



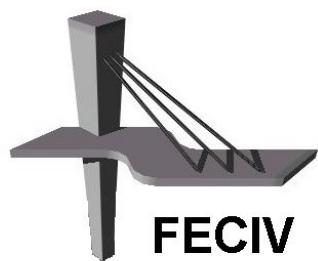
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Uso de fôrmas permanentes de placas de argamassa armada em pontes vicinais

LUIZ ANTONIO LOBO DE ABREU

UBERLÂNDIA, 26 de setembro de 2014



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Luiz Antônio Lobo de Abreu

**Uso de fôrmas permanentes de placas de argamassa armada
em pontes vicinais**

Defesa apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Antônio Carlos dos Santos

Uberlândia, 26 de setembro de 2014

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

- A162u Abreu, Luiz Antonio Lobo de, 1957-
2014 Uso de fôrmas permanentes de placas de argamassa armada em
 pontes vicinais / Luiz Antonio Lobo de Abreu. - 2014.
 112 f. : il.
- Orientador: Antônio Carlos dos Santos.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Inclui bibliografia.
1. Engenharia Civil - Teses. 2. Argamassa - Teses. 3. Concreto pré-moldado - Formas - Teses. 4. Pontes - Teses. I. Santos, Antônio Carlos dos. II. Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA Nº: 132/2014

CANDIDATO: Luiz Antonio Lobo de Abreu

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antônio Carlos dos Santos

TÍTULO: "Uso de fôrmas permanentes de placas de argamassa armada em pontes vicinais"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

DATA DA DEFESA: 26 de setembro de 2014

LOCAL: Sala de Projeção Prof. Celso Franco de Gouvêa

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 14h10 - 16h10

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que o candidato foi:

() APROVADO

() REPROVADO

OBS:

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:

Professor Orientador: **Prof. Dr. Antônio Carlos dos Santos – FECIV/UFU**

Membro externo: **Prof.ª Dr.ª Lia Lorena Pimentel – FEC/PUC-CAMPINAS**

Membro: **Prof. Dr. Paulo Cesar Primo Agostinho – FECIV/UFU**

Uberlândia, 26 de Setembro de 2014.

AGRADECIMENTOS

A Deus, autor de minha vida e de minha fé!

A minha querida Diva, esposa, companheira, amiga: seu incentivo foi fundamental para que essa etapa de minha vida se concluisse!

A meus filhos amados Clarissa, Henrique e Theresa, por seu apoio!

A meus netos Caio, Ana Clara e Miguel (que está chegando) pela alegria que trazem em minha vida!

A meu pai Waldon, que não está mais conosco, mas sua paixão pela conversa e pela busca constante de conhecimentos e novidades me trouxe até aqui e à minha mãe Dayse, cuja dedicação ao ensino das ciências exatas tem sido um exemplo!

A meus irmãos Cida, Edelvandro, Paulo, Rosely, Luiza, Hercílio, Fernando, Socorro, Aloisio, Ana Cristina, Altair, Valéria, Omar, Carla, Daniel, Francisco, Teresa, Tiago e Amanda, de coração!

Ao Professor Antônio Carlos, meu orientador, pela sua paciência, amizade e confiança!

Ao Professor Turíbio José da Silva, pela sua generosidade de conhecimento e comprometimento com a engenharia!

Aos meus colegas, João Ilário Perini, Mário Sérgio Samora, Mohammed Adel e Salmen Saleme Gidrão pelos bons momentos compartilhados!

À Professora Leila Castro Mota pela atenção e contribuições na qualificação, aos professores Paulo César Primo Agostinho e Lia Lorena Pimentel pela leitura, contribuições e por sua presença na banca final!

Ao meu amigo Professor Tarcísio Assunção Pizziolo pela inspiração e pelos intermináveis papos epistemológicos!

Aos meus amigos engenheiros Marle Ferrari e Aurélio Lara, pela confiança que em mim depositaram ao me recomendarem para este mestrado!

Aos professores e funcionários da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia!

Abreu, L.A.L. Uso de fôrmas permanentes de placas de argamassa armada em pontes vicinais. 112 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2014.

RESUMO

O objetivo deste trabalho é estudar a viabilidade técnica do uso de placas de argamassa armada como formas permanentes e autoportantes para execução de pontes em vias secundárias e vicinais. Justifica-se pelas mudanças da estrutura produtiva da agropecuária em geral que resultaram na alteração do tipo de tráfego, com impacto na vida útil das obras de arte viárias e também na baixa capacidade de investimentos em infraestrutura e capacitação dos municípios a quem estes sistemas estão jurisdicionados. O estudo foi feito pelo desenvolvimento teórico de modelos de placas de dimensões tais que possam ser posicionadas com equipamentos simples e a sua verificação estrutural. A abordagem metodológica contemplou pesquisa bibliográfica e análise documental. O desenvolvimento teórico considerou estudos de referência de grupos de pesquisa reconhecidos, normas técnicas pertinentes e modelos analíticos já consolidados.

