividade do canal	i	0.008	m/m
Decréscimo de altura	Delta_y	0.1	m

Fonte: própria

Foi utilizado o mesmo procedimento de cálculo citado para a galeria retangular. A tabela de cálculo com todo esse procedimento está resumida na Tabela 39.

Tabela 39 - Cálculo do nível d'água ao longo da galeria parabólica

Seção	y (m)	A (m ²)	P (m)	Rh (m)	V (m/s)	He (m)	elta_He (m)	j (m/m)	nédio (m/)	médio (m)	Delta_x (m)	x (m)
1	4.3	15.79	14.19	1.113	6.96	6.772	0.038	0.0071	0.0072	0.0008	46.21	0
2	4.2	15.6	13.95	1.118	7.05	6.734	0.032	0.0072	0.0073	0.0007	46.49	46.21
3	4.1	15.39	13.72	1.122	7.15	6.702	0.025	0.0074	0.0075	0.0005	48.63	92.7
4	4	15.18	13.49	1.125	7.25	6.678	0.017	0.0076	0.0077	0.0003	56.22	141.34
5	3.9	14.95	13.26	1.127	7.36	6.66	0.009	0.0078	0.0079	0.0001	120.45	197.55
6	3.8	14.71	13.03	1.129	7.48	6.651	6.651	0.008				318.01

Fonte: própria

As fórmulas utilizadas para o cálculo de cada um destes parâmetros citados, que se encontram distribuídos nas colunas da Tabela 39, estão representadas desde a Equação 27 até a Equação 37, isto é, as mesmas equações utilizadas para a galeria

retangular, com exceção da Equação 28 e Equação 29, que serviam apenas para cálculo de área e perímetro molhado de seções retangulares. Neste caso, os perímetros e áreas molhadas da parábola foram obtidos por integração analítica da equação da parábola com auxílio do aplicativo online Wolfram Alpha.

A linha representada em verde na Tabela 39 refere-se às proximidades de saída da galeria, pois resultou em $X = 46 \text{ m} \sim 50 \text{ m}$. É possível perceber que a altura da lâmina d'água na saída do bueiro será de aproximadamente 4.2 m.

Para ter certeza de que o regime do escoamento ainda é torrencial, prosseguiu-se o cálculo até que a declividade da linha d'água resultasse igual à declividade de fundo, achando assim a altura normal de 3.8 m, em que o escoamento passaria a ser uniforme (linha roxa da Tabela 39), mas isso aconteceria apenas a aproximadamente 250 metros após o fim da galeria, onde a seção da mesma não se mantém.

A velocidade de saída da galeria resultou em aproximadamente 7 m/s, parâmetro este que será fundamental para o pré-dimensionamento posterior de proteção de margens, devido ao escoamento permanecer torrencial, mesmo após a saída do bueiro.

8.10.2. Pré-Dimensionamento da Proteção das Margens e do Fundo

Visando a proteção das margens e do fundo para evitar que o fenômeno da erosão regressiva ocorra novamente, optou-se pelo uso de gabião. Na forma de colchões de gabião (colchão Reno - marca comercial) ou até gabião caixa (de maior espessura), que são os elementos de revestimento flexível mais empregados em obras fluviais devido à suas vantagens técnicas em relação aos revestimentos lançados.

Os gabiões tipo colchão, constituídos de caixa formada por tela metálica, revestida ou não, e enchimento de pedra, quando comparados ao revestimento tradicional de enrocamento lançado, tem a vantagem de exigirem espessura menor, pedras de menores dimensões e menor consumo de material. Sua segurança, no entanto, fica

condicionada à durabilidade das malhas metálicas que compõe as caixas (BRIGHETTI e MARTINS, 2001).

A verificação do revestimento em gabião tipo colchão/caixa é usualmente feita em termos de tensão de arraste, velocidade crítica e ação de ondas e deformações. Como no estudo de caso em questão o escoamento na saída da galeria ainda se encontra em regime torrencial, como mostrado em 8.10.1, é válida apenas a verificação por velocidade crítica/limite.

Portanto, basta recorrer a Figura 128 e escolher um tipo de gabião que atenda a velocidade na saída da galeria parabólica de, aproximadamente, 7 m/s. Como essa é uma velocidade considerada alta, foi escolhido o gabião caixa que possui velocidade limite maior do que 7 m/s, entre 7.6 e 8 m/s.

Figura 128 – Revestimento de gabião: colchão e caixa – dimensões típicas

Tipo	Espessura m	Pedras de enchimento		Velocidade crítica m/s	Velocidade limite m/s
		Dimensões mm	d_{30} m		
Colchões Reno	0,15 a 0,17	70 a 100	0,085	3,5	4,2
		70 a 150	0,110	4,2	4,5
	0,23 a 0,25	70 a 100	0,085	3,6	5,5
		70 a 150	0,120	4,5	6,1
	0,30	70 a 120	0,100	4,2	5,5
		100 a 150	0,125	5,0	6,4
Gabiões	0,50	100 a 200	0,150	5,8	7,6
		120 a 250	0,190	6,4	8,0

Fonte: (BRIGHETTI e MARTINS, 2001) apud. (MACCAFERRI, 2009)

Assim, usar-se-á o gabião caixa de espessura igual a 0.5 metros, com pedras de dimensões de 100 a 200 mm, $d_{50} = 0.15$ mm, velocidade crítica de 5.8 m/s e velocidade limite de 7.6 m/s.

Posto isso, deve-se atentar para o fato de que a velocidade média na seção é bem maior do que a velocidade crítica, o que pode acarretar movimentação de pedras no interior da caixa de gabião. Entretanto, a velocidade média na seção ainda é menor do que a velocidade limite, que é a velocidade aceitável, mas que já se admite modestas deformações das pedras do gabião caixa.

A rigor, deveria ser dimensionado também um dissipador a jusante da galeria, utilizando-se, por exemplo, um degrau do próprio gabião caixa. Isso ocasionaria o rebaixamento do nível da bacia, obtendo-se assim a profundidade necessária para que ocorra a dissipação necessária de energia de modo devolver o escoamento do leito ao regime fluvial, preservando sua estabilidade de fundo e margens.

Com o retorno do leito para a condição de escoamento fluvial a jusante, poderia se utilizar o método de verificação por tensões de escoamento. Assim, para eventual uso em uma situação como essa ou apenas de maneira didática e para orientar futuros trabalhos, foi desenvolvida também, a seguir, a verificação passo a passo do comportamento do colchão de gabião baseado nas tensões de escoamento pelas etapas propostas por (BRIGHETTI e MARTINS, 2001) de acordo com o Manual Técnico da Maccaferri (MACCAFERRI, 2009).

8.10.2.1. Seleção do Tipo de Colchão

Iniciou-se o pré-dimensionamento pela seleção do tipo de colchão de acordo com a Figura 128. Os parâmetros que eram necessários para os cálculos foram extraídos e compilados na Tabela 40.

Tabela 40 – Parâmetros do tipo de colchão escolhido

Diâmetro 90%	D90 (m)	0.200
Diâmetro Médio	Dm = D50 (m)	0.150
Rugosidade do Colchão	n	0.029
Espessura	t (m)	0.50

Fonte: própria

Assim, o diâmetro médio D50 e a espessura “t” puderam ser expressamente retirados da Figura 128. Já a rugosidade do colchão “n” foi calculada pela Equação 38 em função do diâmetro D90, isto é, o diâmetro da partícula que passa em peso 90% do material em uma análise granulométrica. Por não possuir dados com relação ao valor exato deste diâmetro, ele foi assumido como igual ao D100, ou seja, igual ao valor do maior diâmetro das pedras de enchimento que poderiam estar nessa categoria de colchão Reno.

$$n = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}$$

8.10.2.2. Características Geométricas da Seção

De posse desses dados, realizou-se uma verificação, através da equação de Manning, Equação 39, da qual sairia a altura do nível d'água "y" e consequente largura do canal na superfície "B" que possibilitasse ao atendimento da vazão de projeto determinada em 8.3.4. Para isso, foram considerados como dados, estimados a partir da topografia, a largura da base do canal "b", a declividade do talude das margens, sendo 1 na vertical e "z" na horizontal, portanto 1 (V) : 2 (H), a declividade do canal "S" e o coeficiente de rugosidade de Manning calculado anteriormente pelo diâmetro do colchão de gabião.

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * S^{1/2}$$

Fez-se o uso da ferramenta Solver do Excel para cálculo dos demais parâmetros, variando a altura do nível d'água e fixando a vazão em 110 m³/s. Os resultados encontram-se na Tabela 41.

Tabela 41 – Parâmetros para aplicação da fórmula de Manning

Largura da base do trapézio	b (m)	10.00
Altura do nível d'água	y (m)	2.00
Declividade do talude	z	2.0
Largura do canal na superfície	B (m)	17.98
Área molhada	A (m ²)	27.9
Perímetro molhado	P (m)	18.9
Raio hidráulico	Rh (m)	1.48
Declividade do canal	S (m/m)	0.008
Coeficiente de rugosidade de Manning	n	0.029
Velocidade média	V (m/s)	3.94
Vazão	Q (m ³ /s)	110.0

Fonte: própria

Com os parâmetros geométricos do canal determinados, o próximo passo é a verificação da tensão de arraste de fundo e das margens.

8.10.2.3. Verificação das Tensões de Arraste

(vii) De Fundo

A tensão de arraste de fundo, “Tau_b” foi calculada pela Equação 40. Esta deve ser menor que a tensão crítica de arraste, “Tau_c”, dada pela Equação 41, na condição limite, Equação 42. A tensão crítica de arraste deve ser multiplicada por um coeficiente de segurança, “CS”, de 1.2, referente a uma tolerância de 20% que representa um movimento tolerável nas pedras de enchimento em situações em que há um controle das deformações no gabião de acordo com (TOMAZ, 2010). Entretanto, a tensão de arraste de fundo, como uma ação solicitante também deve ser majorada de em coeficiente de segurança igual a “CS” de 1.2.

$$\tau_b = \gamma * R_h * S$$

Equação 40

$$\tau_c = 0.10 * (\gamma_s - \gamma) * D_m$$

Equação 41

$$CS * \tau_b \leq CS * \tau_c$$

Equação 42

Os parâmetros utilizados para o cálculo dessas grandezas, bem como seus resultados estão expressos na Tabela 42.

Tabela 42 – Verificação da tensão de arraste de fundo

Tensão de Arraste no Fundo	Tau_b (N/m ²)	115.65	
Peso específico da água	Gama (N/m ³)	9800	
Declividade do canal	S (m/m)	0.008	
Raio hidráulico	Rh (m)	1.48	
Tensão Crítica de Arraste	Tau_c (N/m ²)	258	
Coeficiente de Shields	C*	0.1	colchão Reno
		0.047	rip-rap
Peso específico das pedras	Gama_s (N/m ³)	27000	
Peso específico da água	Gama (N/m ³)	9800	
Diâmetro Médio	Dm = D50 (m)	0.15	
Coeficiente de Segurança	CS	1.2	
1.2 * Tensão de arraste de fundo	CS * Tau_c (N/m ²)	138.78	
1.2 * Tensão crítica de arraste de fundo	CS * Tau_c (N/m ²)	309.6	
1.2 * Tau_b < 1.2 * Tau_c	OK		

Fonte: própria

Sendo que o parâmetro do Coeficiente de Shields, “C*” utilizado foi de 0.10 correspondente ao colchão Reno e o peso específico das pedras. “Gama_s” foi adotado como 27000 N/m³, sendo o peso específico das rochas do material de enchimento.

(viii) De Margem

O mesmo procedimento vale para a verificação das tensões de arraste de margem. Em que a tensão de arraste nas margens, “Tau_m”, Equação 43, deve ser menor que a tensão crítica de arraste nas margens, “Tau_s”, Equação 44, na condição limite, Equação 45, valendo as mesmas observações quanto aos coeficientes de segurança.

$$\tau_m = 0.75 * \tau_b = 0.75 * \gamma * R_h * S$$

Equação 43

$$\tau_s = \tau_c * \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \varphi}}$$

Equação 44

Equação 45

$$CS * \tau_m \leq CS * \tau_s$$

Os parâmetros utilizados para o cálculo dessas grandezas, bem como seus resultados estão expressos na Tabela 43.

Tabela 43 - Verificação da tensão de arraste de margem

Tensão de Arraste na Margem	Tau_m (N/m ²)	86.74
Tensão Crítica de Arraste na Margem	Tau_s (N/m ²)	188.77
Ângulo de Atrito do Material Confinado Submerso	Fi (graus)	41
Ângulo de Inclinação do Talude	Theta (graus)	26.6
Coeficiente de Segurança	CS	1.2
1.2 * Tensão de arraste de margem	CS * Tau_s (N/m ²)	104.09
1.2 * Tensão crítica de arraste de margem	CS * Tau_s (N/m ²)	226.52
1.2 * Tau_m < 1.2 * Tau_s	OK	

Fonte: própria

8.10.2.4. Velocidade Admissível

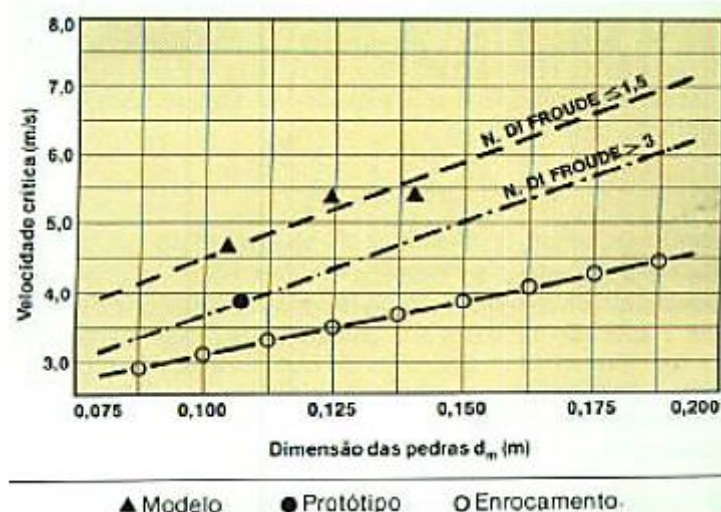
Faz-se necessário o cálculo da velocidade crítica admissível para saber qual a velocidade suportada pelo revestimento com segurança sem haver movimentação de pedras no interior do colchão. Se a velocidade da água no canal for igual a velocidade crítica, começa o movimento das pedras dentro do colchão Reno (TOMAZ, 2010).

Para tanto, necessita-se calcular o número de Froude, de acordo com a Equação 46. Assim, a partir da Figura 129 que expressa uma relação entre o número de Froude, o diâmetro médio das pedras e a velocidade crítica, pode-se determinar graficamente esta última a partir das 2 primeiras variáveis que são conhecidas. Os resultados estão expressos na Tabela 44.

Equação 46

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * R_h}}$$

Figura 129 - Relação: número de Froude x diâmetro médio das pedras x velocidade crítica



Fonte: (BRIGHETTI e MARTINS, 2001)

Tabela 44 – Parâmetros para cálculo da velocidade crítica

Número de Froude	F	1.04
Velocidade média	V (m/s)	3.94
Raio hidráulico	Rh (m)	1.48
Gravidade	g (m/s ²)	9.81
Velocidade Crítica	Vc (m/s)	6.0

Fonte: própria

Portanto a velocidade crítica encontrada graficamente coincide com aquela da Figura 128, correspondente a categoria de colchão Reno escolhida. Deve-se atentar para o fato de que a velocidade média na seção é maior do que a velocidade crítica, o que pode acarretar movimentação de pedras no interior do colchão. Entretanto, a velocidade média na seção ainda é menor do que a velocidade limite, que é a velocidade aceitável, mas que já se admite modestas deformações das pedras do colchão Reno.

8.10.2.5. Velocidade no Contato Colchão-Solo

Deve-se verificar também se a velocidade no contato colchão-solo, “Vb” não ultrapassa a velocidade admissível do material de base, “Ve”. Essas grandezas podem ser calculadas pela Equação 47 e Equação 48, respectivamente. Os parâmetros usados para cálculo bem como os resultados obtidos estão na Tabela 45.

Equação 47

$$V_b = \frac{1}{n_f} * \left(\frac{D_m}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Equação 48

$$V_e = 16.1 * D_m^{1/2}$$

Tabela 45 - Parâmetros para verificação da velocidade no contato colchão-solo

Velocidade Admissível do Material de Base	Ve (m/s)	6.2	
Diâmetro Médio	Dm = D50 (m)	0.150	
Velocidade no Contato Colchão-Solo	Vb (m/s)	0.80	
Coefficiente de Rugosidade de Manning	nf	0.02	geotêxtil / nenhum filtro
		0.025	filtro de cascalho
Diâmetro Médio	Dm = D50 (m)	0.150	
Declividade do canal	S (m/m)	0.008	
Vb < Ve	OK		

Fonte: própria

Sendo que o coeficiente de rugosidade de Manning que foi usado nessa interface, “nf”, foi adotado como 0.02, considerando o uso de um geotêxtil.

8.10.2.6. Controle das Deformações

Para verificação do controle das deformações, faz-se necessário o cálculo do Coeficiente Eficaz de Shields tanto do fundo, “C*”, como da margem, “C*m”. Ambos podem ser obtidos pela Equação 49 e pela Equação 50, respectivamente, que são análogas. Assim, deve-se utilizar esses coeficientes para determinar graficamente o parâmetro de deformação “Delta_z / Dm” pela Figura 130.

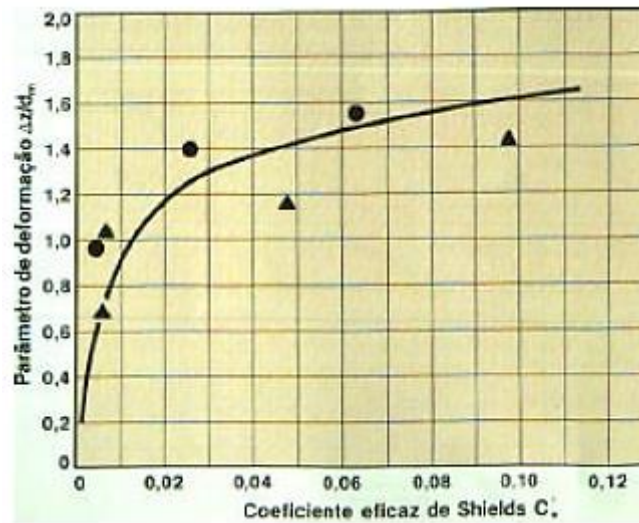
Equação 49

$$C'_* = \frac{\tau_b - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma) * D_m}$$

Equação 50

$$C'_{*m} = \frac{\tau_m - \tau_s}{(\gamma_s - \gamma) * D_m}$$

Figura 130 – Relação: parâmetro de deformação x coeficiente eficaz de Shields



Fonte: (BRIGHETTI e MARTINS, 2001)

De posse dos parâmetros de deformação, é possível verificar se eles atendem a condição limite da Equação 51, tanto para a margem quanto para o fundo.

Equação 51

$$\frac{\Delta z}{D_m} \leq 2 * \left(\frac{t}{D_m} - 1 \right)$$

Os parâmetros usados para cálculo bem como os resultados obtidos estão sintetizados na Tabela 46.

Tabela 46 – Verificação do controle das deformações

Coeficiente Eficaz de Shields de Fundo	C^*'	-0.055
Tensão de Arraste no Fundo	τ_b (N/m ²)	115.65
Tensão Crítica de Arraste	τ_c (N/m ²)	258
Peso específico da água	γ_a (N/m ³)	9800
Peso específico das pedras	γ_s (N/m ³)	27000
Diâmetro Médio	$D_m = D_{50}$ (m)	0.15
Coeficiente Eficaz de Shields de Margem	C^*_m	-0.04
Tensão de Arraste na Margem	τ_m (N/m ²)	86.74
Tensão Crítica de Arraste na Margem	τ_s (N/m ²)	188.77
Peso específico da água	γ_a (N/m ³)	9800
Peso específico das pedras	γ_s (N/m ³)	27000
Diâmetro Médio	$D_m = D_{50}$ (m)	0.15
Parâmetro de Deformação de Fundo	Δ_z / D_m	0
Parâmetro de Deformação de Margem	Δ_z / D_m	0
$2 * (t/D_m - 1)$		4.67
Espessura	t (m)	0.5
Diâmetro Médio	$D_m = D_{50}$ (m)	0.15
Fundo: $\Delta_z / D_m \leq 2 * (t/ D_m - 1)$	OK	
Margem: $\Delta_z / D_m \leq 2 * (t/ D_m - 1)$	OK	

Fonte: própria

Portanto, tanto o fundo como a margem estão com as suas deformações sobre controle. De fato, é possível comprovar isso, pois a velocidade não excede a velocidade limite como checado anteriormente.

8.10.2.7. Verificação da ação de ondas

Como última verificação, seria necessário checar a espessura necessária de proteção para proteger as margens do efeito de ondas geradas, principalmente, por embarcação. Entretanto, por se tratar de um ribeirão não navegável, essa verificação não se faz necessária, ficando assim verificada a proteção das margens e leitos quanto a ação do escoamento apenas.

8.10.3. Pré-Dimensionamento das Contenções em Solo Grampeado

Essa seção apresenta os cálculos relativos ao pré-dimensionamento das contenções provisórias em solo grampeado. Nesse sentido, buscou-se estabelecer qual a inclinação de talude bem como densidade, comprimento e inclinação de grampos que conferiria estabilidade satisfatória de maneira mais econômica.

8.10.3.1. Solução Adotada

A contenção em solo grampeado é prevista com inclinação 2V:1H e malha de grampos 1,2m x 1,2m (espaçamentos verticais e horizontais). Os grampos são inclinados de 10° sub-horizontais para facilitar sua execução, com bainha de 0,10m e grampos de aço CA50 de diâmetro 0,25mm.

A contenção será implantada no entorno de toda a ruptura, delimitando o canteiro de obras da recuperação.

8.10.3.2. Propriedades Geomecânicas dos Materiais

As propriedades geomecânicas dos estratos de solo são tomadas de maneira idêntica ao apresentado previamente na seção 8.4.1. Isso é, distinguem-se aterro e solo natural com as propriedades da Tabela 47.

Tabela 47 – Parâmetros Geomecânicos

Material	Peso Específico (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
Aterro	18	10	28
Solo Natural	18	5	30

Fonte: própria

8.10.3.3. Parâmetros de Resistência dos Grampos

As considerações quanto às propriedades dos grampos aplicados na contenção foram baseadas nas práticas comuns de projeto para esse tipo de obra. Devem ser estimados para projeto: a adesão linear dos reforços com o solo; a resistência à tração dos grampos; a capacidade das placas de ancoragem no paramento.

(i) Adesão linear

Primeiramente deve ser estimada a tensão máxima de adesão entre a argamassa que preenche as bainhas e o solo. Tal valor, naturalmente, depende de diversos e complexos fatores relativos tanto ao reforço quanto ao solo que o envolve. Entretanto, por simplicidade, em geral seu valor é estimado a partir de correlações com saídas de ensaios de investigação do subsolo, consideradas razoáveis para a estimativa.

Dentre as equações disponíveis, selecionaram-se as correlações de Ortigão e Springer, principalmente por receberem como input apenas o valor NSPT do solo reforçado, valor do qual se dispõe. As correlações são apresentadas nas equações que seguem.

- **Ortigão**

$$q_c = 50 + 7,5Nspt$$

Equação 52

- **Springer**

$$q_c = 45,12 \ln(Nspt) - 14,99$$

Equação 53

Onde q_c é a adesão máxima em kPa e $Nspt$ é o número de golpes SPT a cada 30cm.

Como o aterro onde os grampos se aderem é considerado homogêneo, para efeito de cálculo, foi necessário tomar um valor $Nspt$ médio. Tal valor foi fixado conservadoramente como 7. Os resultados são apresentados na Tabela 48.

Tabela 48 – Valores de q_c

	q_c (kPa)
Ortigão	102,5
Springer	72,80946593

Fonte: própria

A partir dos valores de q_c pode-se obter o valor da adesão linear de projeto dos grampos a partir da seguinte equação.

Equação 54

$$Ad_{lin} = \frac{q_c * \pi * D_b}{FS}$$

Onde Ad_{lin} é a adesão linear do reforço, D_b é o diâmetro da bainha e FS é o fator de segurança da adesão. Com o diâmetro imposto de 0,10m e o fator de segurança no valor de 2,0 devido às grandes incertezas da estimativa, obtém-se os resultados sintetizados na Tabela 49. O valor adotado foi tomado como aproximadamente a média das duas correlações.

Tabela 49 – Adesões lineares

	Adlin (kN/m)
Ortigão	16,1
Springer	11,4
Adotado	13,5

Fonte: própria

(ii) Resistência à tração dos reforços

Para a estimativa desse parâmetro supõe-se que apenas o aço dos grampos contribui para resistir à tração. Nesse sentido, estima-se o valor pela equação que segue.

Equação 55

$$F_T = \frac{f_y * A_s}{FS}$$

Onde F_T é a capacidade à tração do reforço, f_y a tensão de escoamento característica do aço CA50 da barra, A_s a seção transversal da barra e FS um fator de segurança adotado.

A prática de projeto usual em geral aplica um valor alto de FS devido à possibilidade da corrosão do aço e outras incertezas. Assim, adotou-se um FS alto, no valor de 1,8.

Segundo tais considerações, obteve-se uma capacidade à tração de $F_T = 135\text{kN}$ por grampo.