Palavras-chave: argamassa armada, fôrmas autoportantes, fôrmas permanentes, pontes.

Abreu, L.A.L. Use of ferrocement permanent formworks for bridges on local roads. 109 p. MSc Dissertation, Faculty of Civil Engineering, Federal University of Uberlandia, 2014.

ABSTRACT

This work claims to study the technical feasibility of using ferrocement panels as permanent self-supported formworks for execution of bridges on local roads. It is justified by changes in the production structure of agriculture in general that resulted in changing the type of traffic, impacting the service life of special engineering structure and also the limited capacity of infrastructure investments and technical capacity of municipalities to whom these systems are jurisdictional. The study was done by the development of theoretical models of a size which can be positioned with simple equipment and check its structural plates. The methodological approach included bibliographic and document analysis research. The theoretical development studies considered the reference group recognized research, relevant technical standards and analytical models already consolidated.

Keywords: bridges, ferrocement, permanent formwork, self-supporting formwork

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

SÍMBOLOS

Letras minúsculas

a	Distância ou dimensão
b	Largura
c	Cobrimento da armadura em relação à face do elemento
d	Altura útil
e	Espessura de peça
f	Resistência
h	Dimensão
k	Coeficiente
l	Comprimento / Vão
m	Distância ou dimensão
n	Número
p	Carga
q	Carga/Pressão
x	Altura da linha neutra
z	Braço de alavanca
v	Viga

Letras maiúsculas

A	Área de seção transversal de uma seção
C	Carga do concreto/ Comprimento
E	Módulo de elasticidade
F	Força/ Ação
I	Momento de inércia da seção
K	Coeficiente
M	Momento Fletor
P	Pressão
Q	Carga
R	Reação
S	Esforço solicitante
V	Carga vertical/ Volume

Letras gregas minúsculas

γ	Coeficiente de ponderação das ações/ Peso específico
ε	Deformação específica

θ	Ângulo de inclinação
ξ	Coeficiente
σ	Tensão
ϕ	Coeficiente de impacto

Letras gregas maiúsculas

Δ	Variação
Σ	Somatório
Ψ	Coeficiente

Subscritos

a	Índice
A	Índice
aa	Argamassa Armada
B	Índice
c	Concreto
cj	Conjunto
d	Valor de cálculo
ext	Externo
ini	Inicial
int	Interno
k	Valor característico
max	Máximo
n	Valor nominal
p	Peça
pp	Peso próprio
s	Seção de aço
tot	Total
vib	Vibrador
w	Alma da peça/Transversal
x	Direção
y	Direção/ Escoamento do aço
+	Positivo
1,2...	Índice

ABREVIATURAS

LI	Linha de influência
NBR	Designação de norma brasileira
ELU	Estado limite último
Pp	Peso próprio

SIGLAS

ABCIC	Associação Brasileira de Construção Industrializada de Concreto
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland –
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CEPEA	Centro de Estudos Avançados em Economia
CREA/MG	Conselho Regional de Engenharia e Agronomia de Minas Gerais
DNER	Departamento Nacional de Obras de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EESC/USP	Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo
ESALQ	Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiróz
FAU/USP	Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IBTS	Instituto Brasileiro de Telas Soldadas
IFS	International Ferrocement Society
PIB	Produto Interno Bruto
TCU	Tribunal de Contas da União
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
USP	Universidade de São Paulo

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Evolução do Produto Interno Bruto Agrícola do Brasil.....	20
Figura 2 - Barco construído por Lambot, em argamassa armada.....	26
Figura 3 - Semidomo do Palácio de Exposições de Turim - formas permanentes.....	27
Figura 4 - Aspecto do interior do Semidomo	28
Figura 5 - Nomenclatura das partes de uma ponte	35
Figura 6 – Seção transversal típica de ponte em laje	36
Figura 7 – Seção transversal típica de ponte em vigas.....	36
Figura 8 – Ponte da Represa Hoover, Arizona, Estados Unidos.....	37
Figura 9 – Ponte estaiada sobre o rio Tietê- São Paulo.....	37
Figura 10 – Ponte de Abadiânia – esquema de construção	39
Figura 11 – Pontilhão urbano de São Carlos – seção transversal típica (trecho)	40
Figura 12 – Painel de laje em argamassa armada.....	44
Figura 13 – Painel de laje em argamassa armado em fase de montagem.....	45
Figura 14 – Formas para vigas em argamassa armada.....	45
Figura 15 – Seção transversal típica tabuleiro/encontro cotada	50
Figura 16 – Seção longitudinal típica.....	50
Figura 17 – Tabuleiro /Faixa de cálculo.....	53
Figura 18 – Seção transversal da peça de argamassa armada	55
Figura 19 – Arranjo das peças, desenho sem escala.....	56
Figura 20 – Conjunto básico dimensões e eixos	57
Figura 21 – Plano de concretagem – projeto.....	58
Figura 22 – Seção transversal do tabuleiro	59
Figura 23 – Seção típica da viga de extremidade.....	61
Figura 24 – Seção típica da viga interna	61
Figura 25 – Cargas permanentes das vigas	62
Figura 26 – Veículo-tipo para classe 45	64
Figura 27 – Veículo tipo.....	65
Figura 28 – Trem tipo cargas iniciais.....	65
Figura 29 – Trem tipo cargas finais	67
Figura 30 – Esquema da viga	68
Figura 31 – Linha de Influência da Reação V_A	68
Figura 32 – Linha de Influência da Reação V_B	69
Figura 33 – Posicionamento do trem-tipo para cálculo das reações de apoio.....	69

Figura 34 – Linha de Influência do Esforço Cortante	71
Figura 35 – Posicionamento do trem-tipo para cálculo do esforço cortante na seção 1.....	71
Figura 36 – Envoltória dos Esforços Cortantes.....	72
Figura 37 – Esquema da viga com reações de apoio.....	73
Figura 38 – Linha de Influência do Momento Fletor	74
Figura 39 – Posicionamento do trem-tipo para cálculo dos momentos Fletores na seção 1	74
Figura 40 – Envoltória dos Momentos Fletores	75
Figura 41 – Análise da seção transversal da viga – posição da linha neutra.....	76
Figura 42 – Seção típica das vigas com posição da linha neutra.....	78
Figura 43 – Domínios de deformação do estado-limite último em uma seção transversal	79
Figura 44 – Plano de concretagem ajustado	83
Figura 45 – Esquema estrutural do elemento de fôrma – seção transversal.....	84
Figura 46 – Diagrama de momentos do elemento de fôrma	86
Figura 47 – Seção transversal parede da fôrma.....	87
Figura 48 - Análise da seção transversal da parede da fôrma	88
Figura 49 – Esquema de esforços na seção transversal dominio 2.....	91
Figura 50 – Molde estacionário para peça em argamassa armada	93
Figura 51 – Seção típica da fôrma estacionária.....	93
Figura 52 - Modelo de pórtico com talha manual	94
Figura 53 – Esquema de elevação e viramento da fôrma.....	95
Figura 54 – Perspectiva do arranjo geral do painel de fôrmas	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Composição do Sistema Rodoviário Nacional	19
Tabela 2 - Distribuição dos engenheiros civis nos municípios por faixa de população	22
Tabela 3 – Danos nos períodos de chuva 2011-2013	23
Tabela 4 – Largura da peça em função da espessura.....	53
Tabela 5 – Esforços cortantes e momentos nas vigas de extremidade	62
Tabela 6 – Esforços cortantes e momentos nas vigas internas	63
Tabela 7 – Reações de apoio	70
Tabela 8 – Esforços Cortantes (kN)	72
Tabela 9 – Envoltória dos Esforços Cortantes (kN)	72
Tabela 10 – Envoltória dos Momentos Fletores (kN.m)	75

SUMÁRIO

Capítulo 1 - Introdução.....	16
1.1. Considerações Preliminares	16
1.2. Estrutura do Trabalho.....	18
1.3. Justificativa.....	19
Capítulo 2 – Revisão de Literatura	25
2.1. Argamassa armada - aspectos históricos	25
2.2. Conceituações e produção teórica sobre argamassa armada.....	30
2.3. Pontes.....	34
2.3.1. Nomenclatura	34
2.4. Projetos de pontes.....	38
2.4.1. Pontes de Argamassa Armada.....	38
2.5. Sistemas de formas	41
2.5.1. Formas permanentes de concreto e argamassa armada	42
2.5.2. Aplicações de formas permanentes de argamassa armada.....	43
2.5.3. Cargas nas fôrmulas permanentes	46
Capítulo 3 - Modelo da geometria da fôrma	48
3.1. Considerações Iniciais.....	48
3.2. Premissas para definição da geometria	48
3.2.1. Geometria da ponte	49
3.2.2. Carga atuante.....	51
3.3. Determinação da seção transversal da fôrma.....	52
3.3.1. Arranjo das peças	55
3.4. Revisão do cálculo do momento de inércia	56
Capítulo 4 - Análise e dimensionamento da estrutura	59
4.1. Considerações iniciais	59
4.2. Determinação dos esforços solicitantes	60