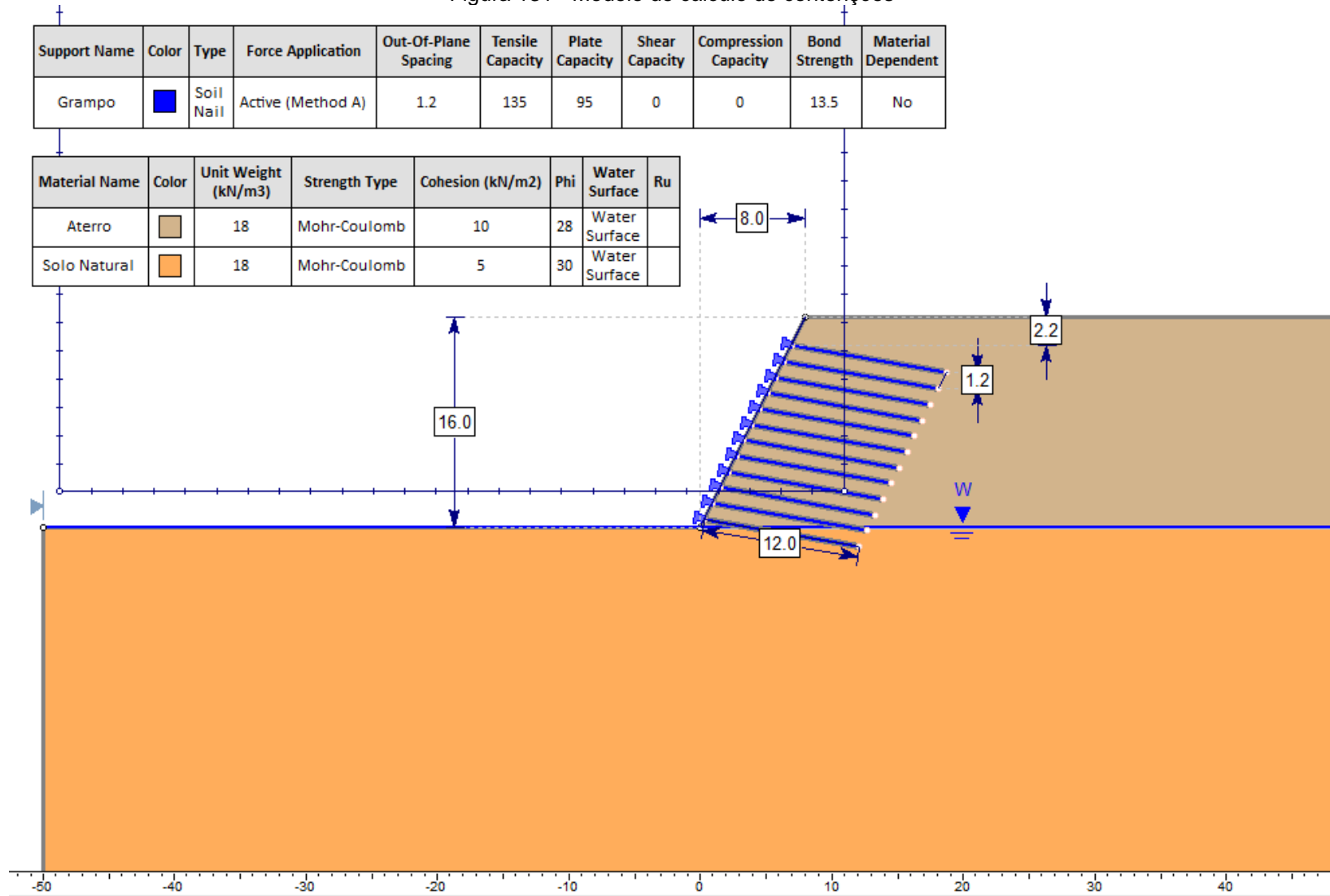
(iii) Resistência da ancoragem no paramento

Usualmente, para efeito de pré-dimensionamento, toma-se a resistência das placas de ancoragem como uma fração da resistência à tração dos grampos. No caso, supõe-se que as placas serão projetadas para resistir a 70% do valor de F_T . Isso é, têm-se $R_{\text{placa}} = 95\text{kN}$.

8.10.3.4. Modelo de Cálculo

A geometria do modelo de cálculo foi baseada em cortes e plantas do aterro e nas premissas de projeto. A seção estudada foi tomada longitudinalmente – direção crítica devido à continuidade do maciço, sem interrupção por talude na face oposta, como no caso transversal. A Figura 131 apresenta o modelo.

Figura 131 - Modelo de cálculo de contenções



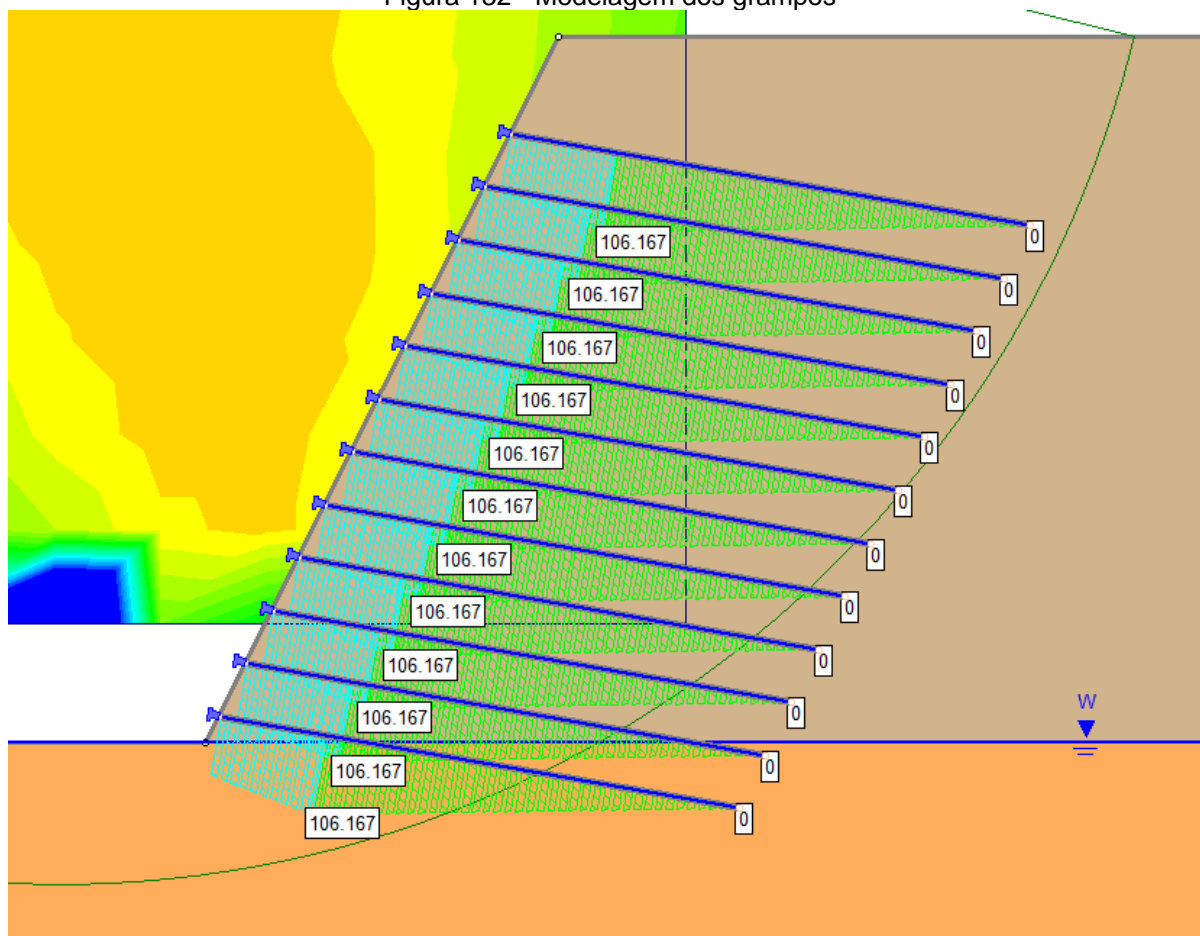
Fonte: própria

Não foi aplicada sobrecarga operacional pois supõe-se que todo o tráfego próximo a ruptura se dá sobre a ponte provisória. As cargas das fundações da ponte são supostas como transferidas praticamente em sua totalidade pelos grampos verticais, motivo pelo qual não foram consideradas relevantes para a presente análise. Ainda nesse sentido, os grampos verticais não foram considerados na análise, visando conservadorismo.

No que se refere ao nível d'água, foi locado coincidente com o nível do terreno. Assim, tem-se como premissa que o sistema de bombeamento e a ensecadeira previstos garantem que o nível d'água a jusante da ruptura não se eleve acima de tal plano. Naturalmente, tais sistemas devem ser dimensionados de acordo com tal meta.

Os grampos são supostos ancorados no paramento pelas placas de fixação e não ancorados em sua extremidade interna, uma vez que não é previsto bulbo de ancoragem. Sob essas premissas a resistência do grampo, é modelada como variando linearmente a partir de suas extremidades, partindo de R_{placa} no paramento e 0 na extremidade interior. Tais valores variam com gradiente máximo de Ad_{in} e são limitados superiormente por R_T até atingirem um valor igual máximo, no ponto onde a superfície de ruptura avaliada corta o reforço. A Figura 132 ilustra as características da modelagem para o caso onde os grampos têm sua resistência máxima mobilizada (gradiente de Ad_{in} partindo de ambas as extremidades).

Figura 132 - Modelagem dos grampos



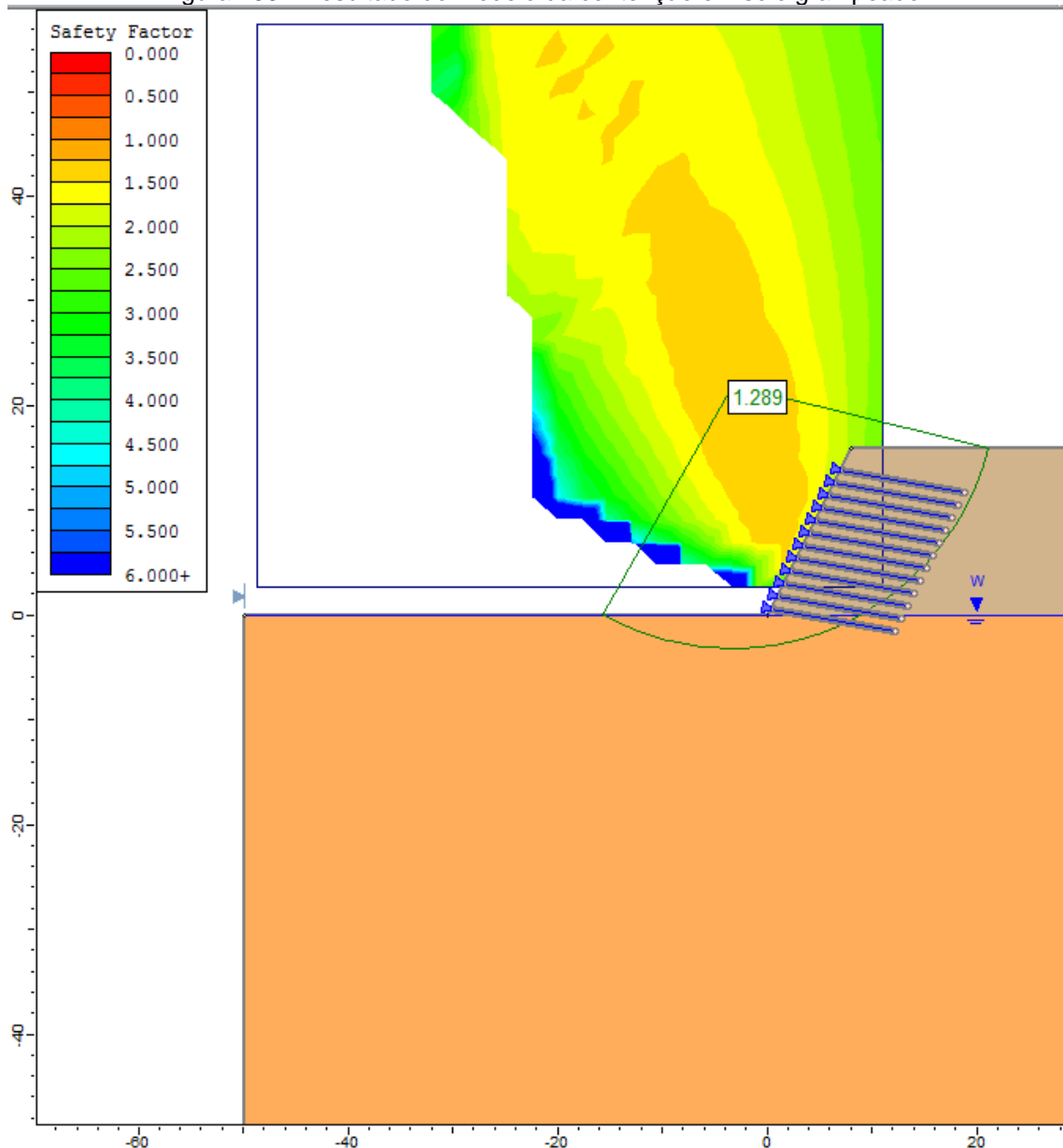
Fonte: própria

Nota-se que a contribuição dos grampos sempre será menor do que 106,167 kN.

8.10.3.5. Resultados do Modelo

Os resultados do modelo de cálculo são sintetizados na Figura 133. A figura apresenta a superfície de ruptura crítica e seu valor de FS.

Figura 133 - Resultado do modelo da contenção em solo grampeado



Fonte: própria

A figura revela que obteve-se $FS \cong 1,3$, considerado satisfatório para contenções de caráter provisório. Assim, considera-se a contenção projetada satisfatoriamente segura.

8.10.4. Pré-Dimensionamento das Estruturas

Nessa seção será realizada uma verificação com caráter de pré-dimensionamento para as estruturas de concreto do bueiro no caso da solução aplicada na realidade

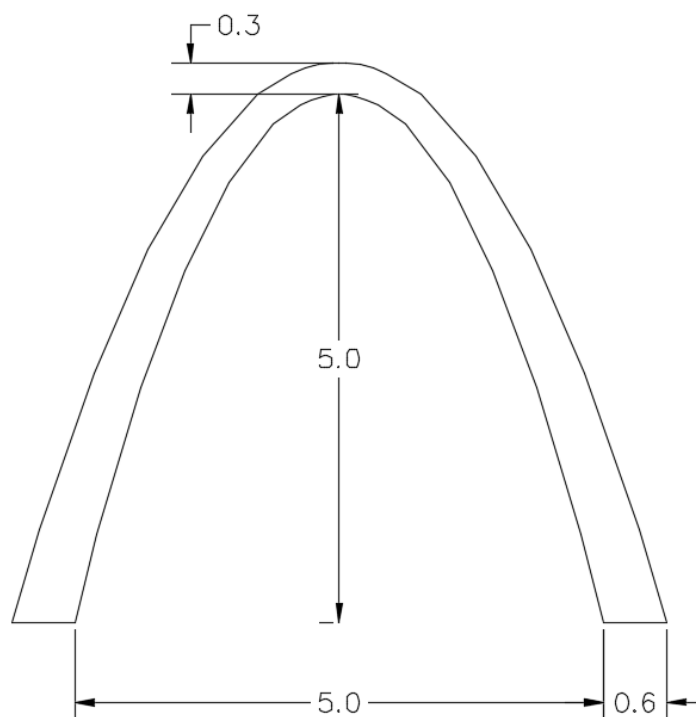
('atual') e para a solução proposta nesse trabalho. Por fim, apresenta-se uma análise comparativa dos dois casos.

8.10.4.1. Pré-Dimensionamento da Solução Proposta – Galeria Parabólica

Foi escolhida como solução ideal para o caso manter a estrutura de concreto em formato de arco parabólico que já existia anteriormente, já que a causa da ruptura não foi ocasionada pelo tipo de geometria da estrutura.

Para integração com o trecho da galeria a ser mantido, o trecho a ser novamente concretado deve manter a seção interna idêntica. Entretanto, uma nova espessura pode ser especificada, motivo pelo qual a mesma foi escolhida livremente nesse trabalho. Nesse sentido, a Figura 134 apresenta em metros as dimensões da galeria projetada.

Figura 134 – Galeria em Arco Parabólico



Fonte: própria

Como apresenta a figura, a espessura da galeria varia continuamente desde um valor maior em suas extremidades – onde é prevista ocorrência de maior momento fletor – até um valor mínimo em seu centro.

No que se refere à armadura do arco, será disposta longitudinalmente, com barras posicionadas simetricamente no topo e base da seção transversal. Foi considerado cobrimento da ordem de 3 cm.

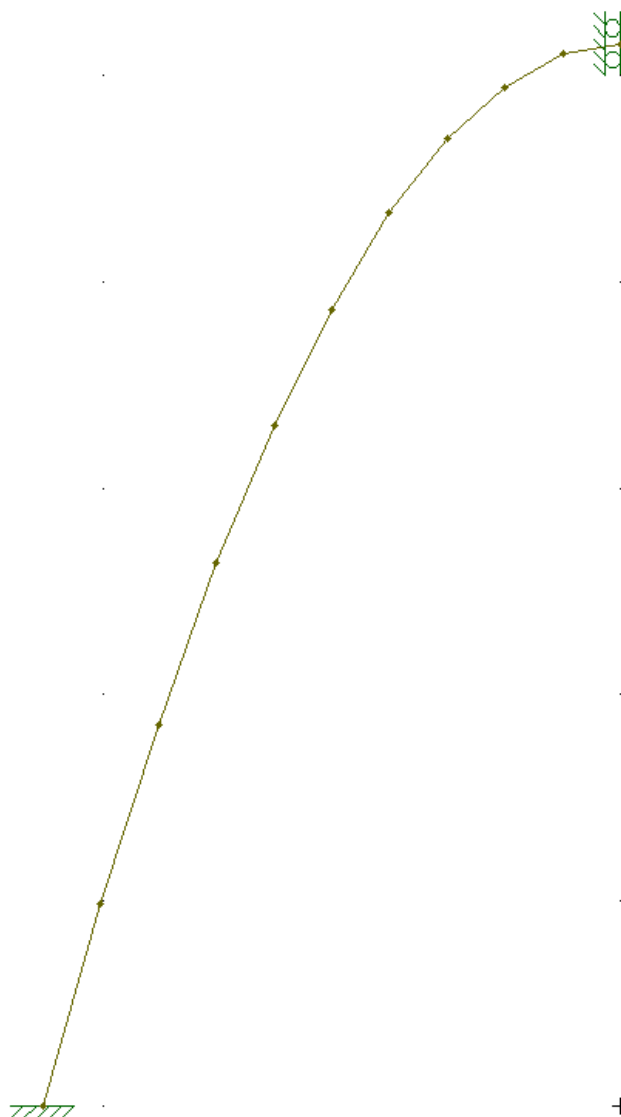
Quanto aos materiais empregados, buscando baixas espessuras prescreveu-se aço tipo CA50 e concreto C-35.

(i) Análise estrutural

Para o pré-dimensionamento considerou-se razoável supor estado plano de deformações em uma seção típica da galeria – isso é, o comprimento da galeria é suficientemente longo para que não haja efeito tridimensional relevante. Sob tal premissa foi construído um modelo de cálculo simplificado de barras com ações impostas para 1 m corrido da galeria. O modelo tirou partido da simetria do problema, representando apenas uma das referidas partes simétricas. As análises estruturais foram realizadas com o auxílio do programa *ftool*. O esquema do modelo é apresentado na Figura 135.

Como apresentado na Figura 135, supôs-se vinculação engastada na extremidade do arco e restrição à rotação e translação horizontal no eixo de simetria (estrutura simétrica com carregamento simétrico). A estrutura em arco parabólico foi simplificada por 10 barras ao longo de seu eixo médio (entre as parábolas interna e externa).

Figura 135 – Esquema do modelo em arco parabólico



Fonte: própria

No que se refere aos carregamentos, foi suposta carga vertical distribuída homogeneamente na horizontal ao longo de cada barra, no valor do peso integral da cobertura do aterro, medida a partir do ponto médio da respectiva barra. Quanto aos carregamentos horizontais foi admitido carregamento variando linearmente, segundo os empuxos calculados para um coeficiente $K_0 = 0,5$, estimado para um aterro compactado nas dadas condições.

Como o arco foi simplificado em barras, as forças distribuídas foram convertidas em forças nodais equivalentes, para melhor comportamento do modelo. A Tabela 50

sintetiza os valores adotados para 1 m corrido da galeria supondo sobrecarga de 10 kN/m^2 , o peso específico de 18 kN/m^3 para o aterro, bem como as espessuras médias de cada trecho.

Tabela 50 – Parâmetros do arco parabólico

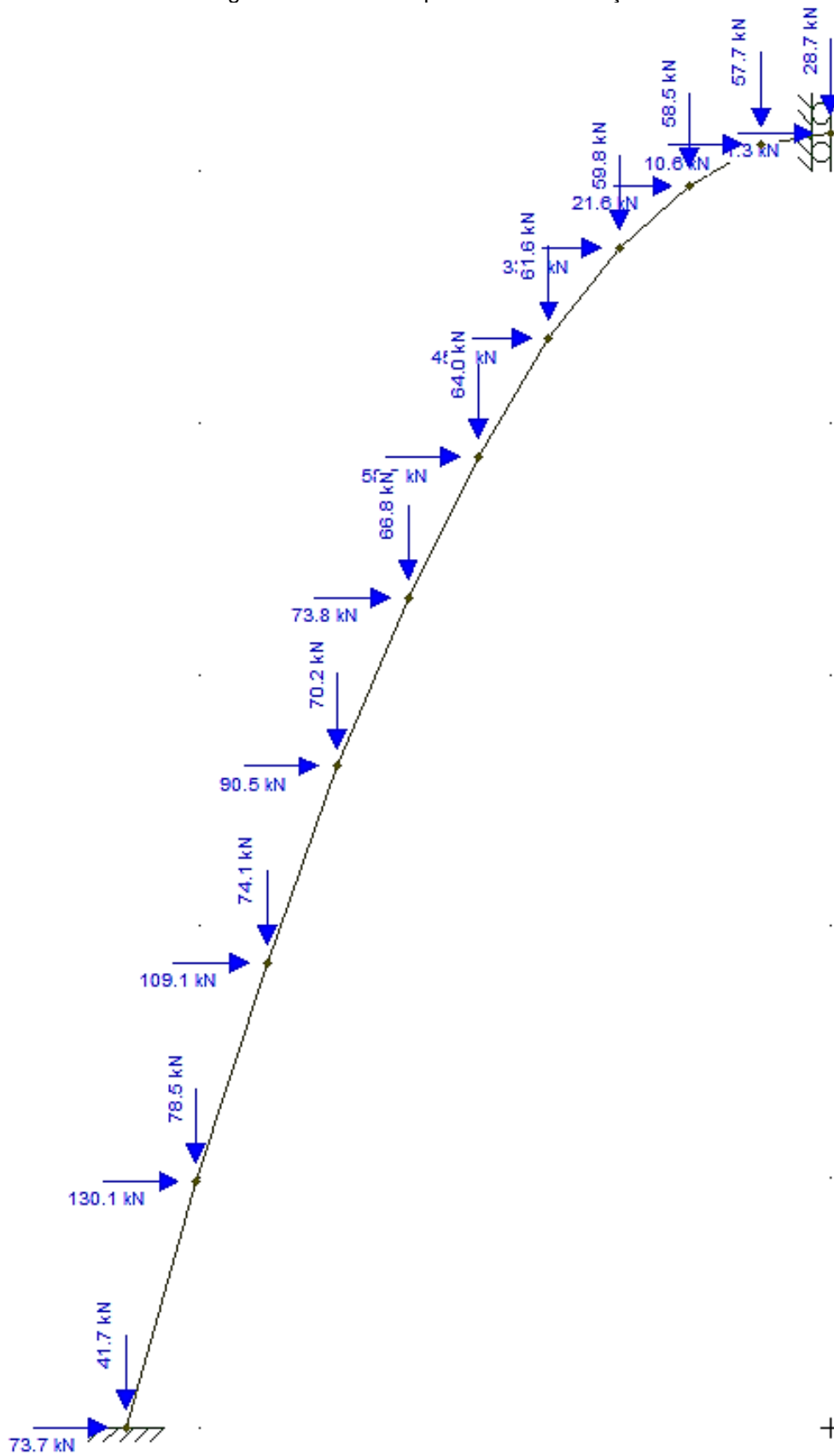
	x	y	z = H-y	Fh pontual (kN/m)	Fv pontual (kN/m)	Ponto	Trecho	Espessura (mm)
1	2,8	0,0	16,0	73,7	41,7	P1	P1-P2	600,0
2	2,5	1,0	15,0	130,1	78,5	P2	P2-P3	566,7
3	2,2	1,9	14,1	109,1	74,1	P3	P3-P4	533,3
4	2,0	2,6	13,4	90,5	70,2	P4	P4-P5	500,0
5	1,7	3,3	12,7	73,8	66,8	P5	P5-P6	466,7
6	1,4	3,9	12,1	58,9	64,0	P6	P6-P7	433,3
7	1,1	4,3	11,7	45,4	61,6	P7	P7-P8	400,0
8	0,8	4,7	11,3	33,0	59,8	P8	P8-P9	366,7
9	0,6	4,9	11,1	21,6	58,5	P9	P9-P10	333,3
10	0,3	5,1	10,9	10,6	57,7	P10	P10-P11	300,0
11	0,0	5,2	10,9	1,3	28,7	P11		

Fonte: própria

A Figura 136 apresenta tais carregamentos aplicados ao modelo.

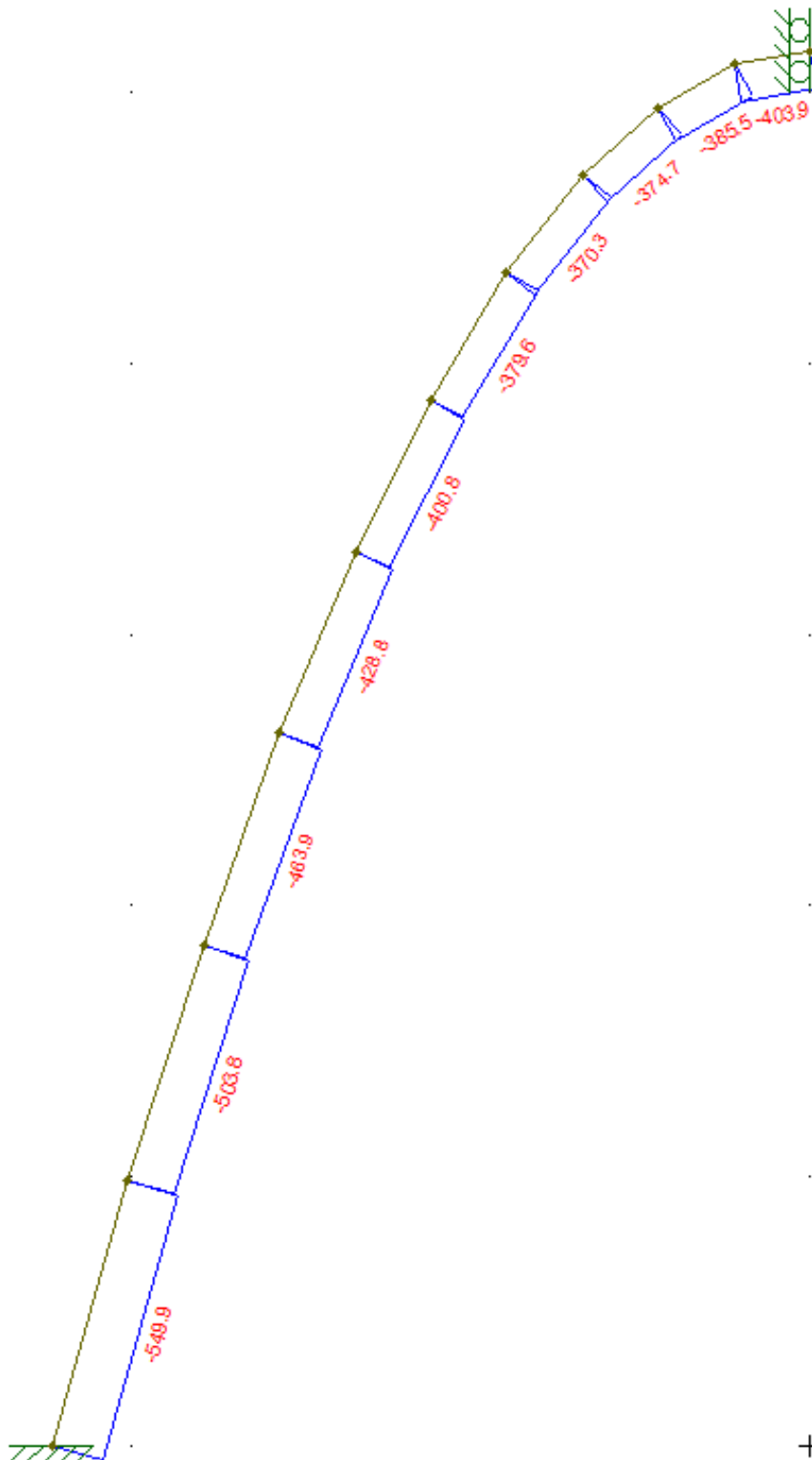
Por fim, os esforços solicitantes são entregues pelo modelo, para os parâmetros adotados. Os esforços solicitantes resultantes e a deformada da estrutura são apresentadas da Figura 137 a Figura 140. Nota-se que as seções críticas, a serem adotadas para verificação de armadura serão a do engaste, na base da galeria e a do eixo de simetria (topo do arco).

Figura 136 – Modelo parabólico com forças



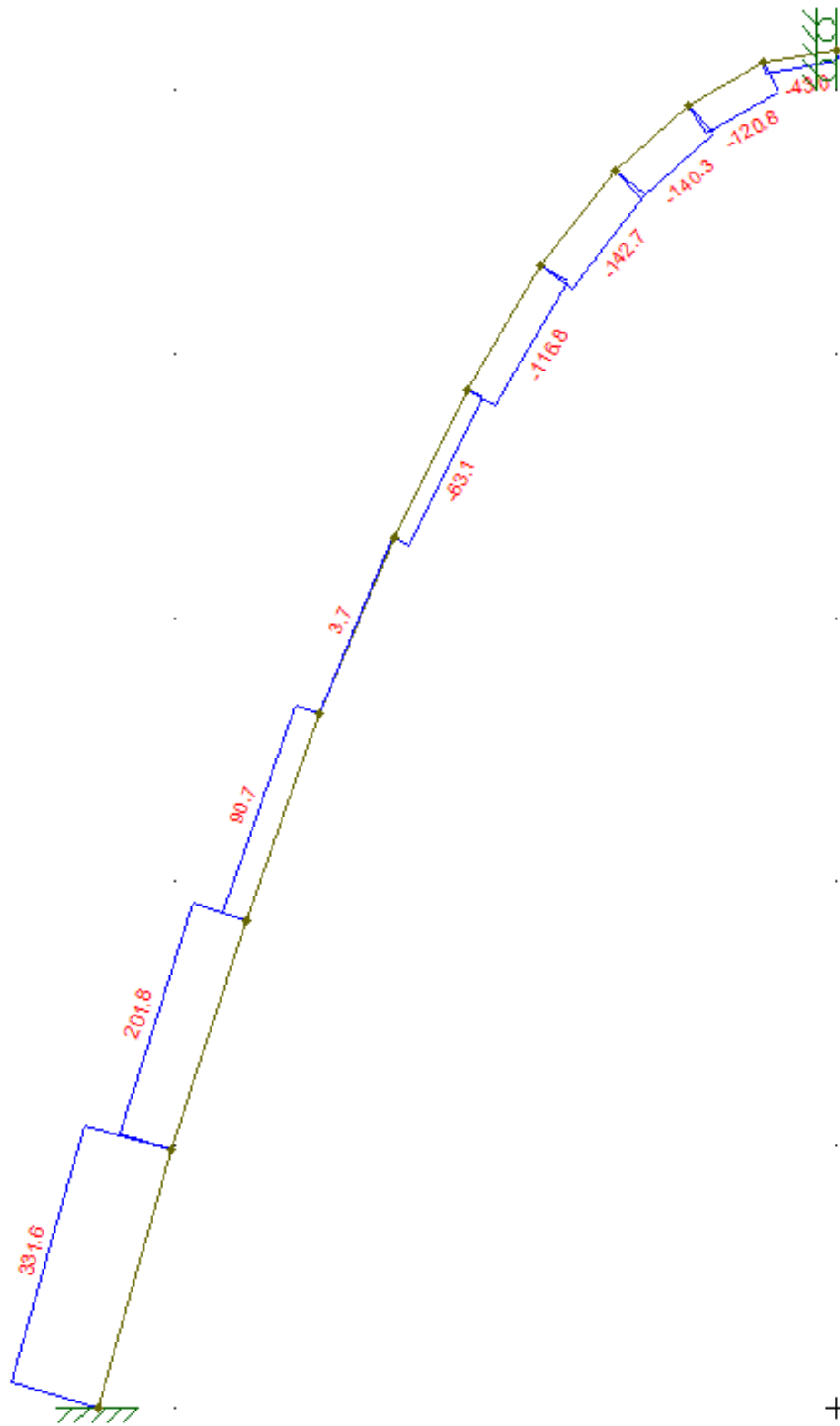
Fonte: própria

Figura 137 – Força normal na galeria parabólica



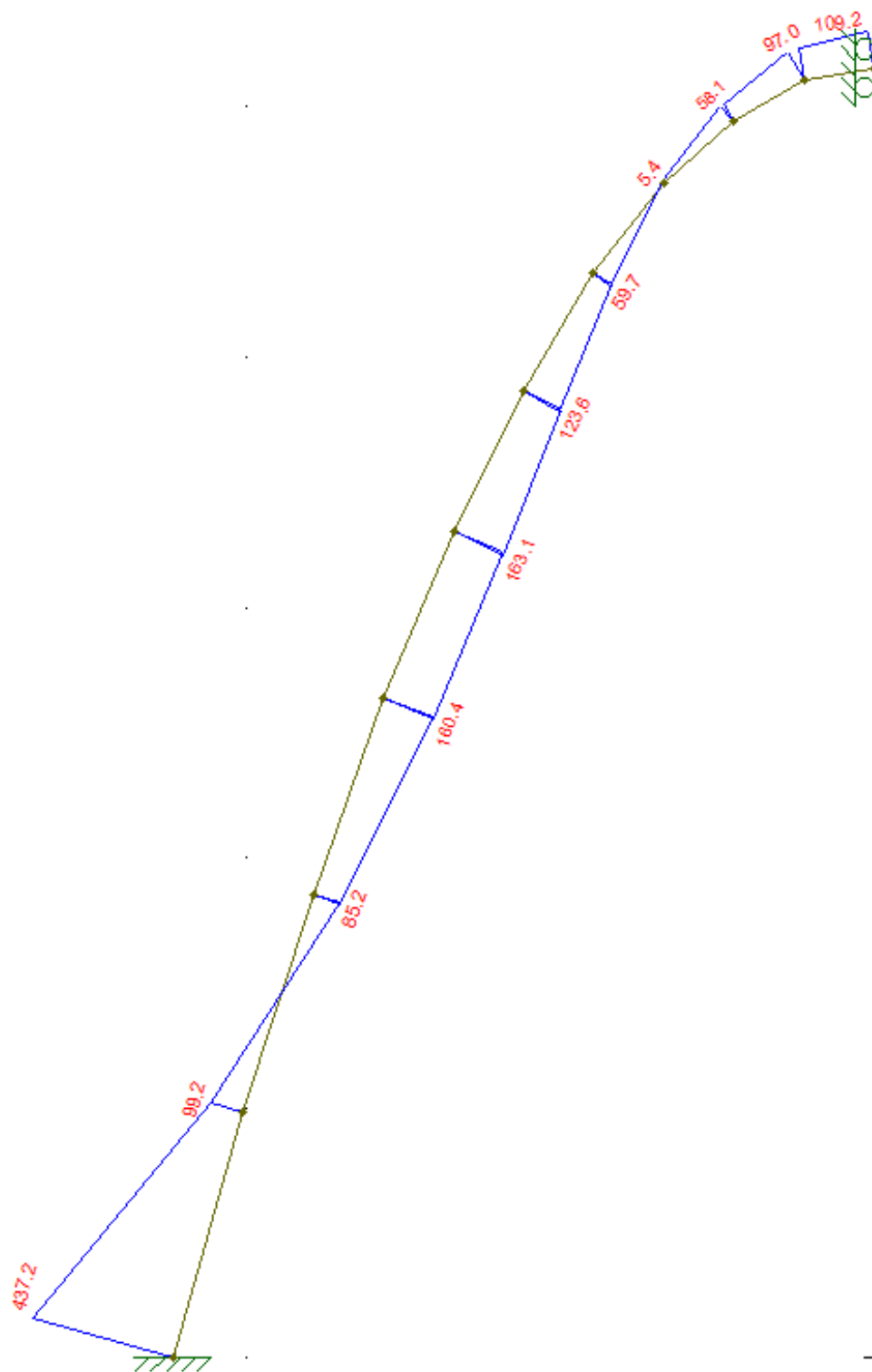
Fonte: própria

Figura 138 – Força cortante na galeria parabólica



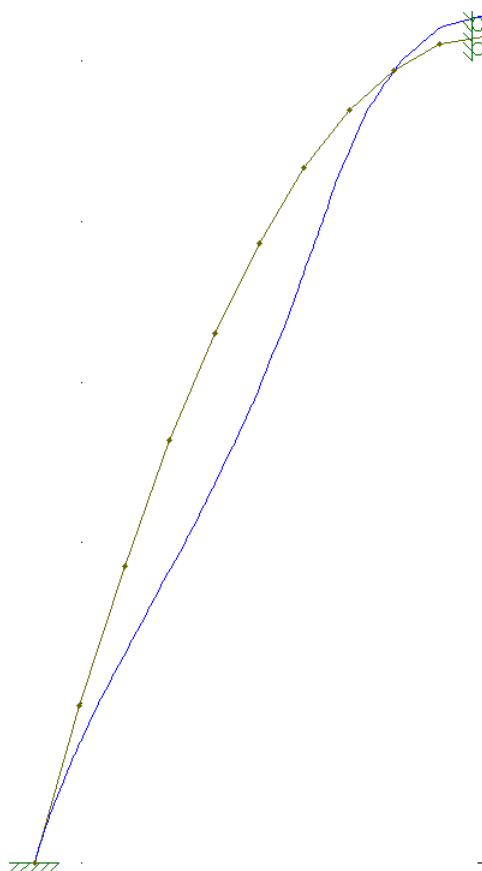
Fonte: própria

Figura 139 – Momento fletor na galeria parabólica



Fonte: própria

Figura 140 – Deformada da galeria parabólica



Fonte: própria

Como se percebe pelas figuras, na seção do engaste o momento fletor é da ordem de 437 kNm, a normal da ordem de 550 kN e a cortante da ordem de 332 kN. Já na seção do eixo de simetria serão da ordem de 109 kNm, 404 kN e 43 kN, respectivamente.

(ii) Verificação ao ELU

A verificação da armadura será efetuada, como desenvolvido anteriormente, para a seção do engaste e do eixo de simetria. Para cada uma dessas seções serão investigadas resistência no Estado Limite Ultimo a flexo-compressão e força cortante, consideradas críticas para o problema em questão.

Verificação à flexo-compressão

A verificação à flexo-compressão foi adotada por meio de um ábaco adimensional tradicional para a configuração de armadura prevista. O ábaco foi selecionado

adequadamente segundo o layout da armadura na seção transversal, previamente mencionado. O referido ábaco é apresentado na Figura 141.

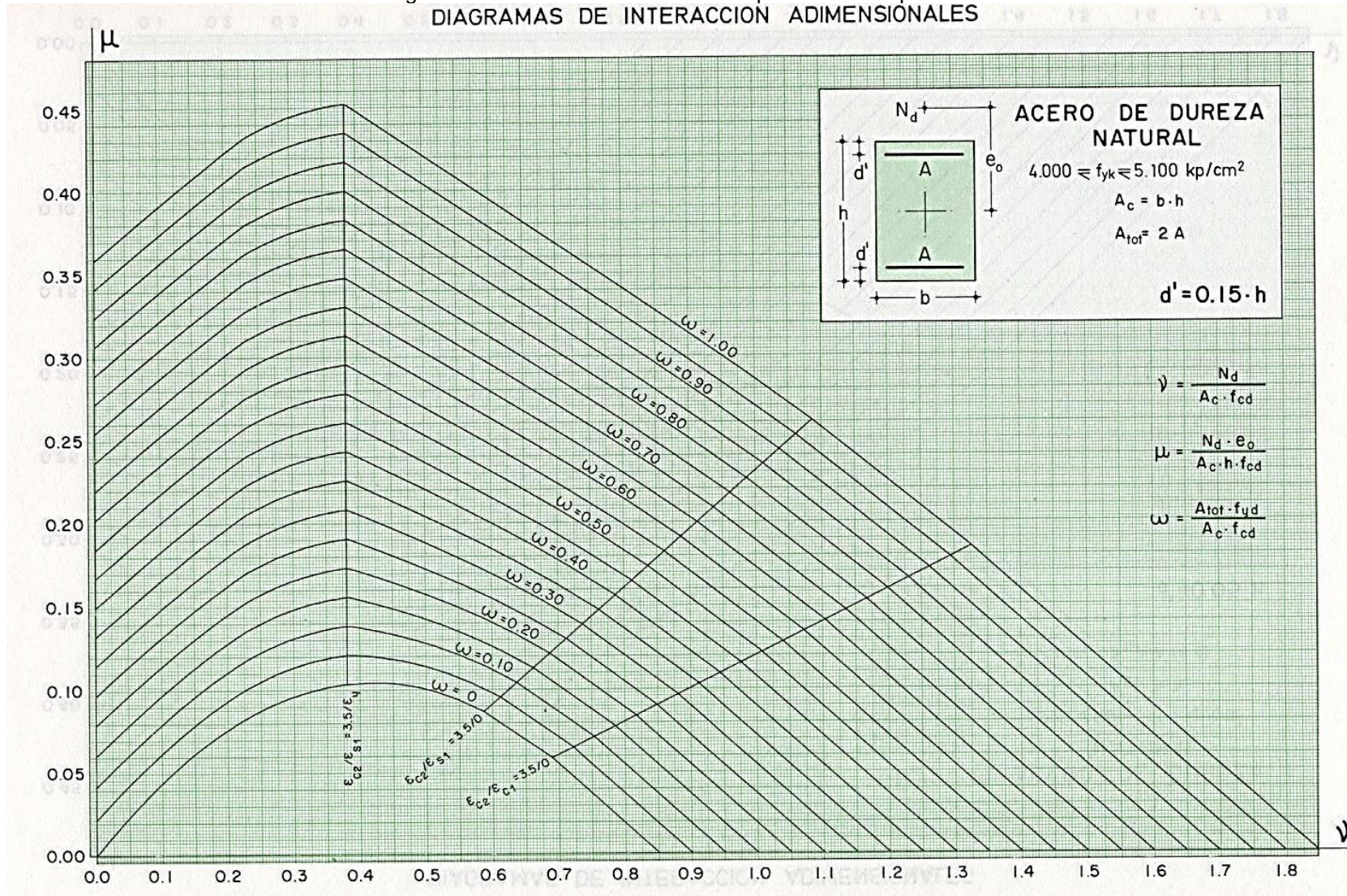
Em posse do ábaco basta calcular os adimensionais de entrada μ (m_i) e ϑ (n_i), obtendo ω . A partir de tal adimensional é possível obter a taxa de armadura longitudinal necessária. Tal procedimento é aplicado para as duas seções críticas estudadas. A Tabela 51 e a Tabela 52 sintetizam os resultados para cada uma das seções, da base e do topo, respectivamente. Destaca-se a consideração conservadora de aplicar fator de 0,9 ao N_d , pois tal esforço contribui para a resistência da seção para as excentricidades investigadas.

Tabela 51 – Resultados para seção da base do arco parabólico

Adimensional de normal	N_i	0,03	-
Força normal de cálculo	N_d	495,0	kN
Força normal característica - do f_{tool}	N_k	550,0	kN
Coefficiente de ponderação de esforço de solicitação	Γ_{mf}	0,9	-
Área de concreto	A_c	0,6	m ²
Altura da laje	h	0,6	m
Distância da face superior da laje à armadura positiva	d	0,51	m
Largura da laje - considerada faixa de 1 metro	b_w	1	m
Resistência de cálculo à compressão do concreto	f_{cd}	25	MPa
Resistência característica à compressão do concreto	f_{ck}	35	MPa
Coefficiente de ponderação de resistência do concreto	Γ_{mc}	1,4	-
Adimensional de momento	M_i	0,04	-
Momento de cálculo	M_d	393,5	kNm
Momento característico - do f_{tool}	M_k	437,2	kNm
Excentricidade	e_0	0,8	m
Altura da laje	h	0,6	m
Taxa mecânica de armadura	w	0,05	-
Armadura total	A_{tot}	17,3	cm ²
Resistência de cálculo do aço	f_{yd}	434,8	MPa
Resistência característica do aço	f_{yk}	500	MPa
Coefficiente de ponderação de resistência do aço	$\Gamma_{m\ a\ \sigma}$	1,15	-
Armadura positiva e negativa	A	8,6	cm ²
Taxa geométrica de armadura total	ρ_{o1}	0,29	%

Fonte: própria

Figura 141 – Âbaco de adimensionais para flexo-compressão
 DIAGRAMAS DE INTERACCION ADIMENSIONALES



Fonte: (DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES, 2013)

Tabela 52 - Resultados para seção do topo do arco parabólico

Adimensional de normal	Ni	0,05	-
Força normal de cálculo	Nd	363,6	kN
Força normal característica - do ftool	Nk	404,0	kN
Coefficiente de ponderação de esforço de sollicitação	Gama_f	0,9	-
Área de concreto	Ac	0,3	m ²
Altura da laje	h	0,3	m
Distância da face superior da laje à armadura positiva	d	0,255	m
Largura da laje - considerada faixa de 1 metro	bw	1	m
Resistência de cálculo à compressão do concreto	fcd	25	MPa
Resistência característica à compressão do concreto	fck	35	MPa
Coefficiente de ponderação de resistência do concreto	Gama_c	1,4	-
Adimensional de momento	Mi	0,04	-
Momento de cálculo	Md	98,3	kNm
Momento característico - do ftool	Mk	109,2	kNm
Excentricidade	e0	0,3	m
Altura da laje	h	0,3	m
Taxa mecânica de armadura	w	0,05	-
Armadura total	Atot	8,6	cm ²
Resistência de cálculo do aço	fyd	434,8	MPa
Resistência característica do aço	fyk	500	MPa
Coefficiente de ponderação de resistência do aço	Gama_aço	1,15	-
Armadura positiva e negativa	A	4,3	cm ²
Taxa geométrica de armadura total	ro_1	0,29	%

Fonte: própria

Como se percebe dos resultados, a taxa de armadura geométrica para a seção do engaste resulta em 0.29%, com valor absoluto de 17.3 cm² e a taxa de armadura para o topo da galeria resulta em 0.29% também, com valor absoluto de 8.6 cm². Tais resultados são avaliados como taxas consideravelmente baixas e, portanto, aceitáveis, considerando as dimensões da galeria adequadas.

Verificação à cortante

O pré-dimensionamento à cortante teve o intuito de descobrir se era necessário o uso de barras dobradas ou de estribos para resistir a cortante ou se a seção conseguiria resistir à cortante por si só. Portanto, foi efetuado apenas o cálculo de VRd1 e comparado com Vsd, obtido a partir do software *ftool*. Esse procedimento foi realizado duas vezes. Uma para a seção do topo e outra para a da base.

Calculou-se o valor de VRd1 pela norma de concreto ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, a qual indica a Equação 56 para cálculo da força cortante resistente em uma laje de concreto armado sem a presença de estribos.

$$V_{Rd1} = [\tau_{rd} * (1.2 + 40 * \rho_1) * (1.6 - d) + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d \quad \text{Equação 56}$$

Sendo:

V_{Rd1} = força cortante resistente sem estribos (kN/m);

τ_{rd} = tensão resistente de cálculo, dada pela Equação 57;

ρ_1 = taxa geométrica de armadura;

d = distância da face superior da laje à armadura positiva;

σ_{cp} = tensão de compressão do empuxo de terra, calculada pela Equação 58;

b_w = faixa de 1 metro considerada para o problema plano.

Equação 57

$$\tau_{rd} = 0.25 f_{ctd} = 0.25 * \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0.25 * \frac{0.7 * f_{ctm}}{\gamma_c} = 0.25 * \frac{0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

Com:

f_{ctd} = resistência de cálculo à tração do concreto;

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica inferior à tração do concreto;

γ_c = coeficiente de ponderação de resistência do concreto;

f_{ctm} = resistência média à tração do concreto;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto

Equação 58

$$\sigma_{cp} = \frac{N_d}{A_c}$$

Com:

N_d = força longitudinal na seção devida ao empuxo de terra

$A_c = b_w * d$ = área de concreto da seção transversal

A compressão N_d foi retirada da força normal de acordo com o modelo do *ftool*. Na Equação 58 é possível ver os benefícios da compressão causada pelo empuxo, bem como da armadura de flexão (ρ_1) e do fato da laje ter uma espessura relativamente esbelta ($1.6 - d$). Todos esses fatores contribuem para o incremento da força cortante resistente

Os valores adotados e os resultados para cálculo do $VRd1$ podem ser verificados na Tabela 53 para a seção da base e na Tabela 54 para a seção do topo. Já o valor de V_{sd} , retira-se do modelo do *ftool*, para comparação com $VRd1$, para descobrir se as seções de base e topo resistem a forças cortantes sem a necessidade de armadura específica, tais valores também constam na Tabela 53 e Tabela 54 para as seções de base e topo, respectivamente.

Tabela 53 - Parâmetros e resultados de $VRd1$ e V_{sd} na base da galeria em arco

Força cortante resistente de uma laje sem estribos	$VRd1$	356,4	kN
Resistência de cálculo ao cisalhamento do concreto	τ_{rd}	401,2	kPa
Resistência de cálculo à tração do concreto	f_{ctd}	1,6	MPa
Resistência característica inferior à tração do concreto	$f_{ctk,inf}$	2,2	MPa
Resistência média à tração do concreto	f_{ctm}	3,2	MPa
Resistência característica à compressão do concreto	f_{ck}	35	MPa
Coeficiente de ponderação de resistência do concreto	γ_c	1,4	-
Taxa de armadura	ρ_1	0,29	%
Altura da laje	h	0,6	m
Distância da face superior da laje à armadura positiva	d	0,51	m
Largura da laje - considerada faixa de 1 metro	b_w	1	m
Tensão de compressão causada pelo empuxo de terra	σ_{cp}	825	kPa
Força normal de cálculo na laje	N_d	495,0	kN
Área da seção de concreto	A_c	0,6	m ²
Força cortante de cálculo	V_{sd}	464,2	kN
Força cortante característica devido aos esforços	V_{sk}	332	kN
Coeficiente de ponderação de esforço de solicitação	γ_f	1,4	-

Fonte: própria

Tabela 54 - Parâmetros e resultados de VRd1 e Vsd no topo da galeria em arco

Força cortante resistente de uma laje sem estribos	VRd1	227,3	kN
Resistência de cálculo ao cisalhamento do concreto	Tau_rd	401,2	kPa
Resistência de cálculo à tração do concreto	fctd	1,6	MPa
Resistência característica inferior à tração do concreto	fctk,inf	2,2	MPa
Resistência média à tração do concreto	fctm	3,2	MPa
Resistência característica à compressão do concreto	fck	35	MPa
Coefficiente de ponderação de resistência do concreto	Gama_c	1,4	-
Taxa de armadura	ro_1	0,29	%
Altura da laje	h	0,3	m
Distância da face superior da laje à armadura positiva	d	0,255	m
Largura da laje - considerada faixa de 1 metro	bw	1	m
Tensão de compressão causada pelo empuxo de terra	Sigma_cp	1212	kPa
Força normal de cálculo na laje	Nd	363,6	kN
Área da seção de concreto	Ac	0,3	m ²
Força cortante de cálculo	Vsd	60,2	kN
Força cortante característica devido aos esforços	Vsk	43	kN
Coefficiente de ponderação de esforço de solitação	Gama_f	1,4	-

Fonte: própria

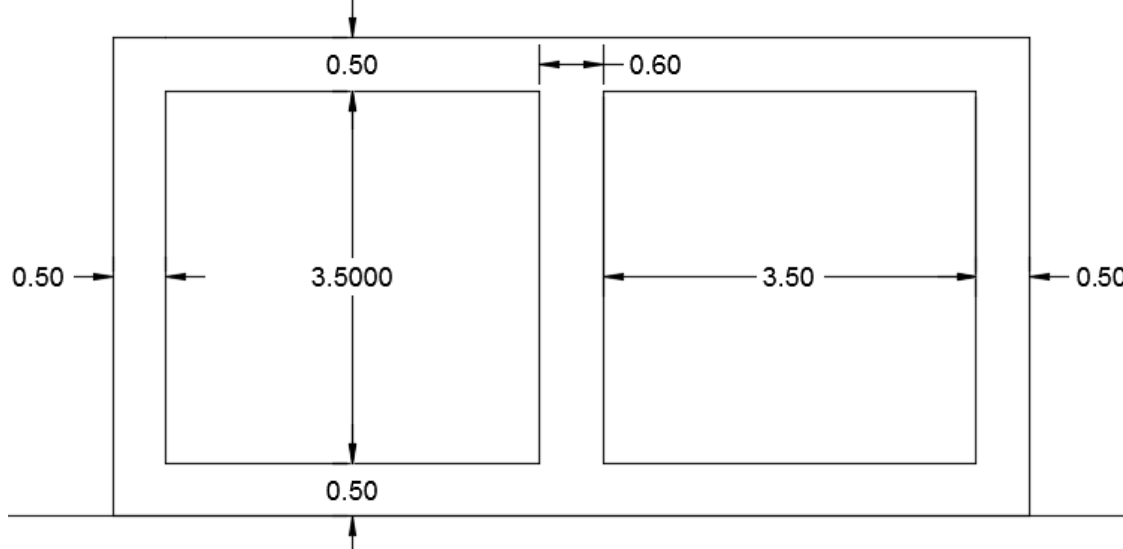
Portanto, como na seção da base do arco o valor de VRd1 = 356 kN é menor que o de Vsd = 464 kN, deve ser feito o uso de barras dobradas ou estribos para resistir aos esforços de força cortante, o que acabaria por aumentar a taxa de armadura na base do arco.

Já na seção de topo, como o valor de VRd1 = 227 kN é muito maior que o de Vsd = 60 kN, não há necessidade do uso de barras dobradas ou estribos para resistir aos esforços de força cortante nessa seção e em suas proximidades.

8.10.4.2. Pré-Dimensionamento da Solução 'Atual' – Galeria Retangular

Para efeito de comparação foi efetuada a análise da estrutura adotada na solução da obra de recuperação real. A Figura 142 apresenta as dimensões de sua seção transversal.