4.2.1.	Esforços solicitantes de peso próprio	60
4.2.1.1.	Vigas das extremidades	60
4.2.1.2.	Esforços na viga de extremidade	62
4.2.1.3.	Esforços na viga interna.....	63
4.2.2.	Esforços solicitantes de cargas móveis	63
4.2.3.1.	Linha de Influência das Reações nos Apoios (LI VA e LI VB):	68
4.2.3.2.	Linha de Influência do Esforço Cortante (LI Q):.....	70
4.2.3.3.	Linha de Influência do Momento Fletor	73
4.2.3.	Dimensionamento da seção da viga	75
4.2.3.4.	Determinação da seção resistente mínima	78
Capítulo 5 – Análise e verificação da fôrma.....		82
5.1.	Considerações iniciais	82
5.2.	Verificação da fôrma.....	83
5.3.	Método construtivo	92
5.3.1.	Produção.....	92
5.3.2.	Transporte e posicionamento	94
5.3.3.	Concretagens parcial e final	95
Capítulo 6 – Conclusão.....		97
6.1.	Conclusões.....	97
6.2.	Indicativos para trabalhos futuros	99
Referências		100
Apêndice I – Detalhamento de fôrma de ponte utilizada como referência		106
Apêndice II – Seções estudadas		112

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Preliminares

O Brasil tem hoje um acervo de tecnologia de projeto e execução de pontes rodoviárias, marcado por grandes obras como a ponte sobre o rio Negro em Manaus, AM; a ponte estaiada sobre o rio Pinheiros em São Paulo, SP; a ponte JK em Brasília, DF; a ponte rodoviária sobre o rio Paraná, ligando o estado de São Paulo ao estado de Mato Grosso do Sul; a Terceira Ponte de Vitória, a emblemática ponte Rio Niterói dentre outras. A engenharia brasileira tem conseguido soluções avançadas para resolver essas demandas que a infraestrutura do país apresenta. Para as grandes estruturas existem soluções modernas nas quais se empregam concretos especiais, estruturas protendidas, estaiadas, balanços sucessivos, lançamentos progressivos, entre tantas outras possibilidades que o avanço tecnológico permite.

O mesmo não ocorre com as pequenas pontes, localizadas nas malhas rodoviárias vicinais e municipais que são de grande importância ao desenvolvimento das cidades e núcleos urbanos. Esse sistema viário permite a entrada de insumos nas propriedades rurais ao mesmo tempo em que garante o escoamento de sua produção e ainda a mobilidade das populações do campo. Segundo Calil Junior *et al.* (2006) as carências de recursos financeiros e técnicos dos municípios brasileiros propiciaram o emprego de métodos inadequados de construção e manutenção das vias e que “o lastimável estado em que se encontram as estradas e pontes vicinais desestimula a permanência dos indivíduos nas comunidades rurais, [...], além de elevar o custo do transporte para os produtores e os custos de manutenção para as prefeituras”. A mesma percepção é apresentada por Eller, De Paula e Ferreira (2011, p.15):

O Brasil tem em seu território uma grande variedade de rios de pequeno e grande porte, muitos deles cortados por estradas vicinais [...]. Além da carência quantitativa em estruturas de pontes para essas vias nota-se que o processo de construção e manutenção foi praticado de forma incorreta. [...] O crescimento econômico do país faz surgir novos empreendimentos ao longo do território nacional, o que demanda a implantação dos avanços tecnológicos atuais na construção e recuperação das pontes vicinais em estradas municipais e estaduais. Assim, técnicas alternativas precisam ser empregadas para que novas perspectivas na construção de estruturas viárias possibilitem o

desenvolvimento econômico das regiões rurais, favorecendo o escoamento da produção agrícola.

É nesse contexto que este estudo se apresenta, com o **objetivo geral** de demonstrar a viabilidade técnica do uso de placas de argamassa armada como fôrmas autoportantes permanentes, como uma alternativa para construção de pontes de vias secundárias e vicinais. A escolha da técnica de argamassa armada deve-se, primeiramente a não exigir, em suas fases de execução, mão de obra com maior grau de qualificação; permitir a produção de peças mais leves que possam ser manejadas com equipamentos simples; a possibilidade de produção no canteiro de obras, simplificando os processos logísticos que a execução de obras em áreas rurais demanda; dispensa de cimbramento, com impacto no custo final da obra.

São **objetivos específicos**:

- a. Determinar geometria ideal da seção transversal da forma em argamassa armada;
- b. Analisar o comportamento estrutural da forma.

1.2. Estrutura do Trabalho

O presente trabalho está dividido em seis capítulos, conforme descritos a seguir.

O Capítulo Um faz a introdução ao tema pesquisado, apresenta os objetivos do trabalho e sua estrutura e a justificativa que contextualiza o tema proposto buscando demonstrar sua relevância.

No Capítulo Dois é apresentada a técnica da Argamassa Armada através de aspectos históricos, conceitos, relatos sobre a produção teórica no Brasil e também sobre seu emprego na construção de pontes.

O Capítulo Três aborda as fôrmas para concreto armado, conceituando os sistemas mais empregados e descrevendo os sistemas de fôrmas permanentes de concreto e argamassa armada, assim como as cargas atuantes; e ainda trás uma abordagem sobre pontes, principais conceitos e sistemas estruturais,

No Capítulo Quatro, faz-se inicialmente uma abordagem sobre o método adotado para o cálculo e dimensionamento da superestrutura de uma ponte e, com base em dados estabelecidos a priori, faz-se o estudo do modelo de geometria da seção transversal da fôrma em argamassa armada e a estrutura modelo do estudo.

No Capítulo Cinco, é feita a análise estrutural do sistema escolhido e apresentada uma descrição do processo construtivo proposto.

O Capítulo Seis contém as considerações finais e conclusão.

1.3. Justificativa

A malha rodoviária brasileira, segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2011) é composta da seguinte forma:

Tabela 1 – Composição do Sistema Rodoviário Nacional

Jurisdição	Tipo	Extensão km	%
Federal	Pavimentada	61.920	
	Não pavimentada	13.775	
	TOTAL	75.695	4,84%
Estadual	Pavimentada	112.182	
	Não pavimentada	111.474	
	TOTAL	223.656	14,31%
Municipal	Pavimentada	27.342	
	Não pavimentada	1.236.128	
	TOTAL	1.263.470	80,85%
TOTAL		1.562.821	100,00%

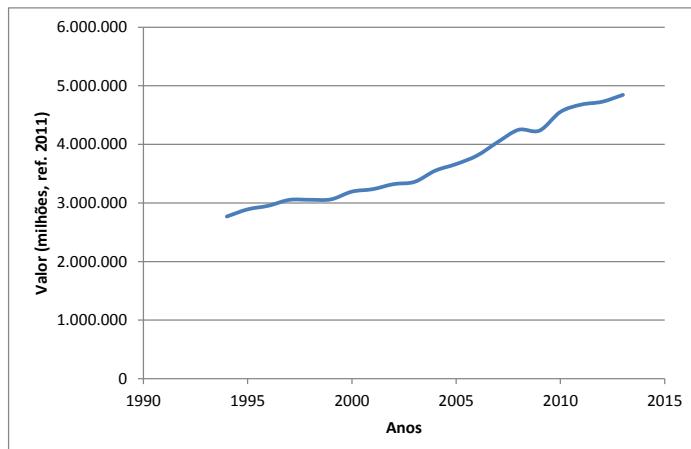
Fonte: Adaptada de IBGE (2011)

Pode-se verificar que 80,85% do sistema rodoviário são compostos de estradas vicinais, e segundo Nunes (2003) essas vias exercem a função de alimentadoras, estabelecendo a ligação entre a produção agrícola/pastoril e as rodovias pavimentadas, pelas quais chegará ao seu destino final. Nos diversos segmentos que compõem o setor agrícola/pastoril a produção leiteira, onde o Brasil é o terceiro produtor do mundo¹, se apresenta como corolário da importância do sistema viário. Segundo Slomp (2003), a infraestrutura de transportes é um dos fatores sistêmicos que determinam a competitividade da produção de leite, uma vez que este produto demanda transporte diário por ter baixa elasticidade preço em relação ao seu custo de armazenamento. Com a introdução de equipamentos de alta produtividade, o leite cru que era antes transportado em latões de 50 litros em pequenos caminhões, hoje é concentrado em silos e recolhido por carretas de 45~50 toneladas, alterando o regime de uso e carga das estradas vicinais e das suas obras de arte especiais. Outros segmentos também têm

¹ Ver <http://ruralcentro.uol.com.br/noticias/brasil-e-o-terceiro-maior-produtor-de-leite-do-mundo-61949>, acessado em 18/11/2013.

sentido o mesmo impacto haja vista que a produção agrícola no Brasil tem sido crescente, conforme pesquisa do Centro de Estudos Avançados em Economia Aplicada da Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiróz da Universidade de São Paulo cujos dados permitiram elaborar o gráfico da Figura 1.

Figura 1 – Evolução do Produto Interno Bruto Agrícola do Brasil



Fonte: Adaptado de Cepea/Esalq/Usp (2013)

A mudança do uso das estradas, com os danos que possam ser provocados à sua infraestrutura é uma das aproximações do problema. O crescimento do PIB Agrícola, apontando para o acirramento dessas situações, trás outra abordagem, relacionada ao investimento e à manutenção do sistema de estradas vicinais. Como demonstrado na Tabela 1, 80,85% do Sistema Rodoviário Nacional estão sob a responsabilidade dos municípios devendo constar de seu Plano Rodoviário Municipal, que é um instrumento legalmente obrigatório (BRASIL, 1973).