Figura 142 - Dimensões da seção transversal da galeria retangular



Fonte: própria

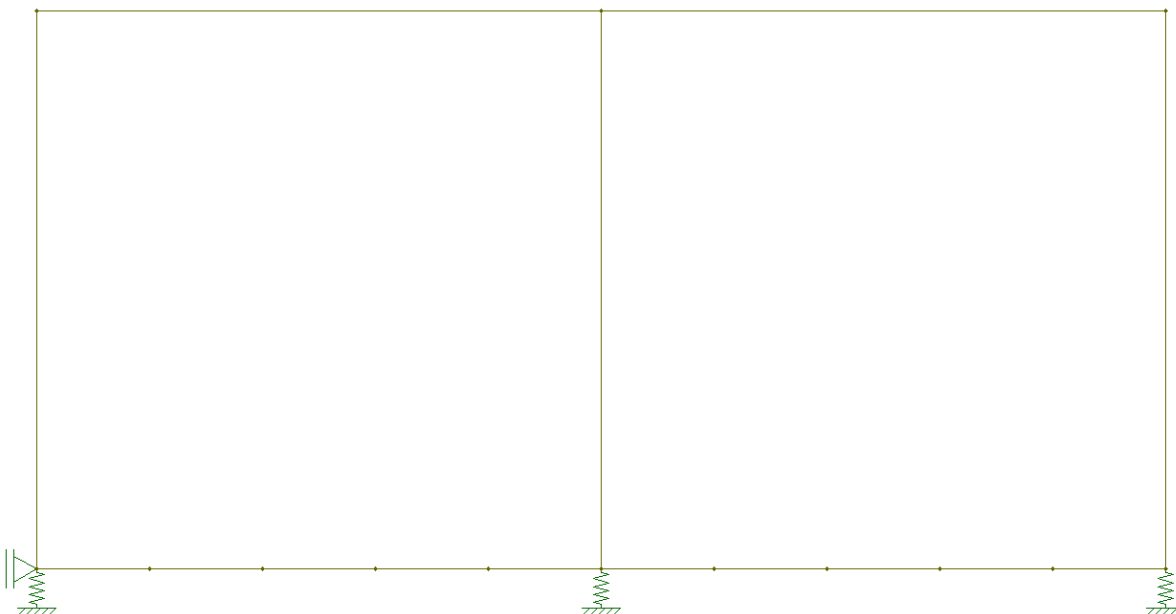
No que se refere à armadura, será disposta longitudinalmente, com barras posicionadas simetricamente no topo e base da seção transversal. Foi considerado cobrimento da ordem de 3 cm.

Quanto aos materiais empregados, buscando baixas espessuras prescreveu-se aço tipo CA50 e concreto C-35.

(i) Análise estrutural

Sob premissas semelhantes às apresentadas em 8.10.4.1, foi construído um modelo de cálculo para 1 m corrido da galeria, supondo estado plano de tensões. As análises estruturais foram realizadas com o auxílio do programa *ftool*. O esquema do modelo é apresentado na Figura 143.

Figura 143 – Esquema do modelo da galeria retangular



Fonte: própria

Como apresentado na figura, supôs-se vinculação por meio de molas na base da galeria, cuja rigidez foi estimada a partir do módulo de elasticidade do solo. Foi suposto que as molas reagem apenas à compressão, sendo removidas do modelo para os casos onde ocorreria tração (no caso, todo o vão).

No que se refere aos carregamentos, foi suposta carga vertical distribuída homogeneamente na horizontal ao longo da barra superior, no valor do peso integral da cobertura do aterro. Quanto aos carregamentos horizontais foi admitido carregamento variando linearmente, segundo os empuxos calculados para um coeficiente $K_0 = 0,5$, estimado para um aterro compactado nas dadas condições. A Tabela 55 sintetiza os valores adotados para 1 m corrido da galeria supondo o peso específico de 18 kN/m^3 para o aterro mais uma sobrecarga de 10 kN/m^2 .

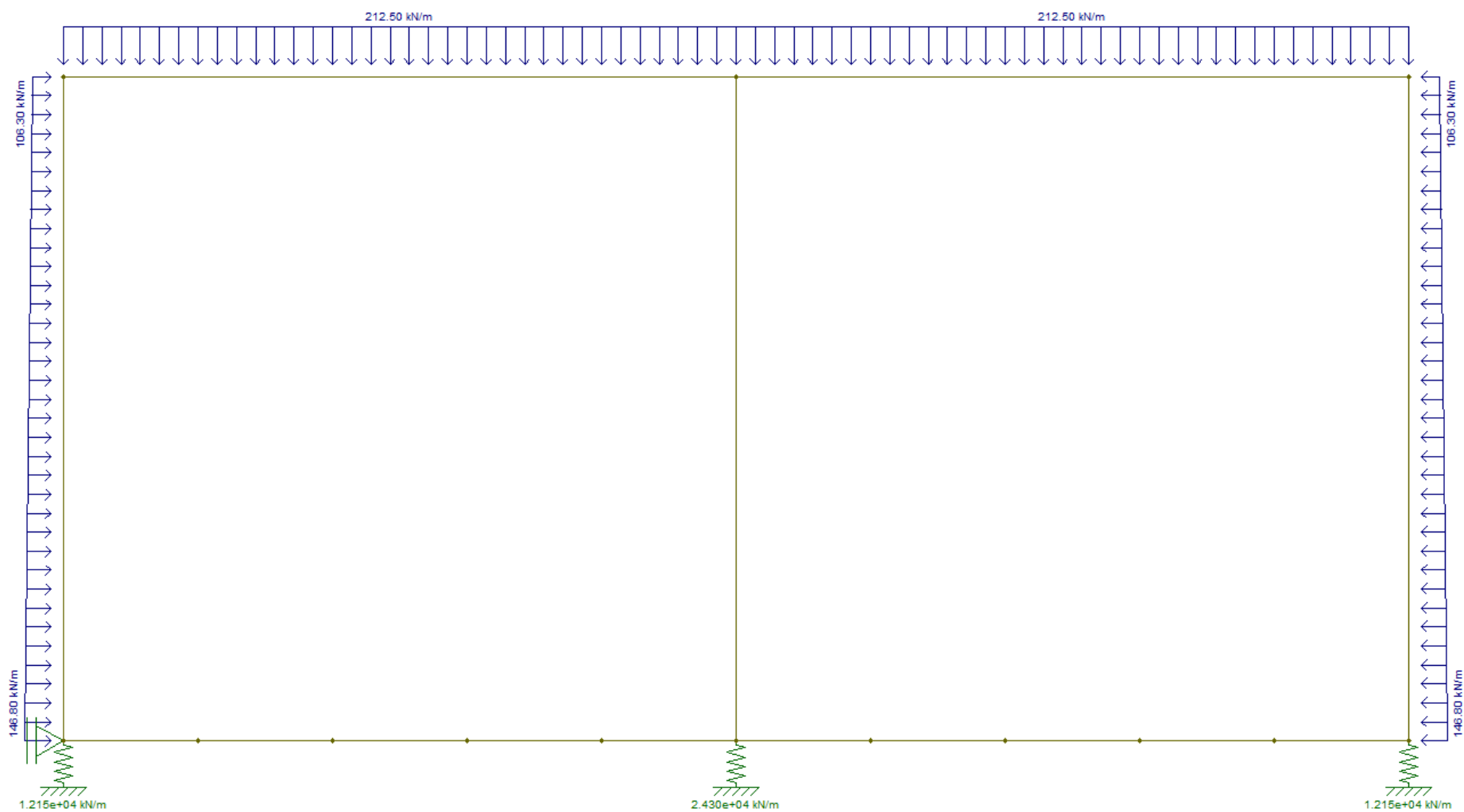
Tabela 55 – Parâmetros do solo e tensões atuantes na galeria retangular

Sobrecarga	q	10	kPa
Peso específico do solo	Gama_solo	18	kN/m ³
Coeficiente de empuxo de repouso	K0	0,5	-
Altura de solo até o eixo do topo da galeria	y_solo_topo	11,25	m
Altura de solo até o eixo da base da galeria	y_solo_base	15,75	m
Vão da laje = altura da laje	L	3,5	m
Tensão vertical na galeria	Sigma_v	212,5	kPa
Tensão horizontal no topo da galeria	Sigma_h_topo	106,3	kPa
Tensão horizontal na base da galeria	Sigma_h_base	146,8	kPa
Módulo de elasticidade do solo	E	30,0	MPa
Mola equivalente de solo	K	30,0	MPa
Espaçamento entre molas	e	0,81	m
Mola dos apoios internos	k	24300	kN/m
Mola dos apoios externos	k'	12150	kN/m

Fonte: própria

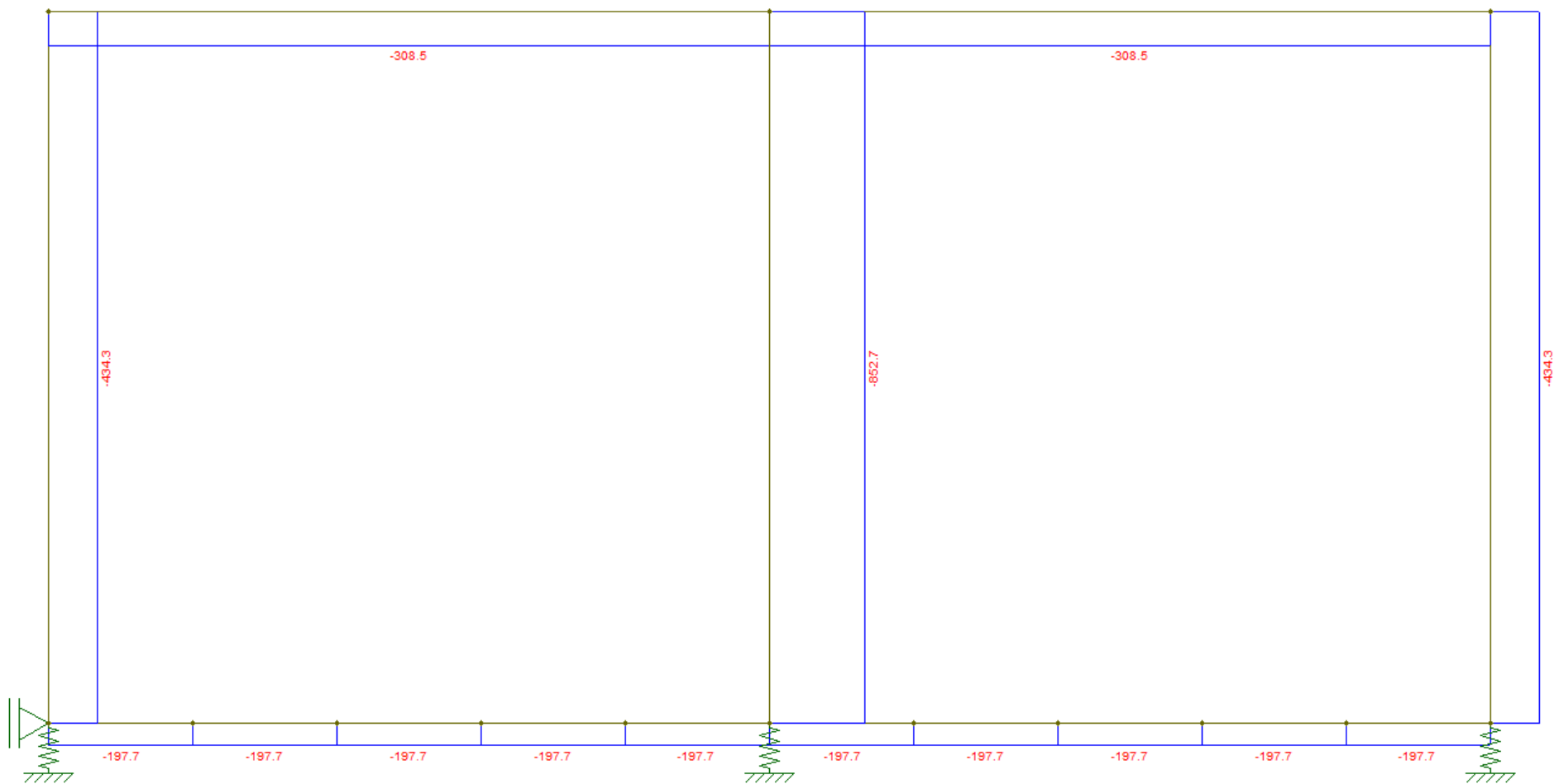
A Figura 144 apresenta tais carregamentos aplicados ao modelo com a devida vinculação. Por fim, os esforços solicitantes são entregues pelo modelo, para os parâmetros adotados. Os esforços solicitantes resultantes e a deformada da estrutura são apresentados da Figura 145 até a Figura 148. Para efeito de verificação ao ELU foi considerada apenas a laje superior, julgada suficiente para efeito de pré-dimensionamento.

Figura 144 - Esquema do modelo da galeria retangular com as forças atuantes



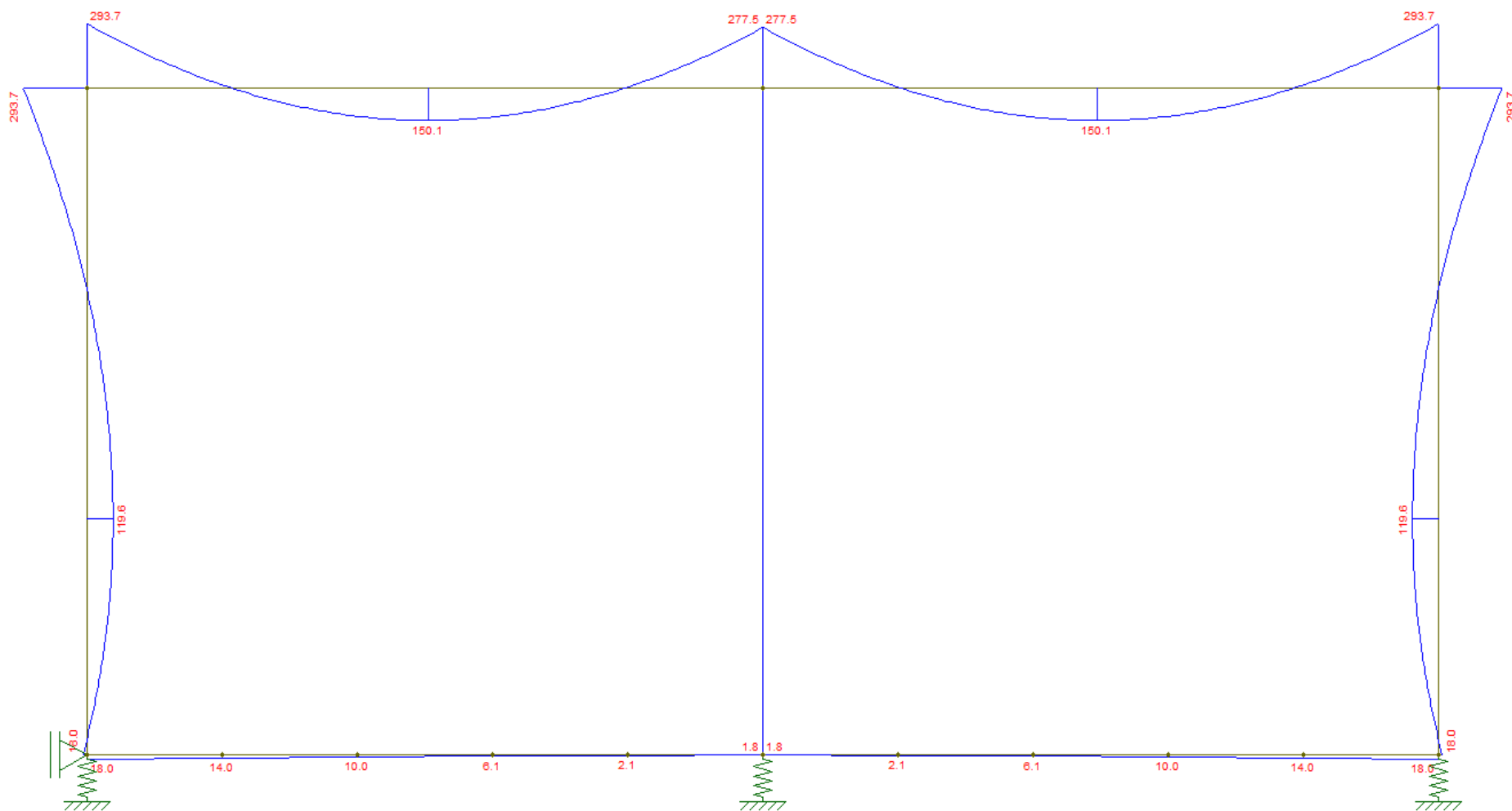
Fonte: própria

Figura 145 – Força normal na galeria retangular



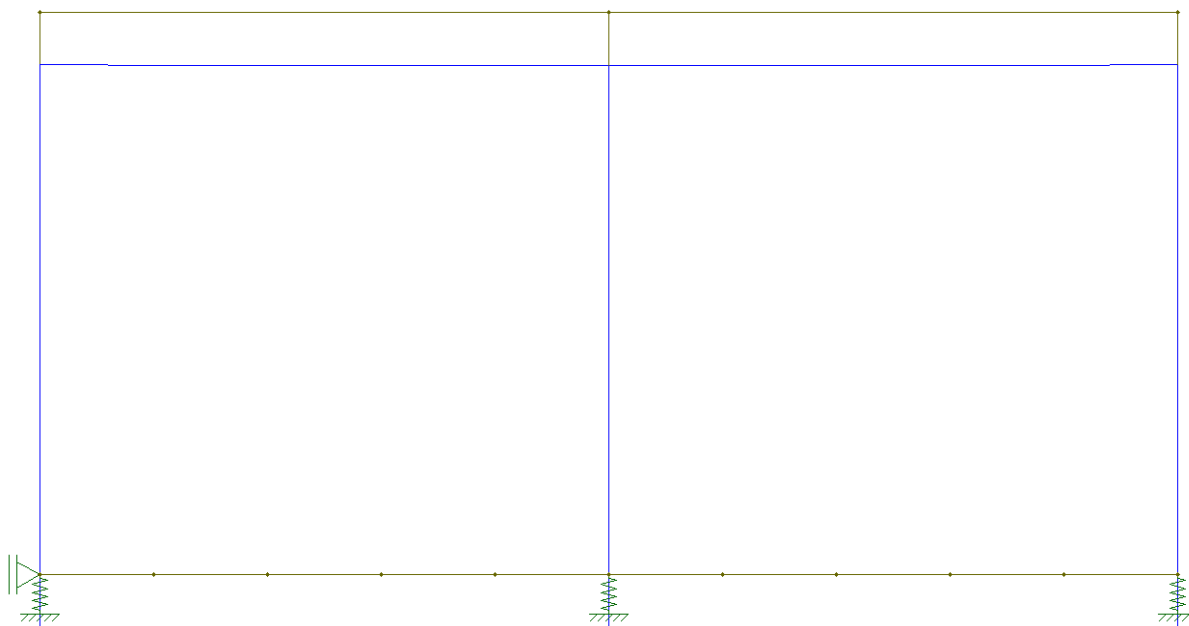
Fonte: própria

Figura 147 – Momento fletor na galeria retangular



Fonte: própria

Figura 148 – Deformada da galeria retangular



Fonte: própria

Como se percebe pelas figuras, na laje superior do engaste o momento fletor máximo é da ordem de 294 kNm, a normal máxima da ordem de 308.5 kN e a cortante máxima da ordem de 434.3 kN.

(ii) Verificação ao ELU

A verificação da armadura será efetuada, como desenvolvido anteriormente, para as seções críticas da laje superior. Serão investigadas resistência no Estado Limite Último a flexo-compressão e força cortante, consideradas críticas para o problema em questão.

Verificação à flexo-compressão

Com procedimento análogo ao apresentado em 8.10.4.1, efetua-se a presente verificação. A Tabela 56 sintetiza os resultados para a laje superior da galeria.

Tabela 56 – Resultados para a laje superior da galeria retangular

Adimensional de normal	Ni	0,02	-
Força normal de cálculo	Nd	277,7	kN
Força normal característica - do ftool	Nk	308,5	kN
Coefficiente de ponderação de esforço de solicitação	Gama_f	0,9	-
Área de concreto	Ac	0,5	m ²
Altura da laje	h	0,5	m
Distância da face superior da laje à armadura positiva	d	0,425	m
Largura da laje - considerada faixa de 1 metro	bw	1	m
Resistênciade de cálculo à compressão do concreto	fcd	25	MPa
Resistência característica à compressão do concreto	fck	35	MPa
Coefficiente de ponderação de resistência do concreto	Gama_c	1,4	-
Adimensional de momento	Mi	0,04	-
Momento de cálculo	Md	264,3	kNm
Momento característico - do ftool	Mk	293,7	kNm
Excentricidade	e0	1,0	m
Altura da laje	h	0,5	m
Taxa mecânica de armadura	w	0,15	-
Armadura total	Atot	43,1	cm ²
Resistênciade de cálculo do aço	fyd	434,8	MPa
Resistência característica do aço	fyk	500	MPa
Coefficiente de ponderação de resistência do aço	Gama_aço	1,15	-
Armadura positiva e negativa	A	21,6	cm ²
Taxa geométrica de armadura total	ro_1	0,86	%

Fonte: própria

Como se percebe dos resultados, a taxa de armadura resulta em 0.86%, com valor absoluto de 43.1 cm². Tais resultados são avaliados como taxas aceitáveis, considerando as dimensões da galeria adequadas. Nota-se que, ainda que maiores, as taxas são consideravelmente baixas.

Verificação à cortante

Apenas a laje superior foi pré-dimensionada à cortante. O pré-dimensionamento à cortante teve o intuito de descobrir se era necessário o uso de barras dobradas ou de estribos para resistir a cortante ou se, dado o vão pequeno, a seção conseguiria resistir à cortante por si só. Portanto, foi efetuado apenas o cálculo de VRd1 e comparado com Vsd obtido a partir do software *ftool*.

Por ser uma situação especial, isto é, com grande altura de aterro (16 m) sobre uma laje de vão igual a 3.5 m e altura de 0.5 m, calculou-se o valor de VRd1 pela norma de concreto ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, a qual indica a Equação 56 para cálculo da força cortante resistente em uma laje de concreto armado sem a presença de estribos.

A compressão Nd foi retirada da força normal exercida sobre a laje superior de acordo com o modelo do *ftool*. Na Equação 56 é possível ver os benefícios da compressão causada pelo empuxo, bem como da armadura de flexão (ρ_1) e do fato da laje ter uma espessura relativamente esbelta ($1.6 - d$). Todos esses fatores contribuem para o incremento da força cortante resistente

Os valores adotados e os resultados para cálculo do VRd1 podem ser verificados na Tabela 57. Já o valor de Vsd, retira-se do modelo do *ftool*, para comparação com VRd1, para descobrir se a laje resiste a forças cortantes sem a necessidade de armadura específica.

Tabela 57 – Parâmetros e resultados de VRd1 e Vsd na laje superior da galeria retangular

Força cortante resistente de uma laje sem estribos	VRd1	345,0	kN
Resistência de cálculo ao cisalhamento do concreto	Tau_rd	401,2	kPa
Resistência de cálculo à tração do concreto	fctd	1,6	MPa
Resistência característica inferior à tração do concreto	fctk,inf	2,2	MPa
Resistência média à tração do concreto	fctm	3,2	MPa
Resistência característica à compressão do concreto	fck	35	MPa
Coeficiente de ponderação de resistência do concreto	Gama_c	1,4	-
Taxa de armadura	ro_1	0,86	%
Altura da laje	h	0,5	m
Distância da face superior da laje à armadura positiva	d	0,425	m
Largura da laje - considerada faixa de 1 metro	bw	1	m
Tensão de compressão causada pelo empuxo de terra	Sigma_cp	555,3	kPa
Força normal de cálculo na laje	Nd	277,7	kN
Área da seção de concreto	Ac	0,5	m ²
Força cortante de cálculo	Vsd	608,0	kN
Força cortante característica devido aos esforços	Vsk	434	kN
Coeficiente de ponderação de esforço de solitação	Gama_f	1,4	-

Fonte: própria

Assim, como o valor de $VRd1 = 345 \text{ kN}$ é muito menor que o de $Vsd = 608 \text{ kN}$, deve ser feito o uso de barras dobradas ou estribos para resistir aos esforços de força cortante, aumentando a taxa de armadura, custo e tempo de execução.

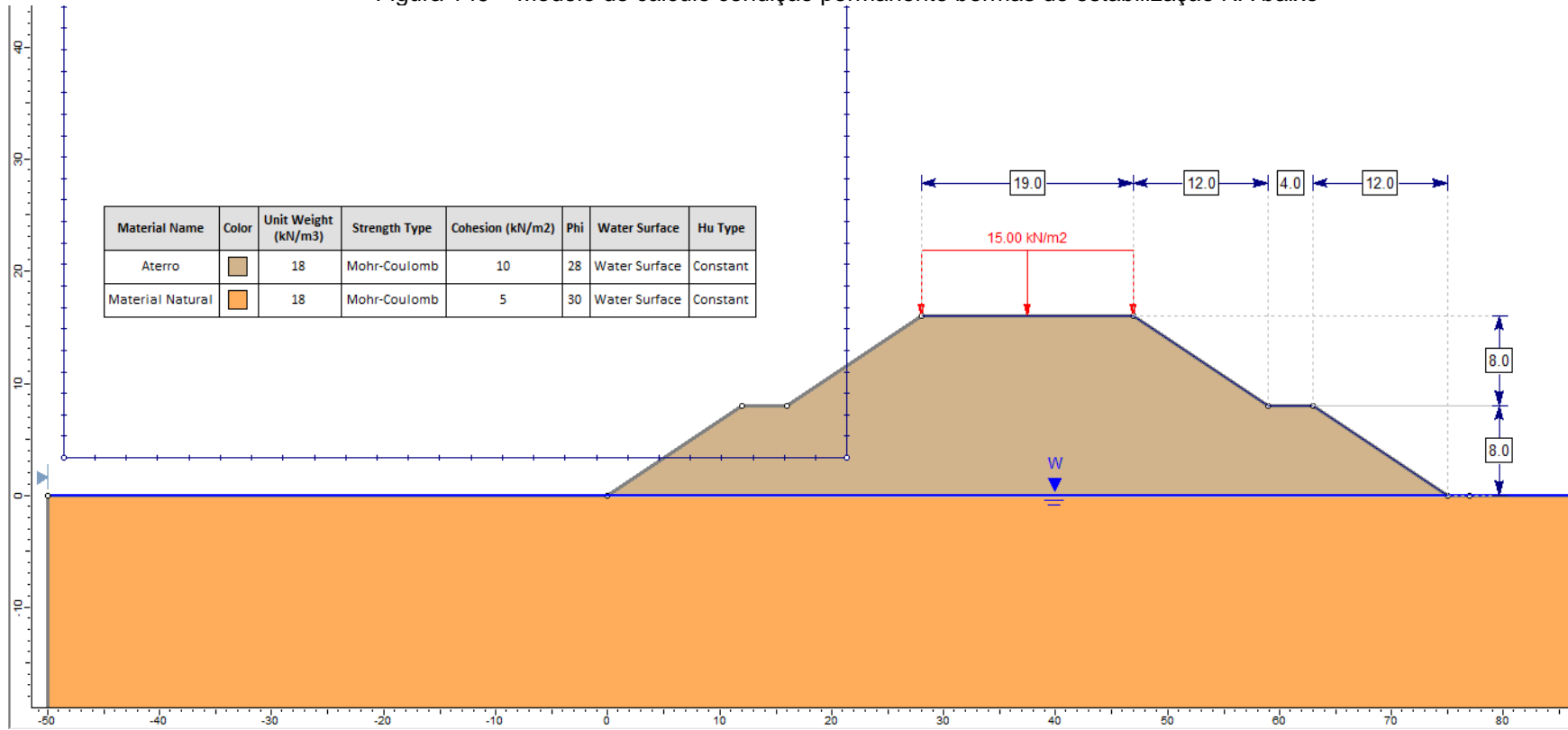
8.10.5. *Bermas de Estabilização Opcionais*

Como desenvolvido, concluiu-se que para as hipóteses de cálculo adotadas, a segurança geotécnica do aterro em sua configuração permanente é insatisfatória. Ressalta-se, no entanto, que devido à escassez de dados do solo, as hipóteses de projeto mostraram-se bastante conservadoras.