Os municípios brasileiros tem apresentado incapacidade em fazerem investimentos em infraestrutura. Essa área sempre depende de recursos que têm de ser captados nos Governos Estaduais e Federal. Os recursos financeiros dos pequenos municípios, segundo Galdino (2012) têm se mostrado insuficientes para a realização de investimentos que possam “alterar suas dinâmicas e melhorar suas condições econômicas e sociais. Deste modo, esses pequenos municípios sinalizam uma baixa capacidade de crescimento e desenvolvimento através de recursos financeiros próprios”. Esse processo de fragilização dos municípios tem sua origem na Constituição Federal de

1988, que trouxe mudanças no padrão de organização federativa do Brasil, dando novas responsabilidades às cidades:

A partir dos anos 80 inicia-se no Brasil um processo de descentralização de recursos e de encargos das esferas federal e estadual em relação à municipal, ante as transformações produtivas e os desafios impostos pela elevação da competitividade da economia apoiada na tecnologia e na globalização financeira. [...] No entanto, observa-se que a esfera municipal não se encontra preparada para fazer face às demandas sociais. Responsabilidade essa que foi ampliada pela Constituição de 1988 e que cresce a cada dia [...], Isso pode ser facilmente constatado pelo alto grau de dependência financeira que os municípios têm em relação às transferências governamentais, pelo elevado comprometimento da sua receita com gastos de custeio e por sua incapacidade de gerar receitas próprias. (CLEMENTINO, 2000 p. 161).

A dificuldade, por parte dos municípios, em atender às demandas técnicas apresentadas pelos diversos órgãos para terem acesso aos recursos dos Governos Estaduais e Federal tem sido uma espécie de gargalo. Essa questão foi levantada pelo Governo Federal através do Tribunal de Contas da União - TCU, como mostram os excertos s seguir transcritos.

Com relação aos órgãos estaduais e municipais, a baixa institucionalização refletiu-se essencialmente no desconhecimento sobre a legislação relativa à transferência de recursos para ações de resposta aos desastres e na pouca capacidade técnica para elaborar planos de trabalho em conformidade com as exigências legais [...]. (BRASIL, 2009, p.227)

Além disso, a ausência de um processo transparente e objetivo para seleção dos projetos a serem financiados, associada à fragilidade nas análises técnicas quanto às condições administrativas e operacionais dos municípios convenientes têm comprometido a sustentabilidade dos sistemas apoiados. (BRASIL,2011, p.91)

Essa fragilização institucional gera fragilidade técnica e uma das formas de medi-la é a verificação da existência ou não de quadros técnicos nas prefeituras do estado de Minas Gerais. Como fonte dessa informação foi utilizada a base de dados do Sistema de Negócios do Conselho Regional de Engenharia e Agronomia de Minas Gerais –

CREA/MG². Foram pesquisadas as anotações de desempenho de cargo³ feitas por engenheiros civis. Os dados foram obtidos em arquivo de texto, posteriormente convertido em uma planilha Excel, organizada por municípios em ordem alfabética, indicando o número de ocorrências de anotações de responsabilidade técnica por desempenho de cargo, que tivessem a palavra “prefeitura” no campo de contratante e anotada no período de 2008 a 2012 - adotado em função de disponibilidade dos dados daquela autarquia. Para efeito deste estudo foi desconsiderado o numero de ocorrências de anotações de responsabilidade técnica de desempenho por cidade, adotando-se o critério de “existe pelo menos uma” e “não existe”. Os dados obtidos foram superpostos aos dados demográficos dos municípios e agrupados por faixa de população, apresentado na tabela a seguir.

Tabela 2 - Distribuição dos engenheiros civis nos municípios por faixa de população

Faixas de população	Total de municípios		Municípios com engenheiro		Municípios sem engenheiros	
	Quantidade	%	Quantidade	%faixa	Quantidade	%faixa
Pop > 1.000.000 hab	1	0,12%	1	100,00%	-	0,00%
500.000 hab < Pop < 999.999 hab	3	0,35%	3	100,00%	-	0,00%
200.000 hab < Pop < 499.999 hab	9	1,06%	8	88,89%	1,00	11,11%
100.000 hab < Pop < 199.999 hab	16	1,88%	12	75,00%	4,00	25,00%
50.000 hab < Pop < 99.999 hab	37	4,34%	31	83,78%	6,00	16,22%
20.000 hab < Pop < 49.999 hab	112	13,13%	51	45,54%	61,00	54,46%
10.000 hab < Pop < 19.999 hab	186	21,81%	62	33,33%	124,00	66,67%
5.000 hab < Pop < 9.999 hab	251	29,43%	51	20,32%	200,00	79,68%
Pop < 4.999 hab	238	27,90%	40	16,81%	198,00	83,19%
Totais	853	100,00%	259	30,36%	594,00	69,64%

Fonte: Dados demográficos adaptados de IBGE (2011)

Com base na Tabela 2, pode-se verificar que 549 municípios de Minas Gerais (cerca de 70% do total) não apresentam registro de engenheiro civil desempenhando cargo ou função em seus quadros. Na faixa de municípios com população inferior a 50.000 habitantes, apenas 25,92% têm engenheiros civis registrados em seus quadros. Demonstrando assim um grau de fragilidade técnica das prefeituras, o que pode afetar a formulação de suas necessidades, a identificação de soluções técnicas adequadas, a

² Autarquia pública federal. Acesso aos documentos, in loco, em fevereiro do ano de 2013.