Isso posto, seria ideal realizar uma investigação mais aprofundada dos parâmetros dos solos envolvidos, a fim de orientar a decisão quanto à implantação de bermas. Isso é especialmente relevante uma vez que as bermas incorreriam custos de aterro – consideráveis, mesmo que a mobilização de equipamentos do reaterro seja aproveitada - e interferências com as vias dispostas ao lado do aterro, que teriam de ser consideravelmente estreitadas.

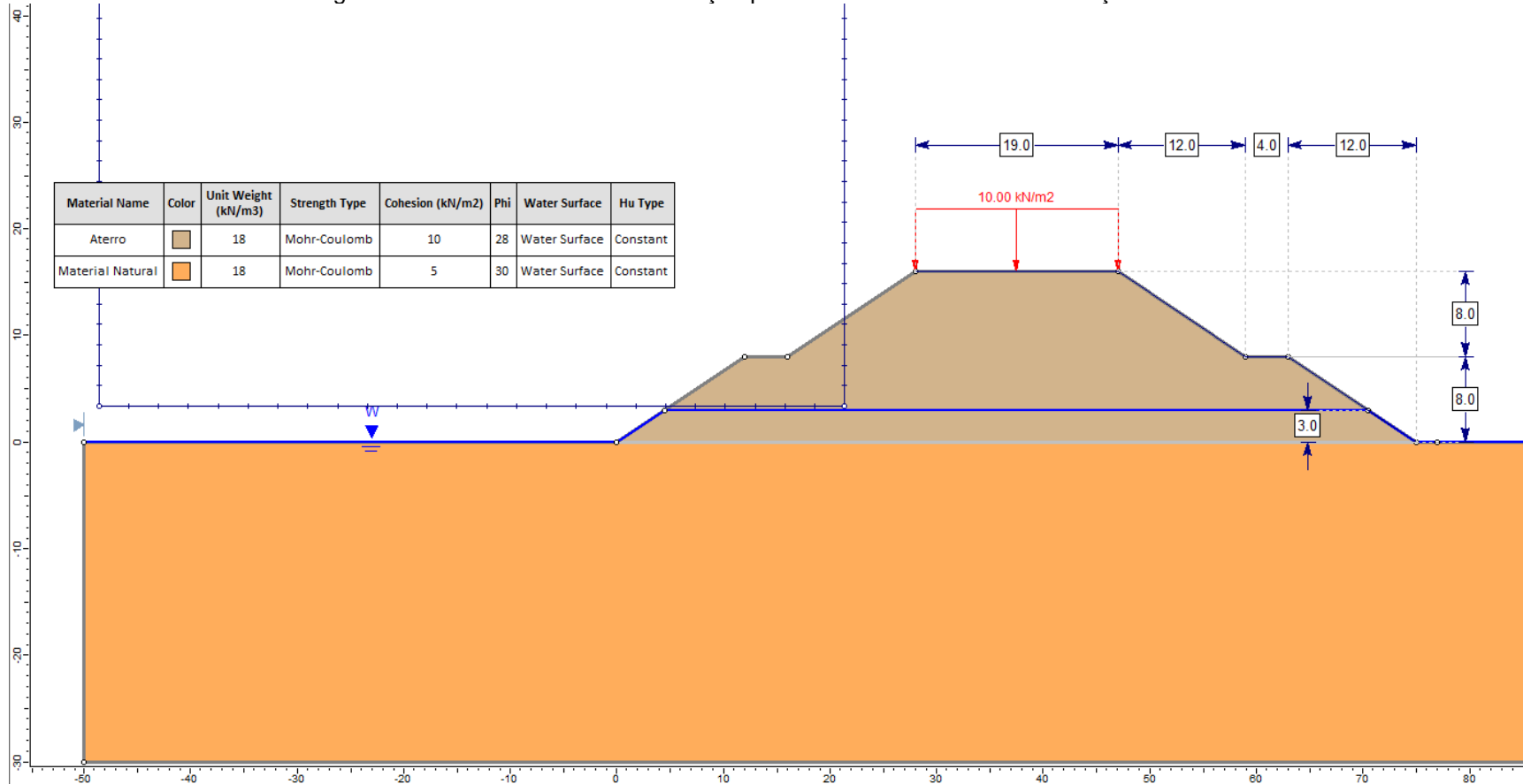
Suposto que seja necessária a implantação das bermas, apresenta-se seu dimensionamento e verificação, segundo hipóteses análogas às apresentadas na seção 8.4. Os modelos de cálculo e respectivos resultados para as duas hipóteses de NA são ilustrados da Figura 149 até a Figura 152.

Figura 149 – Modelo de cálculo condição permanente bermas de estabilização NA baixo



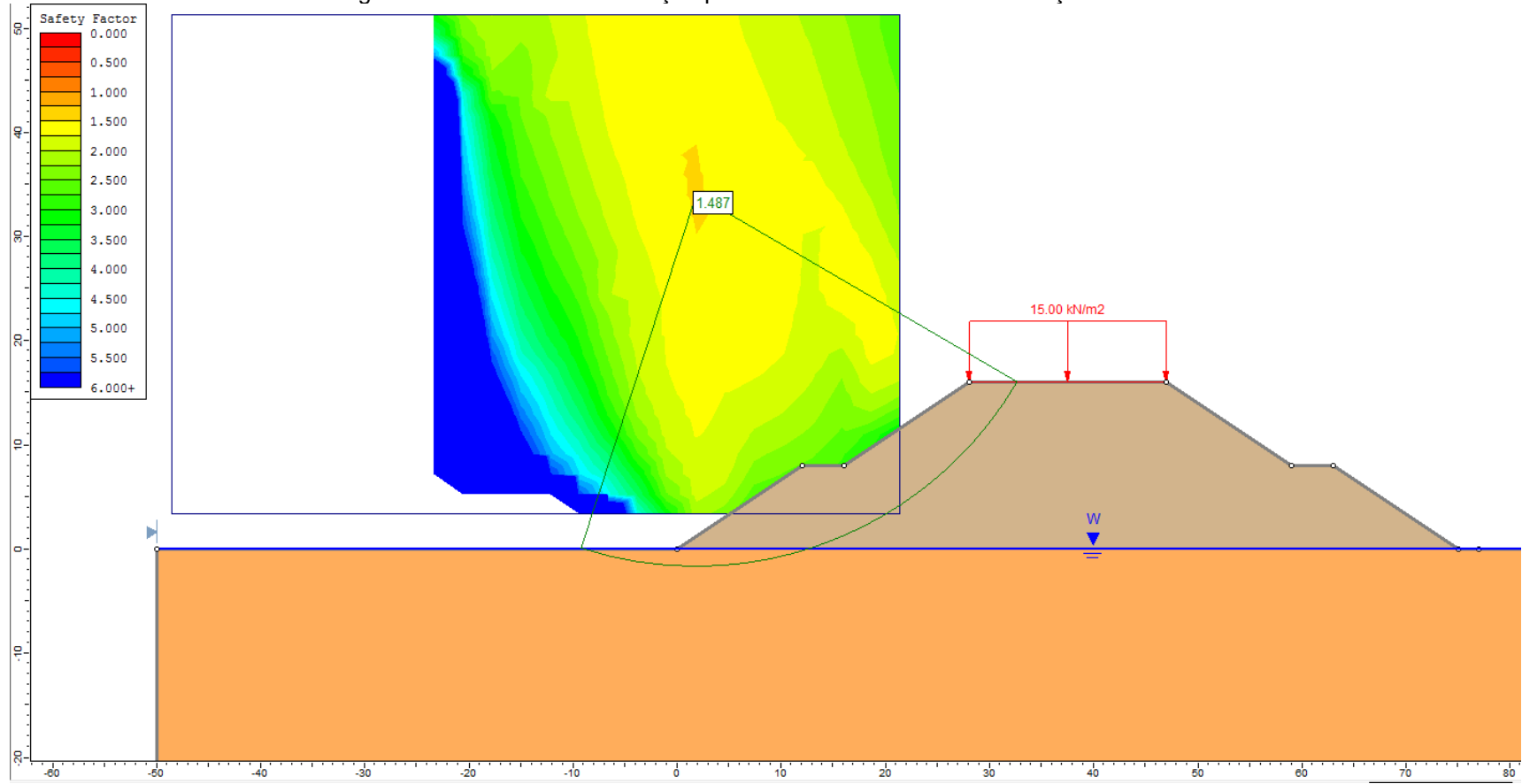
Fonte: própria

Figura 150 – Modelo de cálculo condição permanente bermas de estabilização NA alto



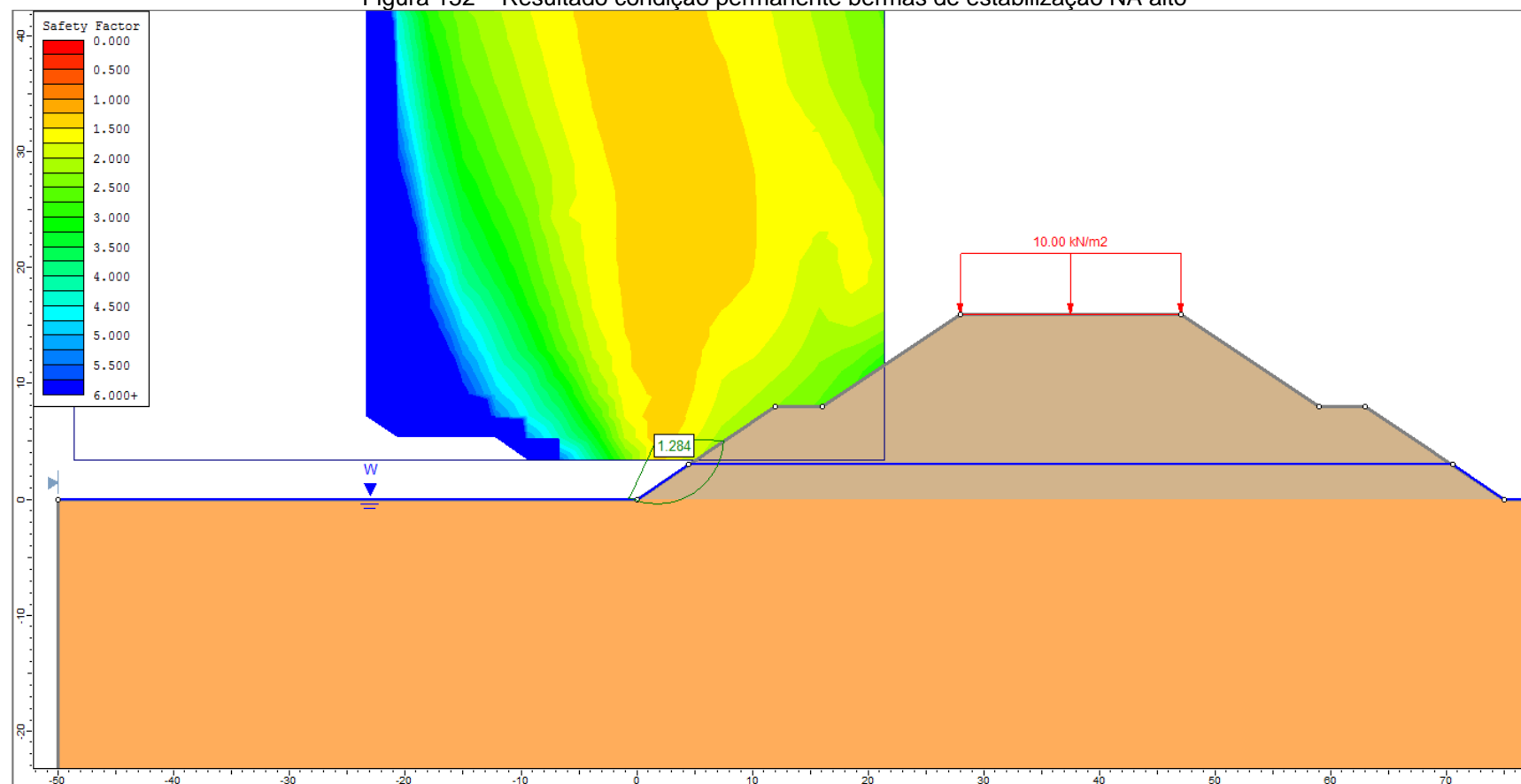
Fonte: própria

Figura 151 – Resultado condição permanente bermas de estabilização NA baixo



Fonte: própria

Figura 152 – Resultado condição permanente bermas de estabilização NA alto



Fonte: própria

Como se percebe, as bermas de estabilização de 4 m de largura conferem $FS \approx 1,5$ para condição comum e $FS \approx 1,3$ para condição eventual. Assim, considera-se, para essa configuração, a segurança geotécnica como adequada. É interessante notar que para o NA alto o mecanismo de ruptura muda, destacando a relevância da berma para o incremento do FS nesse caso.

8.11. Concepção da Ponte Provisória Modular

O estudo de caso trata da interdição da Rua Salvador de Oliveira Leme. Dada a importância dessa via, uma vez que era o principal acesso à cidade de Itapetininga pela Rodovia Raposo Tavares, a solução proposta pelo grupo inclui o uso de uma ponte provisória modular do tipo Bailey, dessa forma, mantendo o fluxo de veículos e amenizando o transtorno causado no trânsito local.

Para a determinação da estrutura da ponte Bailey, foi utilizado como base o manual do exército americano, US ARMY, 1986.

8.11.1. Determinação do Comprimento Efetivo

Primeiramente, deve-se definir o comprimento da ponte, que é dado em função dos tipos de encontros, vão, altura do talude, recuo de segurança e espaço para os roletes.

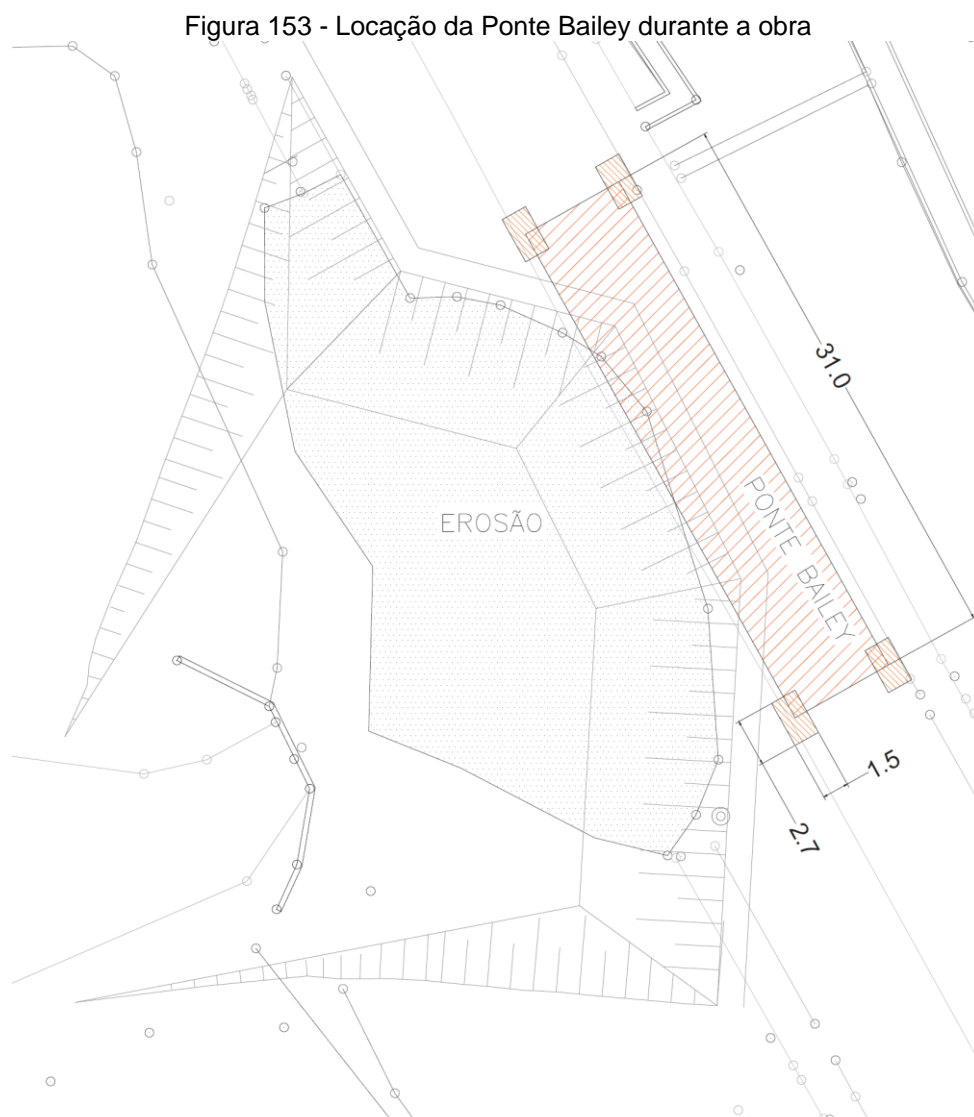
Neste caso, a solução proposta conta com a escavação parcial do maciço, retirando apenas a parte rompida, e a utilização de grampos verticais no topo do talude escavado, a uma distância de 1,5 m da borda por motivos construtivos.

Tais obras se concentram em um lado da via, sendo a ponte provisória alocada no lado oposto. Dessa forma, através das dimensões do talude e a folga de 1,5 m, foi determinado um comprimento de 26,0 m para o vão inicial.

No momento de instalação da ponte, os encontros já estão preparados pelos grampos verticais. Sendo assim, o recuo de segurança é uma distância fixa de 1,1 m para cada extremidade da ponte.

No que diz respeito ao cálculo da folga entre o rolete e o montante de apoio, admite-se 0,76 m a princípio, mas tal distância também depende do tipo de fundação. Como a escolha da fundação depende do comprimento, deve-se fazer uma análise iterativa.

Após a análise iterativa, adotou-se uma folga de 1,37 m de cada lado e obteve-se um comprimento efetivo total de 30,88 m, valor utilizado como informação de entrada para outros dimensionamentos. No entanto, como se trata de uma ponte modular e é possível adotar apenas números inteiros de módulos. Foi adotado, portanto, um comprimento de ponte de 31 m, o equivalente a 10 módulos. A locação da ponte pode ser vista na Figura 153.



Fonte: Própria

8.11.2. Escolha da classe de carga

A definição da carga a ser utilizada no dimensionamento da ponte Bailey é feita através da escolha de uma classe dentro da Classificação Militar de Carga (*Military Load Classification - MLC*), padrão estabelecido pela Organização do Tratado do Norte Atlântico (OTAN). A classificação é definida com base em pares de 16 veículos hipotéticos – um veículo sobre rodas e um veículo sobre esteira para cada par – e varia de 4 a 150, valor que representa o peso aproximado de cada veículo expresso em toneladas curtas.

Busca-se, portanto, definir qual veículo hipotético da Classificação Militar de Carga mais se assemelha ao veículo-tipo da norma brasileira e, assim, definir a classe de carga utilizada no dimensionamento da ponte.

A NBR 7188 define três classes de trem-tipo para pontes rodoviárias:

- Classe 45: veículo-tipo de 450 kN com carga de multidão de 5 kN/m²;
- Classe 30: veículo-tipo de 300 kN com carga de multidão de 4 kN/m²;
- Classe 12: veículo-tipo de 120 kN com carga de multidão de 3 kN/m².

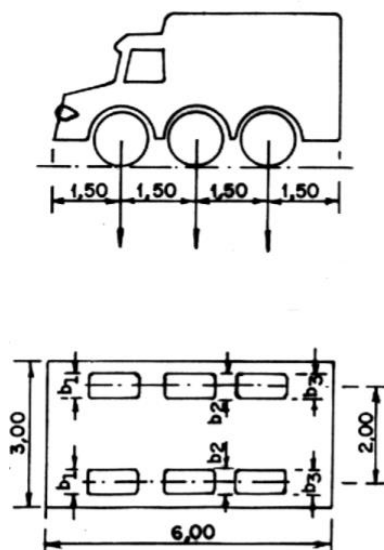
No caso em estudo, a via interditada possui função de interligar a Rodovia Raposo Tavares (SP-270) à Cidade de Itapetininga e, portanto, sabe-se que há tráfego de caminhões e ônibus no trecho. Dessa forma, opta-se pela classe 45 de trem-tipo (TB-45), cujas características são apresentadas na Tabela 58 e Figura 154. Vale lembrar que a carga de multidão inclusa no trem-tipo é desconsiderada porque este tipo de esforço não é previsto na situação de ponte provisória.

Tabela 58 – Característica dos veículos-tipo

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total de veículo	kN-t _f	450-45	300-30	120-12
Peso de cada roda dianteira	kN-t _f	75-7,5	50-5	20-2
Peso de cada roda traseira	kN-t _f	75-7,5	50-5	40-4
Peso de cada roda intermediária	kN-t _f	75-7,5	50-5	-
Largura de contato b ₁ de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b ₃ de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b ₂ de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre os eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Fonte: NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre

Figura 154 – Dimensões do veículo tipo de classe 45 e 30
TIPOS 45 E 30



Fonte: NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre

Conforme os dados apresentados na Tabela 58, o veículo-tipo classe 45 (TB-45) da norma brasileira possui peso total de 45 t e peso por eixo de 15 t. A Tabela 59 apresenta as características de alguns veículos da Classificação Militar de Cargas. O veículo sobre rodas que mais se assemelha ao TB-45 é o de classe 50, que possui peso total de 58 toneladas curtas e peso máximo sobre um eixo de 20 toneladas curtas. Não é possível utilizar o veículo de classe 40 porque seu peso máximo, expresso em toneladas métricas, equivale a 42,6 t, valor inferior ao peso do TB-45.

Tabela 59 – Características dos veículos e classes

C L A S S E	VEÍCULO SOBRE ESTEIRA	VEÍCULO SOBRE RODAS	
		CARGA SOBRE EIXOS E ESPAÇAMENTO	CARGA MÁX EIXO
40	<p>40 Tons</p>	<p>47 Tons</p>	<p>17</p>
50	<p>50 Tons</p>	<p>58 Tons</p>	<p>20</p>
60	<p>60 Tons</p>	<p>70 Tons</p>	<p>23</p>

Fonte: US ARMY, 1986

Desta maneira, define-se que a classe de carga utilizada para o dimensionamento da ponte deve ser a classe 50.

8.11.3. Escolha das Restrições de Tráfego

O grau de risco aceito está ligado a restrições no tráfego durante o cruzamento da ponte. No tráfego normal, qualquer motorista pode passar pela ponte por qualquer lugar do tabuleiro, respeitando a uma velocidade de até 40 km/h. O espaçamento

mínimo entre veículos deve ser de 27,4 m e não é permitido parada ou aceleração brusca na ponte.

Quando se tem uma operação de tráfego cautelosa ou de risco, as restrições são muito maiores em relação ao motorista, posicionamento na pista, velocidade, distância entre veículos e paradas e acelerações na ponte.

No caso, foi escolhida a classe de tráfego normal para o dimensionamento da ponte.

8.11.4. *Determinação do Tipo de Configuração*

Conforme foi visto anteriormente na seção 6.2. Tipos de configurações, existem diferentes configurações com uma, duas ou três camadas e um, dois ou três andares.

Para determinar qual a configuração ideal para cada caso, foi utilizada a Tabela 28 já apresentada anteriormente. Nessa tabela, entra-se com as informações de comprimento, risco e classe de carga e extrai-se a configuração mais apropriada. Neste caso, os *inputs* foram o comprimento de 30,88 m, risco normal e classe de carga 50, resultando na configuração *triple-single* (TS), ou seja, um andar com três camadas.

8.11.5. *Fundações e Determinação do Comprimento Efetivo*

A fundação é, basicamente, uma grelha e sua escolha depende da capacidade do solo, configuração da estrutura e comprimento da ponte. A partir dessas informações, é possível determinar quais os tipos de fundação possíveis para a estrutura apenas utilizando uma tabela (ANEXO A – Tabelas e Figuras Referentes à Ponte Bailey).

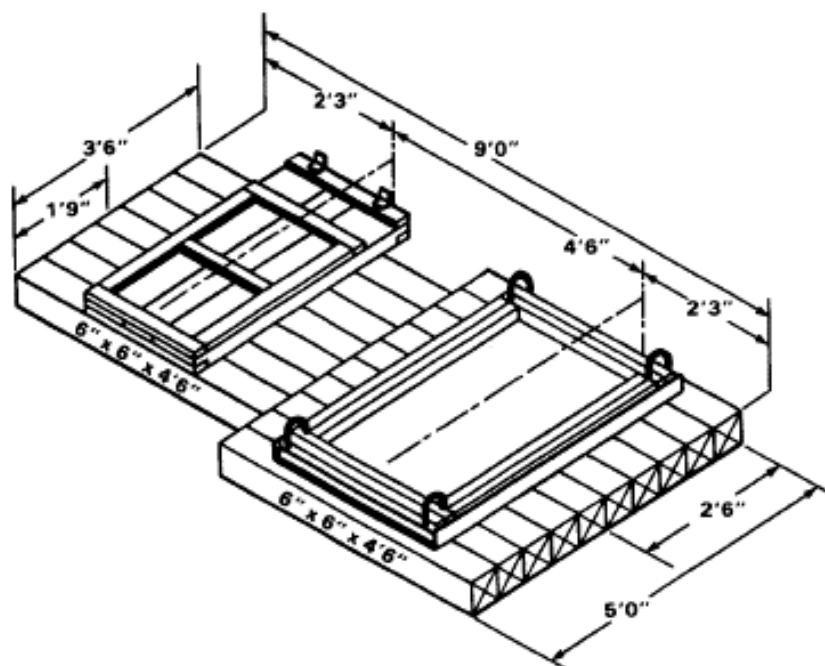
Na solução proposta, os encontros onde se apoiam as fundações são preparados com grampos verticais. Os grampos são dispostos em quantidade suficientemente alta e espaçamento suficientemente baixo para que o solo entre os elementos seja considerado confinado a ponto de que seja razoável considerar que as cargas se descarreguem principalmente na proximidade da base dos mesmos. Como a massa

de solo confinado é circunscrita pelas estacas e as estacas são posicionadas abaixo das sapatas, tal hipótese foi considerada ao adotar a resistência do solo não como aquela da superfície, mas sim onde os grampos se apoiam. Isso é, supõe-se que as cargas são descarregadas em uma área igual à da sapata, mas na proximidade da base dos grampos (no caso considerado conservadoramente a 2/3 do comprimento do grampo). De acordo com a sondagem da Figura 84, o N_{STP} encontrado a 9 m da superfície é 10. Como os grampos chegam a mais de 9 m, adotou-se esse valor para a estimativa da capacidade de carga do solo.

Para estimar a capacidade de carga no solo, o valor do N_{STP} foi multiplicado por 20, constante comum na prática de projetos geotécnicos que relaciona a tensão admissível e o N_{STP} para solos da região do estado de São Paulo para pequenas profundidades, resultando, assim, em 200 kPa, ou 2 tsf, aproximadamente.

Com tais informações e utilizando a tabela encontrada no manual (ANEXO A – Tabelas e Figuras Referentes à Ponte Bailey), determinou-se que o tipo de fundação seria o 1 (Figura 155).

Figura 155 - Tipo de fundação grelha 1



Fonte: (US ARMY, 1986).

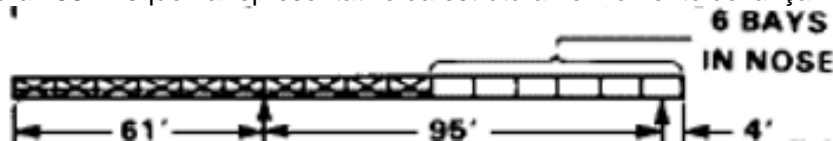
Após a escolha, tem-se a folga necessária para este tipo de fundação, que é de 4'6" ou 1,37 m. Esse valor foi utilizado para iteração dos cálculos posteriormente, resultando nesta mesma grelha.

8.11.6. Bico de Lançamento e Contra-Flecha

Para a determinação da estrutura do bico de lançamento existe uma tabela para cada tipo de configuração, no caso, *triple-single*. Entrando com o comprimento, têm-se as informações sobre as estruturas para o lançamento.

Para o lançamento de uma ponte com comprimento efetivo de 31 m (10 módulos), é necessário que toda a estrutura da ponte esteja com um andar, três camadas e tabuleiro. Além disso, a estrutura do bico de lançamento deve contar com 6 módulos, com apenas uma camada e sem tabuleiro, como pode ser visto na Figura 156.

Figura 156 - Esquema representativo da estrutura no momento do lançamento



Fonte: (US ARMY, 1986).

Durante o lançamento, a estrutura terá uma flecha de 0,56 m. Para compensar, é necessária uma contra-flecha de no mínimo mesmo valor. Através da imagem da Figura 59, chegou-se à conclusão de que uma peça de ligação do bico de lançamento (Figura 57) após o segundo módulo seria o suficiente, promovendo uma contra-flecha de 0,69 m.

8.11.7. Roletes e Apoios

Para o cálculo de roletes rotativos, roletes comuns e macacos, também foram utilizadas tabelas que podem ser encontradas no ANEXO A – Tabelas e Figuras Referentes à Ponte Bailey. De acordo com as tabelas, durante a implantação da ponte são necessários 4 roletes rotativos no talude onde é feita a montagem e 2 no talude oposto, 2 linhas de roletes comuns com 4 roletes por linha e 4 macacos em cada extremidade da ponte.

8.11.8. *Tempo de construção estimado*

O tempo de montagem da ponte depende tanto do comprimento da ponte (quantidade de módulos) quanto do tipo de configuração. No caso, 10 módulos e ponte do tipo *triple-single* levam a um tempo de montagem de 3,5 horas, utilizando apenas mão-de-obra.

8.12. Estimativa de custos

A fim de permitir uma análise comparativa mais sistemática dos elementos permanentes da obra de recuperação foram estimados simplificadaamente os custos das duas alternativas de solução – proposta e realizada.

Como a intenção dessa estimativa é promover uma análise comparativa entre as soluções, foram considerados apenas os custos exclusivos de cada solução. Custos comuns às soluções – como mobilização de equipamento de compactação, implantação do canteiro de obras, custos administrativos – foram considerados iguais ou semelhantes e, portanto, não foram estimados. Elementos adicionais e que poderiam ou deveriam ser aplicados independentemente da solução também foram desconsiderados para uma comparação mais justa.

Primeiramente, levantaram-se quantitativos e custos unitários dos materiais e atividades envolvidos na solução de recuperação proposta. Com isso, espera-se calcular de forma estimada qual seria o custo total da obra. A Tabela 60 apresenta o resumo dos cálculos realizados.

Tabela 60 – Estimativa de custos da solução proposta

SOLUÇÃO PROPOSTA				
ATIVIDADE / MATERIAL	CUSTO	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO TOTAL
Corte	31.67	R\$/m ³	13568	R\$ 429,698.56
Demolição de concreto	381.86	R\$/m ³	206	R\$ 78,663.16
Perfuração para grampos D10cm	17.94	R\$/m	12468	R\$ 223,675.92
Injeção de calda de cimento em grampos D10cm	3.07	R\$/kg	137093	R\$ 420,874.96
Armação CA50 para grampos	9.28	R\$/kg	47738	R\$ 443,005.66
Concreto projetado para cortina de solo grampeado com espessura de 8 cm	1492.72	R\$/m ³	113	R\$ 169,257.69
Tela de aço Q196 para cortina de solo grampeado	13.92	R\$/kg	4408	R\$ 61,359.20
Forma de madeira na seção parabólica	133.23	R\$/m ²	351	R\$ 46,763.73
Concreto moldado C-35 na seção parabólica	555.16	R\$/m ³	75	R\$ 41,637.00
Concreto projetado C-35 na seção parabólica	1492.72	R\$/m ³	131	R\$ 195,546.32
Aço CA50 na seção parabólica	9.28	R\$/kg	4660	R\$ 43,242.20
Aterro c/ compactação mecânica e controle	23.46	R\$/m ³	13568	R\$ 318,305.28
Ponte Bailey	19.84	R\$/m ² .dia	27900	R\$ 553,536.00
TOTAL				R\$ 3,025,565.68

Fonte: própria

Também foram feitas estimativas para a solução realizada no caso em estudo: a remoção completa do aterro no local de erosão, demolição da galeria antiga e construção de uma galeria nova de seção retangular.

Tabela 61 – Estimativa de custos da solução realizada

SOLUÇÃO REALIZADA				
ATIVIDADE / MATERIAL	CUSTO	UNIDADE	QUANTITATIVO	CUSTO TOTAL
Corte	31.67	R\$/m ³	30528	R\$ 966,821.76
Demolição de concreto	381.86	R\$/m ³	412	R\$ 157,326.32
Forma de madeira na seção retangular	104.03	R\$/m ²	1500	R\$ 156,045.00
Concreto moldado C-35 na seção retangular	555.16	R\$/m ³	710	R\$ 394,163.60
Aço CA50 na seção retangular	9.28	R\$/kg	47627	R\$ 441,976.70
Aterro c/ compactação mecânica e controle	19.84	R\$/m ³	30528	R\$ 605,675.52
TOTAL				R\$ 2,722,008.90

Fonte: própria

Os custos de corte e aterro foram estimados pelo volume de terra a ser mobilizado. Na solução proposta, tal volume é consideravelmente menor uma vez que não ocorrerá remoção completa do aterro. Ainda, os taludes de corte possuem maior inclinação uma vez que há reforço com solo grampeado.

Há também diferenças consideráveis nos custos relacionados à demolição e construção das galerias. Na solução proposta, de seção parabólica, a galeria antiga não é completamente demolida e, portanto, não é necessário reconstruí-la completamente. Já na solução realizada, ocorre demolição completa da galeria antiga e construção da galera nova em seção retangular.

Os custos relacionados à contenção por sua vez, foram considerados somente na solução proposta uma vez que não foram utilizados na solução realizada. Tais custos foram estimados em função da profundidade e da densidade da malha de grampos definidos na seção 8.10.3.

Nota-se que o custo da solução proposta é em torno de 10% maior devido à implantação da ponte provisória, à cortina de solo grampeado e ao uso de concreto projetado. Ainda assim, o menor consumo de concreto e aço permitiu uma diferença menos expressiva.

8.13. Análise Crítica da Solução

A fim de avaliar criticamente as vantagens e desvantagens da solução proposta nesse estudo de caso, será efetuada uma análise comparativa entre a solução proposta – com ponte provisória modular – e a adotada na realidade, sem ponte provisória modular. Basicamente três elementos serão avaliados, a saber – os efeitos da implantação da ponte provisória modular, as diferenças sob ótica de custo de execução, e a mitigação de riscos futuros.

A diferença mais imediata entre as duas soluções é a implantação ou não de ponte provisória modular. A seção 8.5, estudou a aplicabilidade de pontes modulares segundo a metodologia desenvolvida previamente nesse trabalho, na seção 4. Concluiu-se que as pontes provisórias podem ser uma medida pertinente para incrementar resiliência.

No mesmo sentido, foi avaliado, a partir da relação de importância, desenvolvida também na seção 4, qual haveria de ser o custo diário de interdição para que fosse vantajosa a aplicação da ponte modular socioeconomicamente. É importante ressaltar que a relação de importância tem como premissa que o custo de obras permanente das alternativas é idêntico. Tal característica é considerada pertinente, uma vez que auxilia na avaliação isolada apenas da decisão entre aplicar ou não a ponte provisória.

Nessa análise, estimou-se que um custo de interdição da ordem de R\$ 4.000,00 seria o suficiente para justificar o uso da ponte provisória. Considera-se tal custo relativamente baixo, avaliando que provavelmente seria excedido na realidade, posto o alto fluxo de veículos de toda sorte pela via, bem como a importância do acesso. Tal afirmação ganha ainda mais força quando considerada a noção do custo global da interdição e a interrupção ou empecilho a atividades sociais.

Outra diferença entre as soluções refere-se aos elementos permanentes da solução. De fato, a necessidade de implantar a ponte e a busca pelo baixo tempo de recuperação levou a diversas modificações nos elementos e método construtivo da recuperação. Por um lado, a recuperação proposta apresenta menor volume de corte, aterro e comprimento de galeria ao aproveitar parte do aterro não rompido. Além disso, apresenta menor área transversal de concreto na galeria, bem como menor taxa de armadura. Por outro lado, exige a execução de contenções em solo grampeado. É importante ressaltar que em uma análise comparativa elementos comuns a ambas as soluções – como mobilização de equipamentos de compactação – ou adicionais (e que poderiam ou deveriam ser aplicados em ambos os casos) – como a ponte provisória, proteção de margens e bermas opcionais, não devem ser considerados.

Tais diferenças, naturalmente levam a diferenças de custo. Na seção 8.12 tais custos foram estimados, concluindo que o custo da obra proposta seria da ordem de R\$ 3 milhões e da obra realizada de R\$ 2,7 milhões, isso é, uma diferença de cerca de 10%. Nesse sentido, nota-se que a menor quantidade de concreto, aço, corte e aterro compensaram parcialmente o custo das contenções e ponte provisória.

De fato, desconsiderando a ponte provisória ter-se-ia um custo da ordem de R\$ 2,5 milhões. Essa estimativa contribui para dar força a hipótese da relação de importância proposta neste trabalho, que postula semelhança nos custos das obras permanentes, com ou sem aplicação da ponte provisória.

Finalmente, há que se ressaltar que a solução proposta apresenta elementos que visam mitigar riscos futuros. Isso é, a partir de um diagnóstico das causas da ruptura, avaliou-se como necessidade crítica proteger as margens do curso d'água a

jusante do bueiro, para evitar erosão regressiva e novas rupturas. Também bermas de estabilização são recomendadas na solução – dependendo de estudos adicionais de investigação do subsolo – para incrementar a segurança geotécnica. A solução adotada na realidade, no entanto, parece não atacar nenhuma das causas mais prováveis de ruptura destacadas nesse trabalho.

9. CONCLUSÃO

Findado esse Trabalho de Formatura, acredita-se ter sido possível desenvolver, integrar e estender os conhecimentos auferidos ao longo da graduação em Engenharia Civil. Ao mesmo tempo, espera-se ter conseguido oferecer uma contribuição prática para a estruturação do conhecimento técnico e teórico em torno da aplicação de pontes provisórias modulares em obras de recuperação.

De fato, foi efetuada uma análise geral - mas aprofundada - em torno da aplicabilidade de pontes provisórias para obras de recuperação. Fundamentando-se em conceitos de análise de riscos e *Multi-Criteria Decision Making*, investigaram-se quais fatores governam a aplicabilidade socioeconômica de tais estruturas, organizando as análises e atividades necessárias para tomada de decisão, estruturadas em um diagrama síntese. Nesse sentido, concluiu-se que a aplicabilidade está condicionada pela redundância do sistema a ser recuperado, bem como pela viabilidade técnica do sistema estrutural selecionado. Por fim, verificou-se que as pontes provisórias são mais vantajosas para maiores tempos de interdição e maiores custos por tempo de interdição – isso é, importância da via desativada para atividades socioeconômicas e a severidade da interdição.

Em seguida, o trabalho abordou a aplicabilidade de pontes provisórias modulares em oposição a pontes provisórias customizadas, segundo seus prós e contras. Discutiu-se que a flexibilidade garantida pela modularidade das estruturas traz consigo diversas vantagens, como recuperação mais ágil – devido a projeto parcial e fabricação de peças prévios à ruptura – maior eficiência no reuso de componentes e facilidade de montagem. Por outro lado, para que algumas dessas vantagens se efetivem, há que se lidar com algumas complicações geradas pelo estoque e desembolso prévio aplicado aos componentes modulares. Considerou-se que esse problema pode ser atacado com condições que permitam alta rotatividade de peças pelo órgão ou companhia que aplica as pontes provisórias modulares.

O trabalho então procede a estruturar os conhecimentos técnicos e teóricos envolvidos nas obras de recuperação com pontes modulares provisórias em si. Primeiramente, um estudo aprofundado do estado da arte das pontes provisórias

modulares foi efetuado, tendo como base a Ponte Bailey. Aspectos estruturais, construtivos e executivos são alguns dos tópicos abordados. Em seguida, analisaram-se os demais aspectos de uma obra de recuperação, no sentido de expor suas interrelações e interferências com a estrutura provisória, buscando inseri-la nas particularidades de cada obra.

No âmbito de consolidar, integrar e aplicar os conhecimentos desenvolvidos ao longo do trabalho desenvolveu-se, por fim, um estudo de caso de uma via brasileira interditada. Nesse estudo foi proposta uma alternativa de recuperação com ponte provisória modular em oposição à aplicada na realidade, com interdição integral. Tal estudo também teve como objetivo situar tais conhecimentos em uma obra de recuperação brasileira, para verificar a aplicabilidade prática das pontes provisórias modulares em interdições de vias no país – ocorrência extremamente comum, principalmente em períodos chuvosos.

Um dos mais relevantes produtos do estudo de caso foi a aplicação da metodologia desenvolvida para aplicar a viabilidade de pontes provisórias com valores quantitativos para efeito de estimativa. De fato, concluiu-se que um custo de interdição da ordem de R\$ 4.000,00 justificaria a aplicação da estrutura provisória. Considerou-se tal custo relativamente baixo – especialmente sob a ótica de custo generalizado. Levando em conta que o caso estudado seria relativamente representativo da realidade das ocorrências brasileiras supõe-se que tal verificação pode apontar para uma real aplicabilidade das mesmas no país.

Nesse mesmo sentido, estimando custos das obras permanentes de uma solução com ponte provisória e uma sem, obtiveram-se custos semelhantes. Essa conclusão dá força à relação de importância proposta nesse trabalho por respaldar a hipótese de igualdade entre custos de obras permanentes nas alternativas.

O estudo de caso também permitiu uma percepção da ponte provisória modular inserida na solução de recuperação. Verificaram-se na prática potenciais interferências das particularidades locais e elementos permanentes com o projeto da ponte e sua aplicabilidade. Notou-se, nesse sentido, que os elementos permanentes e o processo executivo devem ser pensados de maneira a permitir a

implantação da ponte provisória já no início da recuperação e com menos interferência possível.

Em conclusão, consideram-se os objetivos propostos para esse trabalho como atingidos. Acredita-se, ainda, que nesse processo foi possível desenvolvimento intelectual, técnico e teórico dos integrantes do grupo em paralelo a uma potencial contribuição para a estruturação do conhecimento acerca de pontes provisórias modulares para obras de recuperação com foco na realidade brasileira.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALY, V. L. C.; SOUZA, U. E. L. D. **PCC2301 - Qualidade - Conceitos e Ferramentas de Gestão**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2013.

AMAZONAS ATUAL. **Ponte de Arthur é, proporcionalmente, mais cara que a Ponte Rio Negro**, 29 Dezembro 2014. Disponível em: <<http://amazonasatual.com.br/ponte-de-arthur-e-proporcionalmente-mais-cara-que-a-ponte-rio-negro/>>. Acesso em: 30 Maio 2016.

AMAZONAS ATUAL. **Prefeitura paga R\$ 342,6 mil por ponte provisória do Exército**, Manaus, 05 Agosto 2014. Disponível em: <<http://amazonasatual.com.br/prefeitura-de-manaus-paga-r-3426-mil-por-ponte-provisoria-do-exercito-2/>>. Acesso em: 14 Maio 2016.

ANDRIOLO, M. V.; OLIVEIRA, E. D. **Proteção contra erosão regressiva em rocha branda na saída da bacia de dissipação - o exemplo da UHE Colíder**. XXX Seminário nacional de grandes barragens. Foz do Iguaçu. 2015.

BECK, A. M. et al. **The Corps of Engineers: The War Against Germany**. [S.l.]: Center of Military History (US Army), 1985.

BRANCO, H. A. P. **Colapsos de Pontes: Lições Aprendidas**. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Lisboa. 2013.

BRASIL ESCOLA. **Tipos de Erosão**, n.d. Disponível em: <www.brasilecola.uol.com.br/geografia/tipos-erosao.htm>. Acesso em: 09 jun. 2016.

BRASIL NOTÍCIA. **Governo já investiu R\$ 8 milhões em recuperação de pontes, diz Modesto**, 20 Janeiro 2016. Disponível em: <<http://brasilnoticia.com.br/cidades/governo-ja-investiu-r-8-milhoes-em-recuperacao-de-pontes-diz-modesto/68162>>. Acesso em: 24 Maio 2016.

BRIGHETTI, G.; MARTINS, J. R. S. **Apostila - Estabilização e Proteção de Margens**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2001.

BRIGHETTI, G.; MARTINS, J. R. S. **Apostila - Estabilização e Proteção de Margens**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, p. 77. 2001.

- BROOKS, N. **Vulnerability, risk and adaptation: A conceptual framework.** Centre for Social and Economic Research on the Global Environment (CSERGE) - School of Environmental Sciences - University of East Anglia. Norwich, p. 7. 2003.
- CAETANO, D. **Planejamento Estratégico de Sistemas de Transporte.** Escola Politécnica da Unversidade de São Paulo - Departamento de Engenharia de Transportes. São Paulo. 2015.
- CAMPO GRANDE NEWS. **Chuva dura uma semana e moradores continuam ilhados sem ponte,** 2016. Disponível em: <<http://www.campograndenews.com.br/cidades/interior/chuva-dura-uma-semana-e-moradores-continuam-ilhados-sem-ponte>>. Acesso em: junho 2016.
- CAMPO GRANDE NEWS. **Após seis horas de chuva, ponte cai e isola 20 mil moradores de distrito,** 2016. Disponível em: <<http://www.campograndenews.com.br/cidades/interior/apos-seis-horas-de-chuva-ponte-cai-e-isola-20-mil-moradores-de-distrito>>. Acesso em: junho 2016.
- CAMPO GRANDE NEWS. **Governo Federal libera R\$ 22 milhões para recuperação de 30 pontes,** 24 Fevereiro 2016. Disponível em: <<http://www.campograndenews.com.br/cidades/interior/governo-federal-libera-rs-22-milhoes-para-recuperacao-de-30-pontes>>. Acesso em: 24 Maio 2016.
- CAMPO GRANDE NEWS. **Moradores improvisam passarela sobre ponte que caiu há 70 dias,** 2016. Disponível em: <<http://www.campograndenews.com.br/cidades/interior/moradores-improvisam-passerela-sobre-ponte-que-caiu-ha-70-dias>>. Acesso em: 2016.
- CAMPOS, L. E. P.; BURGOS, P. C. **Influência da Sucção na Expansão de Massapês.** Porto Alegre. 2004.
- CARVALHO, J. C. D.; LIMA, M. C.; MORTARI, D. **Considerações sobre prevenção e controle de voçorocas.** VII Simpósio Nacional de Controle de Erosão. Goiânia. 2001.
- CARVALHO, T. **Questionário sobre a Obra Sarutaya.** [S.I.]. 2016.
- CHARBENEAU, R. J.; HENDERSON, A. D.; SHERMAN, A. L. C. Hydraulic Performance Curves for Highway Culverts. **Journal of Hydraulic Engineering - ASCE,** JOURNAL OF HYDRAULIC ENGINEERING © ASCE / MAY 2006, p. 474-481, Maio 2006.
- COOPER, W. W.; SEIFORD, L. M.; TONE, K. **Introduction to Data Envelopment Analysis and its Uses.** [S.I.]: Springer, 2006.

CUNHA, C. B. D. **Avaliação de Projetos**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia de Transportes. São Paulo. 2014.

DAEE; CTH. **Precipitações Intensa do Estado de São Paulo**. [S.l.]. 2016.

DAENGDEJ, J.; LUKOSE, D.; MURISON, R. **Using statistical models and case-based reasoning in claims prediction: experience from a real-world problem**. Armidale. 1999.

DAVIS-MCDANIEL, C. et al. **Fault-Tree Model for Risk Assessment of Bridge Failure - Case Study for Segmental Box Girder Bridges**. [S.l.]: Journal of Infrastructure Systems, 2013. pp. 226-234 p.

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES. **PEF2304 - Estruturas de Concreto II - Flexão Composta Normal - Notas de Aula**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, p. 30. 2013.

DIÁRIO MS. **Chuva isola municípios da região de fronteira e deixa cinco mil alunos sem aula**, 07 Dezembro 2015. Disponível em: <<http://diarioms.com.br/chuva-isola-municipios-da-regiao-de-fronteira-e-deixa-cinco-mil-alunos-sem-aula/>>. Acesso em: 24 Maio 2016.

DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Glossário de termos técnicos rodoviários**. Rio de Janeiro. 1997.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Orçamento das Obras de Arte Especiais - Rodovia BR 101 PB**, 02 Fevereiro 2005. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/anexo/Errata/Errata_edital0334_04-00_17.pdf>. Acesso em: 18 Maio 2016.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Custos Médios Gerenciais - Mês base: Janeiro/2009, 2009**. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/download/servicos/custo-medio-gerencial/custos-medios-ger.marco-14.pdf>>. Acesso em: 18 Maio 2016.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **PROARTE - Programa de Reabilitação de Obras de Arte Especiais**, Janeiro 2011. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/download/sala-de-imprensa/imagens-noticias/apresentacao-proarte-audiencia-22012011-r10.pdf>>. Acesso em: 18 Maio 2016.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Custos Médios Gerenciais - Mês base: Maio/2014, 2014**.

Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/download/servicos/custo-medio-gerencial/custos-medios-ger.maio-14.pdf>>. Acesso em: 26 Maio 2016.

DNIT. **Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem**. [S.l.]. 2005.

ECOPONTES. **Pontes Temporárias e Emergenciais EcoTruss**, n.d. Disponível em: <<http://www.ecopontes.com.br/produtos-ver/pontes-temporarias-ecotruss/14>>. Acesso em: 20 Maio 2016.

EHRlich, P. J. **Engenharia Econômica - Avaliação e Seleção de Projetos de Investimento**. [S.l.]: Atlas, 2005.

EIFFEL, G. **Ponts Démontables**. [S.l.]: [s.n.].

FARKAS, A. **Multi-Criteria Comparison of Bridge Designs**, Budapeste, Hungria, 8, n. 1, 2011. 173-191. Disponível em: <http://www.uni-obuda.hu/journal/Farkas_27.pdf>. Acesso em: 03 Junho 2016.

FILHO, K. Z. et al. **PHD2307 - Aula 21 - Hidrograma Unitário - Parte 2 de 2 - HU Sintético**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. [S.l.]. 2013.

FOLHA DE BOA VISTA. **Governo decreta situação de emergência para construir ponte**, 27 Julho 2015. Disponível em: <<http://folhabv.com.br/noticia/Governo-decreta-situacao-de-emergencia-para-construir-ponte/8653>>. Acesso em: 24 Maio 2016.

G1 BAHIA. **Riachão do Jacuípe fica 'ilhada' após rio transbordar e parte de ponte ceder**, 22 Janeiro 2016. Disponível em: <<http://g1.globo.com/bahia/noticia/2016/01/rio-transborda-invade-casas-e-fecha-ponte-em-riachao-do-jacuipe-na-ba.html>>. Acesso em: 20 Maio 2016.

G1 BAURU E MARÍLIA. **Chuva derruba pontes, arrasta carros e abre crateras em Bauru e região**, 2016. Disponível em: <<http://g1.globo.com/sp/bauru-marilia/noticia/2016/01/chuva-derruba-pontes-arrasta-carros-e-abre-crateras-em-bauru-e-regiao.html>>. Acesso em: 2016.

G1 GLOBO. **Cratera expande e já engole metade do principal acesso a Itapetininga**, 2015. Disponível em: <<http://g1.globo.com/sao-paulo/itapetininga-regiao/noticia/2015/03/cratera-expande-e-ja-engole-metade-do-principal-acesso-itapetininga.html>>. Acesso em: 26 Novembro 2016.

G1 GLOBO. **Ponte provisória é instalada para liberar tráfego no Tarumã, em Manaus**. **G1 Globo**, 2015. Disponível em: <<http://g1.globo.com/am/amazonas/transito/noticia/2015/02/ponte-provisoria-e-instalada-para-liberar-trafego-no-taruma-em-manaus.html>>.

G1 GLOBO. Principal acesso da Raposo Tavares a cidade em SP é reaberto; vídeo aéreo. **G1 Globo**, 2015. Disponível em: <<http://g1.globo.com/sao-paulo/itapetininga-regiao/noticia/2015/08/principal-acesso-da-raposo-tavares-cidade-em-sp-e-reaberto-compere.html>>. Acesso em: 26 Novembro 2016.

G1 GLOBO. Meses após obras de R\$ 2,7 milhões, acesso à Raposo Tavares é fechado. Disponível em: <Meses após obras de R\$ 2,7 milhões, acesso à Raposo Tavares é fechado>. Acesso em: 30 Outubro 2016.

G1 SOROCABA E JUNDIAÍ. **Moradores se arriscam em ponte improvisada após estragos da chuva**, 22 Janeiro 2016. Disponível em: <<http://g1.globo.com/sao-paulo/sorocaba-jundiai/noticia/2016/01/moradores-se-arriscam-em-ponte-improvisada-apos-estragos-da-chuva.html>>. Acesso em: 20 Maio 2016.

GODA, K. **Engineering Safety, Risk & Management Lecture Notes**. University of Bristol. Bristol. 2015.

GOMES, C. F. S. **Principais características da Teoria da Utilidade Multiatributo, e análise comparativa com a Teoria da Modelagem de Preferências e Teoria das Expectativas**. Rio de Janeiro. 1998.

GOOGLE MAPS. Entrada de Itapetininga. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/@-23.5949954,-48.0333285,15.87z?hl=pt-BR>>. Acesso em: 26 Novembro 2016.

GOOGLE MAPS. Estação Rodoviária de Itapetininga. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/place/Esta%C3%A7%C3%A3o+Rodovi%C3%A1ria+de+Itapetininga/@-23.5910133,-48.0351596,14.96z/data=!4m5!3m4!1s0x94c5cc664dff5051:0xc6a539c2eebd221d!8m2!3d-23.581363!4d-48.0326182?hl=pt-BR>>. Acesso em: 26 Novembro 2016.

GOVERNO DE MATO GROSSO - SECOPA. **Projeto de Infraestrutura Urbana e Duplicação e Adequação de Capacidade e Segurança**, 2012. Disponível em: <<http://www.cuiaba2014.mt.gov.br/download.php?id=213513>>. Acesso em: 18 Maio 2016.

GRAY, D. H.; SOTIR, R. **Biotechnical and Soil Bioengineering Slope Stabilization**. New York: John Wiley, 1996.