³ Anotação de desempenho de cargo é feita pelo profissional para registrar cargo ou função técnica que desempenha em instituição pública ou privada, é obrigatória de acordo com a Lei nº 6496 de 07 de dezembro de 1977.

implantação correta das soluções e a efetivação de planos de manutenção, interferindo também na vida útil das estruturas que fazem parte de seu sistema viário.

A partir deste ponto o contexto onde se localiza a presente proposta pode ser compreendido através da abordagem de Da Silva (1998) sobre a vida útil de uma estrutura. Segundo o autor os requerimentos que limitam a vida útil de uma estrutura podem ser técnicos, funcionais ou econômicos Sendo que requerimentos técnicos são aqueles que não estão relacionados ao uso da estrutura e sim aos procedimentos empregados no desenvolvimento dos projetos, aos métodos executivos adotados e aos procedimentos de controle da execução. Já os requerimentos funcionais estão relacionados à capacidade da estrutura em cumprir as funções para as quais foi projetada e construída. No caso das pontes, entre esses critérios estão: a carga de projeto (trem-tipo rodoviário e carga de multidão) e a seção hidráulica. As requisições demandadas pela alteração do regime de uso das estradas vicinais estão expondo sua infraestrutura aos danos advindos da limitação de sua vida útil. O possível dimensionamento incorreto das seções hidráulicas das pontes aumenta as possibilidades de danos durante os períodos chuvosos. Dados obtidos nos Boletins da Defesa Civil do Estado de Minas Gerais número 141 de 20/05/2013 e número 142 de 22/05/2013 mostram números que, em valores absolutos são significativos, conforme pode ser visto na tabela apresentada a seguir:

Tabela 3 – Danos nos períodos de chuva 2011-2013

	Período de chuvas 2011/2012	Período de chuvas 2012/2013
Pontes danificadas	872	395
Pontes destruídas	886	77

Fonte: Minas Gerais (2012) Minas Gerais (2013)

Por último, os requerimentos econômicos estão relacionados ao custo de manutenção necessário para que uma estrutura permaneça em uso. Havendo, conforme já citado, a incapacidade técnica e financeira dos municípios em fazerem frente às suas despesas básicas, esses requerimentos não são atendidos.

Os dados apresentados visam demonstrar a relevância das estradas vicinais, locais ou rurais para a economia brasileira e a pertinência do desenvolvimento de pesquisa de soluções técnicas que garantam tráfego permanente em seus leitos.

Inicialmente estes pontos levantados, justificam a pesquisa de métodos construtivos, desenvolvidos com critérios técnicos conhecidos, que possam ser empregados com segurança dentro do cenário descrito. Para garantir seu uso, esses métodos precisam se adaptar às reais condições dos pequenos municípios que normalmente envolvem a sua fragilidade técnica e gerencial além dos recursos escassos.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Argamassa armada - aspectos históricos

A necessidade de abrigo, fez com que os primeiros humanos buscassem na natureza os recursos necessários para isso. Primeiramente os acidentes naturais como cavernas e grutas foram utilizados, mas provavelmente a própria fragilidade da espécie, suscetível ao frio e à umidade, e também aos movimentos migratórios atrás de alimentos fizeram com que buscassem construir seus abrigos. As primeiras construções utilizaram o que estava mais à mão como pedras, madeiras, argilas, peles, etc.

A evolução permitiu, segundo Callister (2008), que os humanos descobrissem técnicas para a produção de materiais que permitiam, através de tratamentos térmicos ou adição de outras substâncias, obter propriedades superiores àquelas dos materiais naturais; esses novos materiais incluíam as cerâmicas e os metais. Estudos citados por Isaia (2011) mostram que existem na Grécia construções datadas do século VII A.C. em concreto primitivo preparado com seixos rolados, agregado calcário médio e fino, terra vulcânica e cal, ainda em condições de uso. O uso deste material provavelmente surgiu da possibilidade de moldar formas em material de resistência maior que a argila não cozida. Os romanos viram neste novo material, muitas possibilidades, utilizando-o em combinação com tijolos de argila e blocos de pedra, nos legando obras monumentais como o Coliseu Romano e o Panteão Romano, este em uso até hoje como igreja, entre tantas outras que influenciaram fortemente a civilização ocidental. O antigo império romano dispunha com abundância de materiais aglomerantes e reativos como a cal, a areia vulcânica e rochas vulcânicas calcinadas o que permitiu seu uso para a construção de edifícios, pontes, aquedutos e estradas pela sua vasta extensão. No entanto, todo este conhecimento, com o declínio do império romano a partir do século V, entrou em desuso. Ainda segundo Isaia (2011) o concreto voltou a ser utilizado já no final do século XVIII na construção do farol de Eddystone, na região de Cornwall no sul da Inglaterra pelo engenheiro inglês John Smeaton que utilizou argamassa de cal hidráulica com argila, areia, escória de alto forno moída e blocos de granito.