HOLANDA, F. S. R. et al. RA'E GA - O Espaço Geográfico em Análise. **Controle da erosão em margens de cursos d'água: das soluções empíricas à técnica da bioengenharia de solos**, Curitiba, v. 17, p. 93-101, 2009. Disponível em:

<<http://revistas.ufpr.br/raega/article/view/12404/10668>>. Acesso em: 19 Novembro 2016.

HOLCOMBE, L. **A Conceptual Framework for Understanding Hazards and Risk Lecture Notes**. University of Bristol. Bristol. 2015.

HÚNGARO, F. C. **E-mail EcoPontes**. EcoPontes. [S.l.]. 2016.

INFRAESTRUTURA URBANA - PINI. **Estado de Minas doa vigas metálicas e tabuleiros de concreto para construção de pontes**, 2012. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/18/ponte-com-viga-mista-governo-de-minas-gerais-adota-265024-1.aspx>>. Acesso em: 21 Maio 2016.

INSTITUTO GEOGRÁFICO E CARTOGRÁFICO DO GOVERNO DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Mapa Hidrográfico do Estado de São Paulo**. [S.l.].

IPR - INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. **Terraplenagem - Aterros - Especificação de Serviço**. Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre. [S.l.], p. 13. 2009. (NORMA DNIT 108/2009 - ES).

JEAN-BAPTISTE, P. Vídeo - Didacticiel pont Bailey M2. **YouTube**, 2015. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=jT56vCNG2EU>>. Acesso em: Junho 2016.

JÚNIOR, A. V. M. **PHD2307 - Aula 6 - Precipitações - Chuvas Intensas - Parte 3 de 3**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. [S.l.]. 2013.

LEBEAU, K. H.; WADIA-FASCETTI, S. J. **A Fault Tree Model of Bridge Deterioration**. 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability. Notre Dame: [s.n.]. 2000.

MABEY BRIDGE. **Modular Bridging - Temporary Groundwork - Mabey UK**, 2016. Disponível em: <www.mabey.com/uk>. Acesso em: 02 abr. 2016.

MACCAFERRI. **Revestimentos de Canais e Cursos d'Água - Manual Técnico**. Maccaferri América Latina. [S.l.], p. 100. 2009.

MAGALHÃES, H. **Avaliação do Estado de Potencial Erosão das Margens de um Curso de Água. Aplicação a Troços estuarinos de Rios do Norte de Portugal**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. 2010.

MAGALHÃES, H.; MAIA, R. 5.as Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente. **Problemática e análise da erosão das margens de um curso de água - Exemplo de aplicação ao Rio Neiva**, Porto, 2010. Disponível em: <http://paginas.fe.up.pt/~shrha/publicacoes/pdf/JHRHA_5as/10_HMagalh%C3%A3es_Problem%C3%A1ticaAn%C3%A1liseDaEros%C3%A3o.pdf>. Acesso em: 19 Novembro 2016.

MAGALHÃES, R. A. **Erosão: Definições, tipos e formas de controle**, Goiânia, v. VII Simpósio Nacional de Controle de Erosão, Maio 2001.

MARCELLINI, S. S. et al. **Treinamento - Obras Hidráulicas Sujeitas à Outorga**. DAEE-DPO-FCTH-LabSid-EPUSP. [S.l.]. 2012.

MARTINS, J. R. S.; RAMOS, C. L. **Condutos Livres - Notas de Aula do Curso PHD2301 - Hidráulica 1**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, 2004.

MONGE, J. P. D. S. **Análise da eficiência de estruturas de proteção de margens**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. 2014.

NTC MOLDES E PLÁSTICOS. **Pier Flutuante**, n.d. Disponível em: <<http://ntc.ind.br/produto/pier-flutuante/pier-flutuante/92>>. Acesso em: 20 Maio 2016.

O DEMOCRATA. **Mairinque - Em vinte dias, prefeitura reconstrói a Ponte do Mato Dentro**, 13 Fevereiro 2016. Disponível em: <<http://www.odemocrata.com.br/mairinque-em-vinte-dias-prefeitura-reconstrói-a-ponte-do-mato-dentro/>>. Acesso em: 20 Maio 2016.

OLIVEIRA DUARTE, M. D. **Modelos de decisão multicritério e de portfólio com aplicação na construção de políticas energéticas sustentáveis**. Recife. 2011.

PENTEADO, M. M. **Fundamentos de Geomorfologia**. 3ª. ed. Rio de Janeiro: Secretaria de Planejamento da Presidência da República. Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, 1983.

PINHEIRO, A. N. **Estruturas Hidráulicas - Obras de dissipação de energia**. Instituto Superior Técnico. [S.l.]. 2006.

PINTO, C. D. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3a. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINTO, L. C. D. S. **Erosão Devido à Ação de Ondas e Proteção de Margens - Notas de Aula**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, p. Slide 15/71. n.d.

PREFEITURA DE MANAUS - SEMINF. **Ponte Ilhas Gregas será entregue no final deste mês**, 2014. Disponível em: <<http://seminf.manaus.am.gov.br/ponte-ilhas-gregas-sera-entregue-no-final-deste-mes>>. Acesso em: 26 Maio 2016.

PREFEITURA MUNICIPAL DE CAARAPÓ. **Chuvas destroem outra ponte em Caarapó**, 2016. Disponível em: <http://www.pmcpo.com.br/index.php?option=com_content&task=view&id=1287&Itemid=1>. Acesso em: 20 junho 2016.

PREFEITURA MUNICIPAL DE CAARAPÓ-MS. **Mário Valério intervém por construção de pontes em Caarapó**, 11 Abril 2016. Disponível em: <http://www.pmcpo.com.br/index.php?option=com_content&task=view&id=1315&Itemid=1>. Acesso em: 24 Maio 2016.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SERAFINA CORRÊA. **Planilha Orçamentária - Tomada de Preços n.º 14-2011 - Orçamento - Ponte Rua Belluno**, 2011. Disponível em: <http://www.serafinacorrea.rs.gov.br/site/publicacoes/documento_detalhe.php?gCdCategoria=14&gAno=2011&gMes=5>. Acesso em: 18 Maio 2016.

PUPIM, P. H. F.; MIRANDA, C. D. M. D. **Ampliação Estrutural e Estabilização da Barragem de Terra - Margem Direita da UHE Mimoso**. Comitê Brasileiro de Barragens - XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Foz do Iguaçu. 2015.

RALLS, M. L. **Accelerated Bridge Construction**. EUA: ASPIRE - The Concrete Bridge Magazine, Spring 2007. 16-20 p.

ROSA, P. R. **A relação erosão regressiva e assoreamento no fundo do vale - o caso do açude Namorado em São João do Cariri**. João Pessoa: UFPB, 2005.

SABAEI, D.; ERKOYUNCU, J.; ROY, R. **A review of multi-criteria decision making methods for enhanced maintenance delivery**. Bedfordshire. 2015.

SHAKER, S. M.; GREENWALD, J. H. Modular Evolution. **Civil Engineering: engineered design and construction**, Reston, Maio 1994. 64-67.

SOLOTRAT. Solotrat. **Solo Grampeado**. Disponível em: <http://www.solotrat.com.br/ws/manual/pt_ManSoloGrampeado.pdf>. Acesso em: 26 Novembro 2016.

SOUZA, D. F. et al. **Aplicação do método AHP-Fuzzy**. Guarapuava. n.d.

SOUZA, G. J. T. D.; PITTA, C. A.; ZIRLIS, A. C. Alguns Pontos Polêmicos de Solo Grampeado. Disponível em: <<http://www.acquacon.com.br/cobrae2009/apresentacoes/alberto-versaofinal.pdf>>. Acesso em: 26 Novembro 2016.

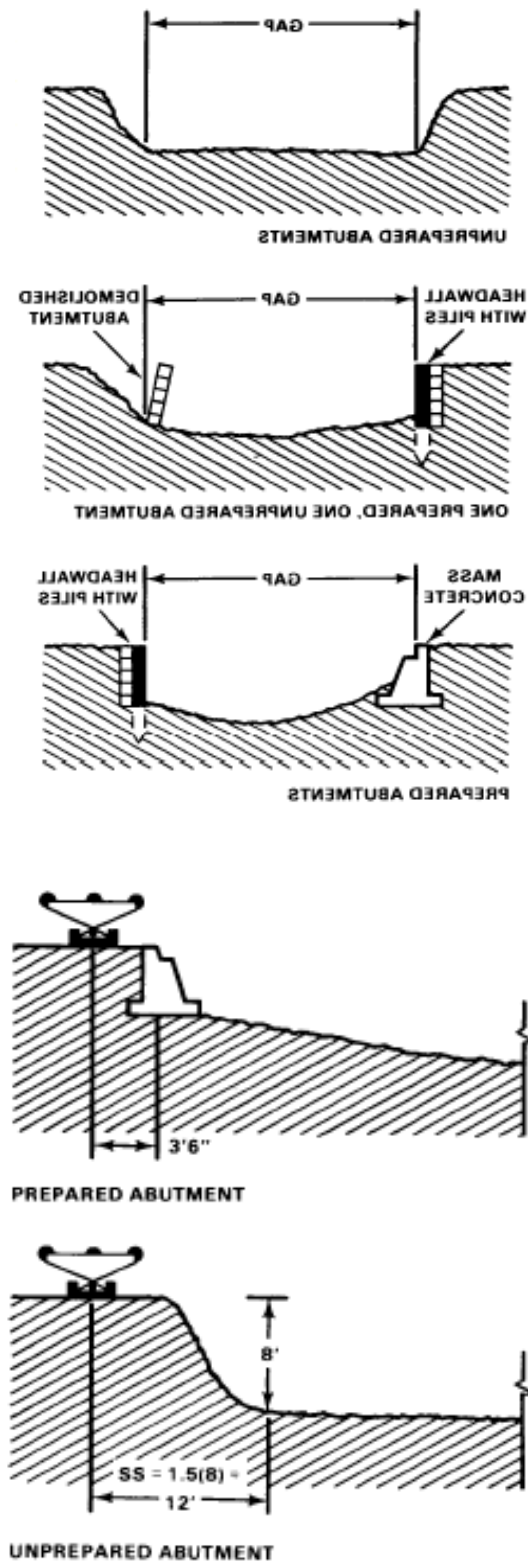
STUCCHI, F. R.; SKAF, K. J. **PEF-2404 - Pontes e Grandes Estruturas - Apostila**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, 2006.

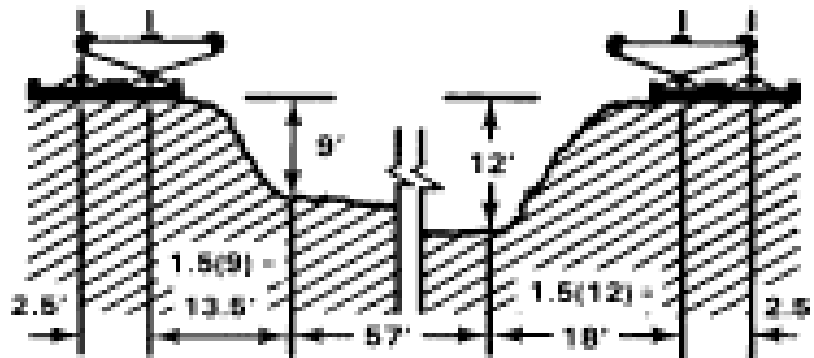
SUN, H.-C.; TIAN, P.; XU, G.-Y. **Evaluation of the Design Alternatives of Emergency Bridge by Applying Analytic Network Process (ANP)**. Beijing, China: ScienceDirect - Systems Engineering - Theory & Practice, v. 27, 2007. 63-70 p.

- Disponível em: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1874865108600253>. Acesso em: 03 Junho 2016.
- THINK DEFENCE. **UK Military Bridging Floating Equipment**, 11 dez. 2011. Disponível em: <http://www.thinkdefence.co.uk/2011/12/uk-military-bridging-floating-equipment/>. Acesso em: 22 maio 2016.
- THINK DEFENCE. **UK Military Bridging - Equipment (Bailey Bridge)**, 08 jan. 2012. Disponível em: <http://www.thinkdefence.co.uk/2012/01/uk-military-bridging-equipment-the-bailey-bridge/>. Acesso em: 15 mar. 2016.
- THINK DEFENCE. **Inglis Bridge**, 23 fev. 2014. Disponível em: <http://www.thinkdefence.co.uk/2014/02/inglis-bridge/>. Acesso em: 28 maio 2016.
- TOMAZ, E. P. In: TOMAZ, E. P. **Curso de Manejo de Águas Pluviais - Capítulo 63- Revestimento de Canais com Gabião - Colchão Reno**. Guarulhos: [s.n.], 2010. Cap. 63.
- TRIBUNAL DE CONTAS DE MATO GROSSO. **Portal transparência - Contrato nº 059/2015 Ecopontes**, 2015. Disponível em: <https://sic.tce.mt.gov.br/47/home/download/id/48380>. Acesso em: 18 Maio 2016.
- TRICK, M. A. **Strengths and Limitations of DEA**, 24 ago. 1998. Disponível em: <http://mat.gsia.cmu.edu/classes/QUANT/NOTES/chap12/node7.html>. Acesso em: 29 maio 2016.
- TUNG, Y.-K. Y. B.-C. E. M. C. S. **Hydrosystems engineering reliability Assessment and Risk Analysis**. [S.l.]: [s.n.], 2006.
- US ARMY. **Bailey Bridge**. Washington, DC. 1986.
- US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. Federal Highway Administration, n.d. Disponível em: www.fwha.dot.gov. Acesso em: 2016.
- VELASQUEZ, M.; HESTER, P. T. **An Analysis of Multi-Criteria Decision Making Methods**. Virginia Beach. 2013.
- VITÓRIO, J. A. P. **Pontes Rodoviárias - Fundamentos, Conservação e Gestão**. Recife: CREA-PE, 2002.
- VITÓRIO, J. A. P. **Acidentes estruturais em pontes rodoviárias - Causas, diagnósticos e soluções**. II Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pontes e Estruturas. 2007.
- XU, L.; YANG, J.-B. **Introduction to multi-criteria decision making and the evidential reasoning approach**. Manchester. 2001.

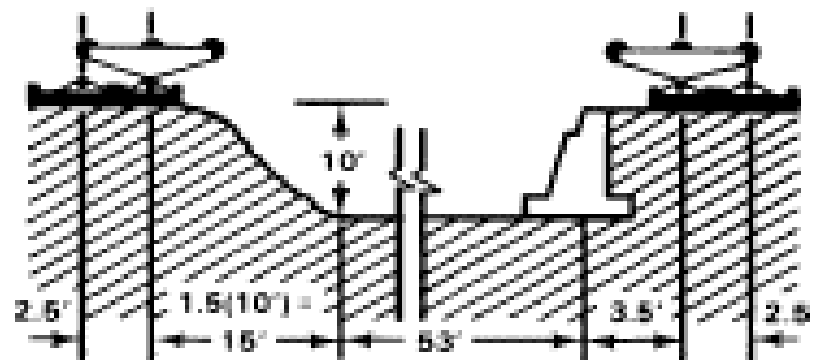
ZEH, H. **Engenharia Natural – Manual Técnico**. Zurique. 2007.

ANEXO A – Tabelas e Figuras Referentes à Ponte Bailey

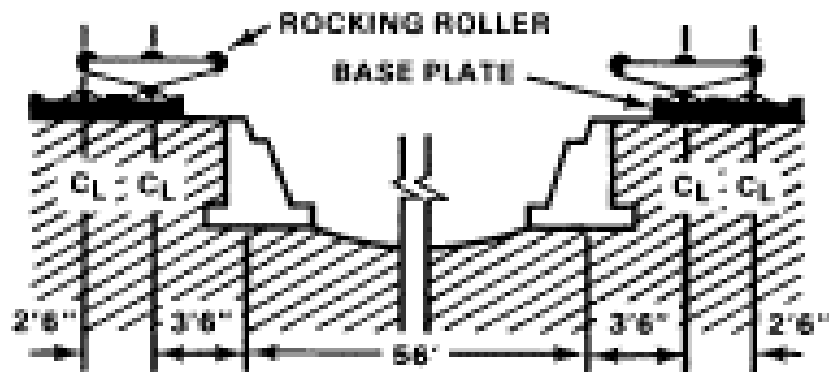




UNPREPARED ABUTMENTS



ONE PREPARED, ONE UNPREPARED ABUTMENT



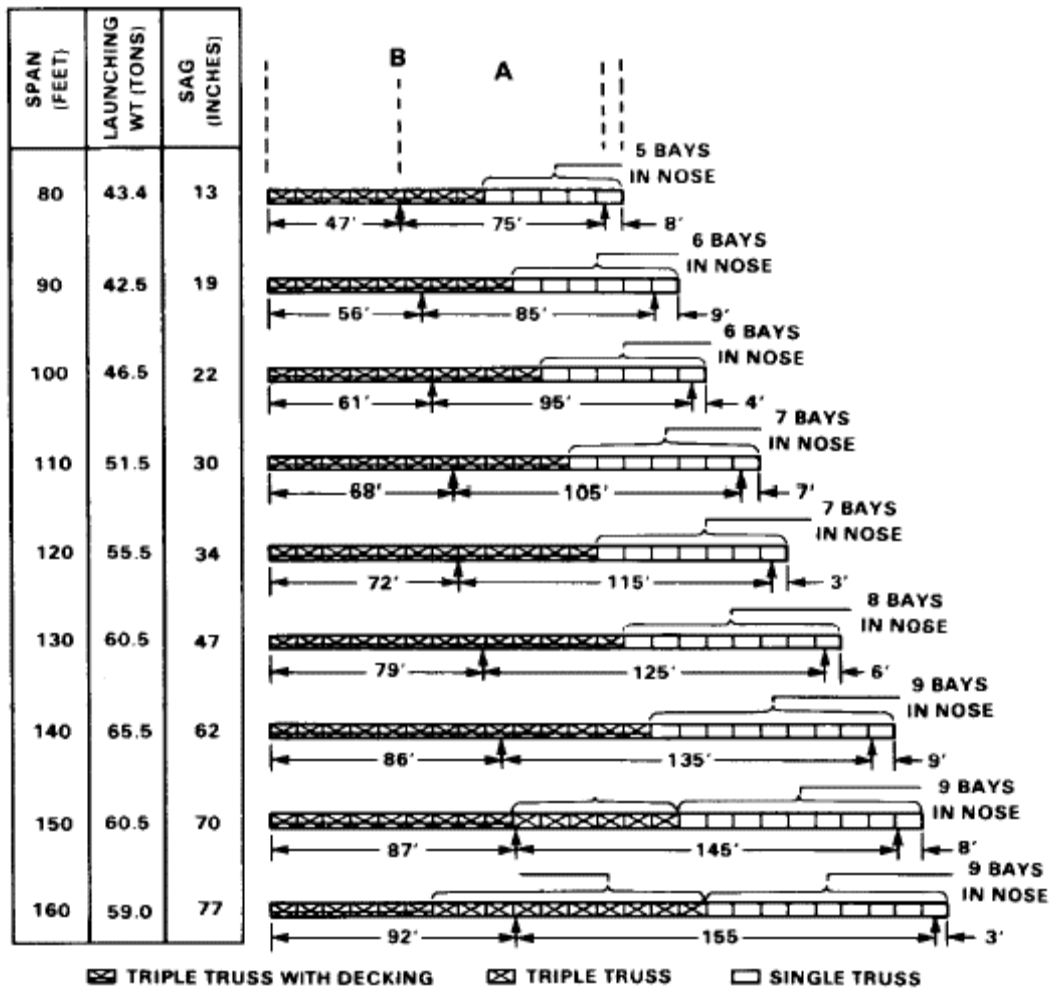
PREPARED ABUTMENTS

	NORMAL	TRAFFIC RESTRICTIONS CAUTION	RISK
Vehicle position	Anyplace on deck	On centerline of deck	On centerline of deck
Max speed	25 mph	8 mph	3 mph
Operation	No sudden stopping, or accelerating	No stopping, accelerating, or gear shifting	No stopping, accelerating, or gear shifting; tanks steer by clutch only
Min spacing	30-yd tail-to-head convoy spacing	50-yd tail-to-head	One vehicle on bridge at a time
Authority to use	Anyone	Tactical area commander (normally corps or higher)	

TYPE OF CONSTRUCTION	SPAN (ft)																			
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	
SS	0.5	6,7	5,6,7	5,6,7	4	4	4	4	4											
	1.0	4	3	3	1	1	1	1	1											
	2.0	1	None	None	None	None	None	1	1	1										
	2.5	None	None	None	None	None	None	None	None	None										
	3.5	None	None	None	None	None	None	None	None	None										
DS	0.5			6	6	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7							
	1.0			6,7	5,6,7	4	4	4	4	4	4	4	4							
	2.0			4	3	1	1	1	1	1	1	1	1							
	2.5			1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							
	3.5			1	None	None	None	None	None	None	1	1	1	1						
TS	0.5						6	6	6,7	6,7	6,7	6,7	6	6,7	6,7					
	1.0						6,7	5,6,7	4	4	4	4	4	4	4					
	2.0						4	3	1	1	1	1	2	1	1					
	2.5						3	1	1	1	1	1	1	1	1					
	3.5						1	1	1	1	1	1	1	1	1					
DD	0.5								6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
	1.0								6,7	5,6,7	5,6,7	4	4,6,7	4,6,7	4,6,7	4,6,7	4,6,7	4,6,7		
	2.0								4	4	3	2	2	4,6,7	2	4,6,7	2	4,6,7		
	2.5								3	1	1	1	1	2	1	2	1	2		
	3.5								1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
TD	0.5								6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
	1.0								6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7		
	2.0								4,6,7	4,6,7	4,6	4,6,7	4,6,7	4,6,7	4,6,7	4,6,7	4,6,7	4,6,7		
	2.5								4,6,7	3	2	2	2	2	2	2	2	2		
	3.5								1	1	1	2	2	2	2	2	2	2		
DT	0.5											6	6	6	6	6	6	6	6	
	1.0											6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	
	2.0											6,7	4,6,7	4,6,7	6,7	6,7	6,7	4,6,7	4,6,7	
	2.5											6,7	4,6,7	4,6,7	6,7	6,7	6,7	4,6,7	4,6,7	
	3.5											2	2	2	2	2	2	2	2	
TT	0.5														6	6	6	6	6	
	1.0														6,7	6,7	6,7	6,7	6,7	
	2.0														6,7	6,7	6,7	6,7	4,6,7	
	2.5														6,7	6,7	6,7	6,7	4,6,7	
	3.5														6,7	6,7	2	2	2	

Fonte: US ARMY, 1986

Table 6-3 Launching-nose composition for TS bridges



Notes:
 A = Distance between near and far bank rocking rollers
 B = Balance point of bridge, ready for launching

Fonte: US ARMY, 1986

Table 4-7 Rows of plain rollers needed for bridge

SPAN (ft)	TYPE OF CONSTRUCTION							
	SS	DS	TS	DD	TD	DT	TT	
30-50	1	1						
60-80	2	2	2					
90	3	2	2					
100	3	3	2	2				
110-120		3	3	3	3			
130		3	3	3	3	3		
140		3	4	4	3	3		
150			4	4	4	4		
160			4	4	4	4	3	
170				4	4	4	3	
180				4	5	4	4	
190					5	5	4	
200-210						5	4	
NUMBER OF ROLLERS PER ROW	2		4					

**NOTE: ALWAYS ADD 2 PLAIN ROLLERS
FOR USE AS CONSTRUCTION ROLLERS**

Fonte: US ARMY, 1986

**Table 4-6 Number of rocking rollers
needed for bridge**

TYPE OF CONSTRUCTION	SPAN (ft)	NEAR BANK		FAR BANK	
SS	30-100	2		2	
	50-80	2		2	
	90-100	2		2	
	110-140	4		2	
TS	80-160	4		2	
	DD	100-130	4		2
		140-180	4		4
TD	110-120	4		2	
	130-190	4		4	
DT	130-210	4		4	
TT	160-210	4		4	

Fonte: US ARMY, 1986

Table 4-8 Number of jacks needed at each end of bridge

TYPE OF CONSTRUCTION	SPAN (ft)	JACKS NEEDED AT EACH END OF BRIDGE
SS	30-100	2
DS	50-140	4
TS	80-140	4
DD	150-160	6
	100-120	4
TD	130-180	6
	110-140	6
DT	150-190	8
	130	6
TT	140-180	8
	190-210	10
	160-170	10
	180-210	12

Fonte: US ARMY, 1986

Table 4-6 Number of rocking rollers needed for bridge

TYPE OF CONSTRUCTION	SPAN (ft)	NEAR BANK	FAR BANK
SS	30-100	2	2
DS	50-80	2	2
	90-100	2	2
TS	110-140	4	2
	80-160	4	2
DD	100-130	4	2
	140-180	4	4
TD	110-120	4	2
	130-190	4	4
DT	130-210	4	4
TT	160-210	4	4

Fonte: US ARMY, 1986

Table 4-8 Number of jacks needed at each end of bridge

TYPE OF CONSTRUCTION	SPAN (ft)	JACKS NEEDED AT EACH END OF BRIDGE
SS	30-100	2
DS	50-140	4
TS	80-140	4
DD	150-160	6
	100-120	4
TD	130-180	6
	110-140	6
DT	150-190	8
	130	6
TT	140-180	8
	190-210	10
	160-170	10
	180-210	12

Fonte: US ARMY, 1986

Table 3-3 Estimated time for assembly

SPAN (ft)	TYPE OF CONSTRUCTION								
	SS	DS	TS	DD	TD	DT	TT	DT	TT
	CONSTRUCTION BY MANPOWER ONLY					USING ONE CRANE			
	TIME (hours)								
40	1½								
60	1¾	2							
80	2	2½	3						
100	2¼	3	3½	4¼					
120		3½	4	5	6¾				
140		3¾	4½	5¾	7½	11¼		10½	
160			5	6¼	8½	13¼	19	11¼	16¼
180				7	9½	14¼	21¼	13¼	18¼
200						16¼	24	14½	20½

Fonte: US ARMY, 1986

TRUSS CONSTRUCTION			SS					DS					TS					DD					TD					DT					TT				
CLASS		WHEELED LOAD	30	24	75	65	60	50	40	85	65	50	35	80	65	45	35	90	75	65	45	24	70	70	60	55	45	35	80	70	55	45	35				
		TRACKED LOAD	30		70	65	60	55	45	80	65	55	40	80	70	55	45	90	80	60	55	45	80	70	60	55	50	45	75	70	60	55	40				
SPAN (ft)			30	40	50	60	70	80	90	80	90	100	110	100	110	120	130	110	120	130	140	150	130	140	150	160	170	180	160	170	180	190	200				
ITEMS	UNIT WEIGHT (lbs)	SPARES INCLUDED																																			
Bearer, footwalk	23	2 or 4	16	20	24	28	32	36	40	32	40	46	50	46	50	54	58	50	54	58	62	66	58	62	66	70	74	78	70	74	78	82	86				
Bearing	68		4	4	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8				
Bolt, bracing	B N	1 25%	20	25	80	95	110	125	140	170	190	210	230	265	290	315	340	400	435	470	505	540	480	515	550	585	620	655	820	870	920	970	1,020				
Bolt, chord	B N	7.5 10%	10	15	15	20	20	25	30	25	30	30	35	30	35	35	40	30	35	60	70	85	70	70	85	100	100	100	175	190	230	245	295				
Bolt, ribband guardrail, 1	4	4	67	70	79	88	97	106	114	106	114	122	132	122	132	141	150	132	141	150	158	167	150	158	167	176	185	194	176	185	194	202	211				
Brace, sway, M2	B N	68 10% to 4 max	7	9	11	13	15	18	20	18	20	22	24	22	24	26	29	24	26	29	31	33	54	58	62	66	70	74	66	70	74	78	82				
Chess, M2	65	10% to 20 max	2	4	4	7	7	9	11	9	11	11	13	11	13	13	15	11	13	15	15	18	15	15	18	20	20	20	31	33	37	40	44				
Chess, M2	65	10% to 20 max	100	114	129	143	157	172	186	172	186	200	214	200	214	228	241	214	228	241	254	267	241	254	267	280	293	306	280	293	306	319	332				
Clamp, transom	B N	7 10% to 20 max	15	20	99	57	65	73	81	212	125	134	147	180	99	108	117	296	308	174	187	200	236	125	134	143	152	161	416	226	238	250	262				
Clip, retainer	B N	0.13 25% to 70 max	4	7	7	9	9	11	13	11	13	13	15	13	15	15	18	24	24	29	33	33	24	24	29	33	33	33	55	59	66	70	79				
Clip, retainer	B N	0.13 25% to 70 max	20	25	60	70	80	90	100	135	150	165	180	210	230	250	270	345	370	394	418	442	382	406	430	454	478	502	646	682	718	754	790				
Footwalk	104	2	6	10	10	15	15	20	25	20	25	25	30	25	30	30	35	25	30	35	40	50	40	40	50	60	60	60	100	110	125	135	175				
Footwalk	104	2	8	10	12	14	16	18	20	18	20	22	24	22	24	26	28	24	26	28	30	32	28	30	32	34	36	38	34	36	38	40	42				
Frame, bracing	B N	44 10%			11	13	15	18	20	18	20	22	24	46	51	55	59	51	55	59	67	68	90	90	103	110	117	123	110	117	123	130	136				
Panel	B N	577 10% to 10 max	7	9	22	26	31	35	40	53	59	66	73	88	97	106	114	142	154	166	178	190	166	178	190	202	214	226	298	316	334	352	370				
Panel	B N	577 10% to 10 max	4	7	7	9	9	11	13	11	13	13	15	13	15	15	18	13	15	22	24	29	24	24	29	33	33	33	55	59	75	79	97				
Pedestal, ramp, M2	93		8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8				
Pin, panel	B N	6.1 20% to 50 max	19	24	58	67	77	86	96	110	125	139	154	202	221	240	259	302	326	350	374	398	362	386	410	434	458	482	602	638	673	710	746				
Pin, panel, short	5.8		5	10	10	14	14	19	24	19	24	24	29	24	29	29	34	24	29	34	38	48	38	38	48	58	58	58	96	106	120	130	168				
Plate, base	381		16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16					
Plate, base	381		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4					
Plate, tie	3.5	10%	20	22	24	26	20	22	24	26	20	22	24	26	48	53	57	62	66	48	53	57	62	66	103	110	117	123	130								
Post, end, female	130	2	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	6	6	6	6	8	8	8	8	8	6	6	6	6	6	6	8	8	8	8	8					
Post, end, male	121	2	4	4	6	6	6	6	6	8	8	8	8	6	6	6	6	8	8	8	8	8	6	6	6	6	6	6	8	8	8	8	8				
Post, footwalk	10	10% to 4 max	15	20	24	29	33	37	42	37	42	46	50	46	50	54	58	50	54	58	62	66	58	62	66	70	74	78	70	74	78	82	86				
Raker	B N	22 10%	9	11	13	15	18	20	22	20	22	24	26	24	26	29	31	26	29	31	33	35	31	33	35	37	40	42	37	40	42	44	46				
Raker	B N	22 10%	4	7	7	9	9	11	13	11	13	13	15	13	15	15	18	12	14	18	18	20	18	18	20	22	22	22	33	35	40	42	46				
Ramp, button	348		8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8				
Ramp, plain	338		16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16				
Ribband, guardrail, steel	162		14	16	18	20	22	24	26	24	26	28	30	28	30	32	34	30	32	34	36	38	34	36	38	40	42	44	40	42	44	46	48				
Rope, handrail, 1/2" x 150'	20		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2				
Stringer, button	297		7	9	11	13	15	18	20	18	20	22	24	22	24	26	29	24	26	29	31	33	29	31	33	35	37	40	35	37	40	42	4				
Stringer, plain	260	10%	13	18	22	26	31	35	40	35	40	44	48	44	48	52	56	48	52	56	60	64	56	60	64	68	72	76	68	72	76	80	84				
Support, overhead bracing	160	10% to 4 max	29	31	33	35	37	40	35	37	40	42	44	48	52	56	48	52	56	60	64	29	31	33	35	37	40	35	37	40	42	44					
Transoms, M2	B N	618 10% to 4 max	9	11	23	15	18	20	22	37	22	24	26	45	26	29	31	50	54	31	33	35	70	48	51	54	57	60	86	57	60	63	66				
Transoms, M2	B N	618 10% to 4 max	2	3	3	4	4	6	7	6	7	7	8	7	8	8	9	7	8	9	9	10	9	9	10	11	11	11	17	18	20	21	23				

Fonte: US ARMY, 1986

DETAIL	TYPE OF CONSTRUCTION																	
	SS		DS		TS		DD		TD		DT		TT		DT		TT	
	CONSTRUCTION BY MANPOWER ONLY																	
	USING ONE CRANE'																	
	NCO	EM	NCO	EM	NCO	EM	NCO	EM	NCO	EM	NCO	EM	NCO	EM	NCO	EM	NCO	EM
Crane															0	3	0	3
Truck driver																1		1
Crane operator																1		1
Hook man																1		1
Panel	1	14	1	14	2	28	2	32	3	50	3	50	3	68	3	30	3	30
Carrying		12		12		24		28		44		44		60		24		24
Pin		2		2		4		4		6		6		8		6		6
Transom	1	9	1	10	1	10	1	10	1	10	2	28	2	28	2	20	2	20
Carrying		8		8		8		8		8		24		24		16		16
Clamp		1		2		2		2		2		4		4		4		4
Bracing	1	4	1	6	1	8	1	12	1	20	1	32	1	40	1	32	1	38
Sway brace		2		2		2		2		2		6		6		6		6
Raker		2		2		2		2		2		2		2		2		2
Bracing frame				2		2		4		4		8		8		10		8
Chord bolt								4		8		10		14		10		14
Tie plate						2				4				4				4
Overhead support												6		6		4		4
Decking	1	12	1	12	1	12	1	12	1	12	1	12	1	12	1	12	1	12
Stringer		8		8		8		8		8		8		8		8		8
Chess and ribband		4		4		4		4		4		4		4		4		4
Total	4	39	4	42	5	58	5	66	6	92	7	122	7	148	7	97	7	103

Fonte: US ARMY, 1986

SS	Span, in feet	30	40	50	60	70	80	90	100		
	Safe capacity	40	32	28	26	22	18	13	10		
	Caution capacity	55	45	38	35	31	23	19	13		
	Base-plate reaction ¹	31	26	24	21.8	21	18	17	15		
	Rocking-roller reaction ²	5.7	7.4	8.9	10.7	12.7	13.9	15.9	14.4		
DS	Span, in feet	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
	Safe capacity	80	67	64	51	44	31	23	18	13	10
	Caution capacity	100	84	80	64	55	40	34	23	19	13
	Base-plate reaction ¹	56	48	45	39	35	30	27	23	22	20
	Rocking-roller reaction ²	10.5	12.8	14.5	16.8	18.8	20.5	22.8	24.9	26.8	23.9
TS	Span, in feet	80	90	100	110	120	130	140	150	160	
	Safe capacity	80	62	52	40	34	23	18	13	10	
	Caution capacity	100	78	65	50	43	32	23	19	13	
	Base-plate reaction ¹	59	50	43.5	38	34.5	31	27	26	25	
	Rocking-roller reaction ²	19.0	21.5	23.5	26.0	28.0	30.5	33.0	30.5	29.8	
DD	Span, in feet	100	110	120	130	140	150	160	170	180	
	Safe capacity	75	64	50	40	31	23	19	13	10	
	Caution capacity	94	80	63	51	44	32	29	19	13	
	Base-plate reaction ¹	60	53	47	42	39	35	35	32	30	
	Rocking-roller reaction ²	26.8	29.8	32.0	34.8	38.3	41.0	38.0	40.8	38.3	
TD	Span, in feet	110	120	130	140	150	160	170	180	190	
	Safe capacity	80	70	57	48	40	31	23	18	12	
	Caution capacity	100	88	75	61	50	43	31	23	16	
	Base-plate reaction ¹	68	62	57	53	49	48	44	42	40	
	Rocking-roller reaction ²	35.8	39.3	43.3	46.8	50.3	51.0	49.3	47.0	46.0	
DT	Span, in feet	130	140	150	160	170	180	190	200	210	
	Safe capacity	80	67	65	56	50	40	31	23	18	
	Caution capacity	100	87	81	70	63	50	44	31	23	
	Base-plate reaction ¹	73	67	55	64	63	60	58	54	51	
	Rocking-roller reaction ²	47.5	50.8	54.8	59.0	59.8	59.5	56.8	55.5	56.3	
TT	Span, in feet	170	180	190	200	210					
	Safe capacity	70	57	50	40	29					
	Caution capacity	88	75	64	50	36					
	Base-plate reaction ¹	85	82	78	75	69					
	Rocking-roller reaction ²	60	60	60	60	60					

¹Includes weight of footwalks, ramps, bearings, and base plate; Live load assumed to be caution load on centerline of bridge

²Includes weight of rocking rollers, bearings and template

Fonte: US ARMY, 1986

TYPE OF GRILLAGE	SAFE BEARING PRESSURE OF SOIL (tons per sq ft)										MATERIAL REQUIRED
	0.5		1.0		2.0		2.5		3.5		
	MAXIMUM SAFE AND ALLOWABLE LOADS ON BASE PLATE (BP) AND ROCKING-ROLLER TEMPLATE (RRT)										
	BP	RRT	BP	RRT	BP	RRT	BP	RRT	BP	RRT	
	7	3	13	6	27	12	34	15	47	21	NO GRILLAGE REQUIRED <hr/> 7 pcs 6" x 6" x 4'6" <hr/> 7 pcs 6" x 6" x 4'6"; 9 pcs 3" x 6" x 4'6" <hr/> ramps; 20 pcs 6" x 6" x 4'6" <hr/> ramps; 47 pcs 6" x 6" x 4'6" <hr/> 1 pcs 8" x 8" x 6'0"; 5 pcs 8" x 8" x 8'0"; 12 pcs 8" x 8" x 12'0" <hr/> transoms; 10 pcs 2" x 6" x 4'6"; 4 pcs 6" x 6" x 4'6"; 30 pcs 8" x 8" x 12'0" <hr/> ramps; 15 pcs 8" x 8" x 15'0"
1	11	8	22	16	45	31	56	39	79	45	
2	11	10	22	20	45	40	56	51	79	60	
3	13	9	26	19	51	37	61	46	61	60	
4	22	22	45	45	71	57	71	57	71	57	
5	30	17	59	34	75	34	75	34	75	34	
6	87	60	90	60	90	60	90	60	90	60	
7	43	31	86	60	99	60	99	60	99	60	

NOT SUPPLIED IN PANEL BRIDGE SET SUPPLIED IN PANEL BRIDGE SET

Fonte: US ARMY, 1986

ANEXO B – Questionário sobre a Obra de Itapetininga

Entrevistado: Thiago Carvalho

Qual a importância da via para a cidade?

É o principal acesso da cidade pela Via Raposo Tavares, SP 270. Incluso é Rota de Acesso para a Rodoviária.

Você tem noção da quantidade de veículos?

Não tenho dados de VDM

Qual a via alternativa que estava sendo usada durante a interdição?

Por ocasião do acidente, a via alternativa, coincidente, também estava interditada pelo mesmo motivo (Rompimento da Via por excesso de carga hídrica inferior). A via que foi utilizada como alternativa foi a Darci Vieira, o que causou muitos transtornos para o trânsito na região. A Darci Vieira não comporta por exemplo trânsito de caminhões.

Essa via de alternativa já existia na época da ruptura ou foi construída depois?

Já existia. É interligada pela Via Marginal, o que facilitou a operação de desvio de tráfego.

A interdição foi completa ou parcial?

Completa.

Quanto tempo demorou a recuperação?

Cerca de 5 meses

Quanto tempo demoraram as obras?

Cerca de 5 meses

Você tem mais algum dado de sondagem do local?

Todos os dados de sondagem estavam naquele anexo. Não tenho mais nada.

Qual a solução da recuperação?

A solução adotada pelo DER foi a escavação total do maciço de terra rompido, demolição da galeria existente e recomposição da galeria com nova capacidade de vazão, maior.

ANEXO C – Cálculos de Hidrologia

Duração (min)	i (mm/min)	Altura de chuva acumulada (mm)	Incremento de Altura (mm)	Índice	Metade	Hietograma Total (mm)	Tempo (min)	Precipitacao Total (mm)
-	-	-	-	-	-	-	0	0
10	4.13838041	41.38380405	41.38380405	30	1	0.380075935	10	0.380075935
20	3.11971072	62.39421443	21.01041038	29	0.966666667	0.42563617	20	0.42563617
30	2.50616801	75.18504037	12.79082594	28	0.933333333	0.481217848	30	0.481217848
40	2.09583701	83.83348054	8.648440167	27	0.9	0.550113115	40	0.550113115
50	1.80193997	90.09699832	6.263517785	26	0.866666667	0.637110008	50	0.637110008
60	1.58098471	94.85908274	4.762084415	25	0.833333333	0.749396784	60	0.749396784
70	1.40875859	98.61310111	3.754018369	24	0.8	0.898178774	70	0.898178774
80	1.27070694	101.6565555	3.043454351	23	0.766666667	1.101732618	80	1.101732618
90	1.1575521	104.1796887	2.52313325	22	0.733333333	1.391574642	90	1.391574642
100	1.06309936	106.3099355	2.130246802	21	0.7	1.825998889	100	1.825998889
110	0.98305395	108.1359344	1.825998889	20	0.666666667	2.52313325	110	2.52313325
120	0.9143441	109.721292	1.585357567	19	0.633333333	3.754018369	120	3.754018369
130	0.85471436	111.1128666	1.391574642	18	0.6	6.263517785	130	6.263517785
140	0.80247115	112.3459614	1.233094777	17	0.566666667	12.79082594	140	12.79082594
150	0.75631796	113.447694	1.101732618	16	0.533333333	41.38380405	150	41.38380405
160	0.71524531	114.43925	0.991555988	15	0.5	21.01041038	160	21.01041038
170	0.67845546	115.3374288	0.898178774	14	0.466666667	8.648440167	170	8.648440167
180	0.64530961	116.1557289	0.818300175	13	0.433333333	4.762084415	180	4.762084415
190	0.61529014	116.9051257	0.749396784	12	0.4	3.043454351	190	3.043454351
200	0.58797319	117.5946379	0.689512145	11	0.366666667	2.130246802	200	2.130246802
210	0.56300832	118.2317479	0.637110008	10	0.333333333	1.585357567	210	1.585357567
220	0.54010326	118.822718	0.590970135	9	0.3	1.233094777	220	1.233094777
230	0.51901231	119.3728311	0.550113115	8	0.266666667	0.991555988	230	0.991555988
240	0.4995274	119.8865764	0.513745287	7	0.233333333	0.818300175	240	0.818300175
250	0.48147118	120.3677943	0.481217848	6	0.2	0.689512145	250	0.689512145
260	0.4646915	120.8197904	0.451996119	5	0.166666667	0.590970135	260	0.590970135
270	0.44905714	121.2454265	0.42563617	4	0.133333333	0.513745287	270	0.513745287
280	0.43445426	121.6471934	0.401766868	3	0.1	0.451996119	280	0.451996119
290	0.42078369	122.0272694	0.380075935	2	0.066666667	0.401766868	290	0.401766868
300	0.40795856	122.3875684	0.360299042	1	0.033333333	0.360299042	300	0.360299042

Duração (min)	i (mm/min)	Altura de chuva acumulada (mm)	Altura de chuva acumulada excedente (mm)	Incremento de Altura (mm)	Índice	Metade	Hietograma de Excedente (mm)	Tempo (min)	Precipitacao Excedente Total (mm)
-	-	-	-	-	-	-	-	0	0
10	4.13838041	41.38380405	7.021457424	7.021457424	30	1	0.31654006	10	0.31654006
20	3.11971072	62.39421443	18.62145924	11.6000182	29	0.966667	0.353847505	20	0.353847505
30	2.50616801	75.18504037	27.12409618	8.502636939	28	0.933333	0.399233078	30	0.399233078
40	2.09583701	83.83348054	33.30763084	6.183534653	27	0.9	0.455305439	40	0.455305439
50	1.80193997	90.09699832	37.96425227	4.656621431	26	0.866667	0.525835522	50	0.525835522
60	1.58098471	94.85908274	41.59205245	3.627800188	25	0.833333	0.616443033	60	0.616443033
70	1.40875859	98.61310111	44.50014414	2.908091685	24	0.8	0.735808698	70	0.735808698
80	1.27070694	101.6565555	46.88676645	2.386622314	23	0.766667	0.897928328	80	0.897928328
90	1.1575521	104.1796887	48.88391295	1.997146498	22	0.733333	1.126571272	90	1.126571272
100	1.06309936	106.3099355	50.58256025	1.698647303	21	0.7	1.464787219	100	1.464787219
110	0.98305395	108.1359344	52.04734747	1.464787219	20	0.666667	1.997146498	110	1.997146498
120	0.9143441	109.721292	53.32542854	1.278081063	19	0.633333	2.908091685	120	2.908091685
130	0.85471436	111.1128666	54.45199981	1.126571272	18	0.6	4.656621431	130	4.656621431
140	0.80247115	112.3459614	55.45386355	1.001863741	17	0.566667	8.502636939	140	8.502636939
150	0.75631796	113.447694	56.35179188	0.897928328	16	0.533333	7.021457424	150	7.021457424
160	0.71524531	114.43925	57.16213558	0.810343704	15	0.5	11.6000182	160	11.6000182
170	0.67845546	115.3374288	57.89794428	0.735808698	14	0.466667	6.183534653	170	6.183534653
180	0.64530961	116.1557289	58.56976243	0.671818148	13	0.433333	3.627800188	180	3.627800188
190	0.61529014	116.9051257	59.18620546	0.616443033	12	0.4	2.386622314	190	2.386622314
200	0.58797319	117.5946379	59.75438375	0.568178287	11	0.366667	1.698647303	200	1.698647303
210	0.56300832	118.2317479	60.28021927	0.525835522	10	0.333333	1.278081063	210	1.278081063
220	0.54010326	118.822718	60.76868542	0.488466152	9	0.3	1.001863741	220	1.001863741
230	0.51901231	119.3728311	61.22399086	0.455305439	8	0.266667	0.810343704	230	0.810343704
240	0.4995274	119.8865764	61.64972208	0.425731224	7	0.233333	0.671818148	240	0.671818148
250	0.48147118	120.3677943	62.04895516	0.399233078	6	0.2	0.568178287	250	0.568178287
260	0.4646915	120.8197904	62.42434414	0.375388983	5	0.166667	0.488466152	260	0.488466152
270	0.44905714	121.2454265	62.77819165	0.353847505	4	0.133333	0.425731224	270	0.425731224
280	0.43445426	121.6471934	63.11250568	0.334314035	3	0.1	0.375388983	280	0.375388983
290	0.42078369	122.0272694	63.42904574	0.31654006	2	0.066667	0.334314035	290	0.334314035
300	0.40795856	122.3875684	63.72936048	0.300314738	1	0.033333	0.300314738	300	0.300314738

Dooge		p (mm)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32		
n	Tempo	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)		
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
2	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3	20	0	0.08518	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
4	30	0	0.17036	0.095219	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
5	40	0	0.25554	0.190439	0.107433	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
6	50	0	0.34072	0.285658	0.214865	0.122521	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
7	60	0	0.4259	0.380878	0.322298	0.245043	0.141501	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
8	70	0	0.51108	0.476097	0.42973	0.367564	0.283002	0.165883	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
9	80	0	0.59626	0.571316	0.537163	0.490086	0.424503	0.331766	0.198004	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
10	90	0	0.68144	0.666536	0.644595	0.612607	0.566004	0.497649	0.396008	0.24163	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
11	100	0	0.76662	0.761755	0.752028	0.735129	0.707504	0.663532	0.594012	0.48326	0.303157	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
12	110	0	0.851801	0.856974	0.85946	0.85765	0.849005	0.829416	0.792016	0.72489	0.606314	0.39417	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
13	120	0	0.936981	0.952194	0.966893	0.980171	0.990506	0.995299	0.99002	0.96652	0.909427	0.78834	0.537427	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
14	130	0	1.022161	1.047413	1.074325	1.102693	1.132007	1.161182	1.188024	1.20815	1.212629	1.188251	1.074853	0.782559	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
15	140	0	0.965374	1.142633	1.181758	1.225214	1.273508	1.327065	1.386029	1.44978	1.515786	1.576681	1.61228	1.565119	1.253084	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
16	150	0	0.908587	1.079153	1.28919	1.347736	1.415009	1.492948	1.584033	1.69141	1.818943	1.970851	2.149706	2.347678	2.506168	2.288036	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
17	160	0	0.851801	1.015673	1.217568	1.470257	1.55651	1.658831	1.782037	1.93304	2.1221	2.365021	2.687133	3.130238	3.759252	4.576072	1.889455	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
18	170	0	0.795014	0.952194	1.145947	1.388576	1.698011	1.824714	1.980041	2.17467	2.425258	2.759191	3.224559	3.912797	5.012336	6.864108	3.778909	3.121528	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
19	180	0	0.738227	0.888714	1.074325	1.306895	1.603677	1.990597	2.178045	2.4163	2.728415	3.153361	3.761986	4.695356	6.265419	9.152144	5.668364	6.243057	1.663972	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
20	190	0	0.68144	0.825235	1.002703	1.252124	1.509343	1.880009	2.376049	2.65793	3.031572	3.547532	4.299413	5.477916	7.518503	11.44018	7.57819	9.364585	3.327944	0.976231	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
21	200	0	0.624654	0.761755	0.931082	1.143533	1.415009	1.76942	2.244046	2.89956	3.347729	3.941702	4.836839	6.260475	8.771587	13.72822	9.442773	12.48611	4.991916	1.952462	0.642233	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
22	210	0	0.567867	0.698275	0.85946	1.061852	1.320675	1.658831	2.112043	2.738474	3.637886	4.335872	5.374266	7.043035	10.02467	16.01625	11.33673	15.60764	6.655888	2.928693	1.284467	0.457101	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	220	0	0.51108	0.634796	0.787838	0.980171	1.226341	1.548242	1.980041	2.577387	3.435782	4.730042	5.911692	7.825594	11.27776	18.30429	13.22618	18.72917	8.31986	3.904924	1.9267	0.912033	0.343928	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
24	230	0	0.454294	0.571316	0.716217	0.89849	1.132007	1.437654	1.848038	2.4163	3.233677	4.467262	6.449119	8.608153	12.53084	20.59232	15.11564	21.8507	9.983832	4.881155	2.568934	1.371034	0.687856	0.269599	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
25	240	0	0.397507	0.507837	0.644595	0.81681	1.037673	1.327065	1.716035	2.252124	3.031572	4.204482	6.09835	9.390713	13.78392	22.88036	17.00509	24.97223	11.6478	6.857386	3.211167	1.828405	1.031784	0.539197	0.218061	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
26	250	0	0.34072	0.444357	0.572973	0.735129	0.943339	1.216476	1.584033	2.094127	2.829467	3.941702	5.37255	8.869006	15.03701	25.1684	18.89455	28.09375	13.31178	8.833617	3.853401	2.285506	1.375712	0.808796	0.436122	0.180784	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
27	260	0	0.289394	0.380878	0.501352	0.653448	0.849005	1.105887	1.45203	1.93304	2.627362	3.678922	5.374266	8.3473	14.20162	27.45643	20.784	31.21528	14.97575	7.809848	4.495634	2.742608	1.71964	1.078395	0.654184	0.361569	0.152895	0	0	0	0	0	0	0	0	
28	270	0	0.227147	0.317398	0.42973	0.571767	0.754671	0.995299	1.320027	1.771953	2.425258	3.416141	5.015981	7.825594	13.36623	25.93107	22.67346	34.33681	16.63972	8.786079	5.137867	3.199709	2.063568	1.347994	0.872245	0.542353	0.30579	0.131445	0	0	0	0	0	0	0	
29	280	0	0.17036	0.253918	0.358108	0.490086	0.660337	0.88471	1.188024	1.610867	2.223153	3.153361	4.657697	7.303888	12.53084	24.40572	21.41382	37.45834	18.30369	9.76231	5.780101	3.65681	2.407496	1.617592	1.093006	0.723138	0.458866	0.26289	0.114563	0	0	0	0	0	0	
30	290	0	0.113573	0.190439	0.286487	0.408405	0.566004	0.774121	1.056022	1.44978	2.021048	2.890581	4.299413	6.782181	11.69545	22.88036	20.15418	35.37732	19.96766	10.73854	6.422334	4.113911	2.751425	1.887191	1.308367	0.903922	0.611581	0.394335	0.229126	0.101016	0	0	0	0	0	
31	300	0	0.056787	0.126959	0.214865	0.326724	0.47167	0.663532	0.924019	1.288693	1.818943	2.627801	3.941128	6.260475	10.86006	21.355	18.89455	33.2963	18.85335	11.71477	7.064568	4.571013	3.095353	2.15679	1.526429	1.084706	0.764476	0.52578	0.343689	0.202032	0.089963	0	0	0	0	
32	310	0	0.06348	0.143243	0.245043	0.377336	0.552944	0.792016	1.127607	1.616838	2.365021	3.582844	5.738769	10.02467	19.82965	17.63491	31.21528	17.74903	11.06395	7.076801	5.028114	3.439281	2.426389	1.74449	1.265491	0.917371	0.657224	0.458252	0.303048	0.179926	0.080814	0	0	0	0	
33	320	0	0	0.071622	0.163362	0.283002	0.442355	0.660014	0.96652	1.414734	2.102241	3.224559	5.217063	9.189282	18.30429	16.37527	29.13426	16.63972	10.41313	7.278646	5.485215	3.783209	2.695987	1.962551	1.446275	1.070266	0.786669	0.572815	0.404065	0.269889	0.161628	0	0	0	0	
34	330	0	0	0	0.081681	0.188668	0.331766	0.528011	0.805433	1.212629	1.839461	2.866275	4.695356	8.353893	16.77893	15.11564	27.05324	15.53041	9.76231	6.85049	5.180481	4.127137	2.965586	2.180612	1.62706	1.223162	0.920114	0.687379	0.505081	0.359852	0.242442	0	0	0	0	
35	340	0	0	0	0	0	0.094334	0.221177	0.396008	0.644347	1.010524	1.576681	2.507991	4.17365	7.518503	15.25357	13.856	24.97223	14.21019	9.11489	6.422334	4.875747	3.897851	3.235185	2.398674	1.807844	1.376057	1.051559	0.801942	0.606097	0.449815	0.322255	0	0	0	0
36	350	0	0	0	0	0	0	0.110589	0.264005	0.48326	0.808419	1.319901	2.149706	3.651944	6.683114	13.72822	12.59636																			