Deste ponto em diante foram sendo introduzidas novas tecnologias e acrescidos novos materiais como o gesso, por exemplo, para retardamento da pega, até chegarmos à atualidade, onde o cimento é um dos principais produtos industriais consumidos no mundo inteiro e o desenvolvimento humano está relacionado à este consumo.

Segundo Ballarin(1986) o uso do concreto armado tem seu primeiro registro em meados do século XIX por Joseph-Louis Lambot que utilizando argamassa de cimento e areia, reforçada com barras e telas construiu um pequeno barco. Sua intenção era utilizar a invenção para substituir a madeira em construções navais e arquitetônicas e a patenteou em 1856. Quase que simultaneamente, segundo o mesmo autor, um jardineiro francês, Joseph Monier , empregou barras de ferro para fabricar vasos de jardim e, na Inglaterra, um construtor de Newcastle, chamado Willian Wilkinson, requereu em 1854 patente da técnica de fabricação de vigas para construção empregando barras de ferro e arame envolvidos em argamassa de cimento.

Figura 2 - Barco construído por Lambot, em argamassa armada.



Fonte: Musée du Pays Brignolais (2012)

Segundo Hanai (1992) o material desenvolvido por Lambot influenciou a história do concreto estrutural, permitindo formas finas e leves e decretando o fim da arquitetura de pedra, permitindo formas que podiam ser moldadas *ad infinitum* e criando uma nova arquitetura. Ainda segundo o autor, um século após , em 1943, o engenheiro italiano Pier Luigi Nervi redescobriu essa técnica, primeiramente para uso naval, na construção de três

barcos contratados pelo governo italiano. Essa oportunidade permitiu que Nervi realizasse experiências observando que podia produzir lajes com pequenas espessuras como 10 mm, flexíveis, elásticas e com grande capacidade de carga. Segundo o Comitê 549 do American Concrete Institute (2009) foi Nervi quem primeiro usou o termo “ferrocement” empregado até hoje para designar esta técnica que, no Brasil é denominada Argamassa Armada. Hanai (1992) ainda descreve que Nervi pôde verificar que as características principais das estruturas construídas com a nova técnica eram dadas pela quantidade de malhas de aço empregadas e pelo teor de cimento da argamassa e que havia a vantagem de não ser necessário o uso de fôrmas. Sua primeira grande obra usando o “ferrocement” foi o Palácio de Exposições de Turim na Itália em 1948. As peças pré-moldadas que compõem o arco principal se destacam pela esbeltez e leveza, o que facilitou a montagem. Nesta construção utilizou-se pela primeira vez fôrmas permanentes de argamassa armada para a moldagem do semidomo anexo do pavilhão principal, conforme as Figuras 3 e 4. Nervi usou essa tecnologia em inúmeras obras até os anos 1960, contribuindo para a boa difusão do conhecimento técnico gerado.

Figura 3 - Semidomo do Palácio de Exposições de Turim - formas permanentes



Fonte: Pellegrini (2011)

Figura 4 - Aspecto do interior do Semidomo



Fonte: Olmo & Chiorino (2010, p. 58-59)

Além do uso estrutural, a argamassa armada tem emprego na engenharia naval, na construção de embarcações de serviço como chatas, barcaças e ainda barcos de lazer. Samson & Wellens (1972), afirmam que a partir de 9 metros de comprimento o casco de argamassa armada é mais leve que alternativas como madeira e aço. Há outras questões que, relacionadas à geometria, distribuição de lastro e estruturas internas, e a possibilidade da construção amadora, pendem a favor dos cascos em “ferrocement”. No entanto, os autores citam que o seu emprego sem o uso de técnica no arranjo das armaduras e preparação/lançamento da argamassa produzirá barcos com sérios problemas estruturais de alinhamento e distribuição do peso que influenciarão negativamente em sua navegabilidade. No Brasil, segundo Hanai (1992) a argamassa armada chegou nos anos de 1950 em uma visita de Pier Luigi Nervi ao Brasil para ministrar um curso de concreto armado. Nessa oportunidade, através dos professores Dante Martinelli e Frederico Schiel, a tecnologia foi rapidamente apreendida e usada já em 1960 para a construção dos pavilhões da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. A partir daí os estudos e aplicações da técnica estimularam o surgimento e a consolidação do Grupo de São Carlos dedicado à pesquisa e ao desenvolvimento da Argamassa Armada no Brasil.

Os estudos produzidos pelo Grupo de São Carlos foram um grande subsídio à obra do arquiteto João Filgueiras Lima (Lelé) que usou em sua produção arquitetônica as características de leveza que a argamassa armada tem. Sua obra tem sido marcada por

edifícios públicos, escolas, hospitais, equipamentos comunitários, obras de drenagem e contenção. Lelé viu na argamassa armada uma alternativa tecnológica para viabilização de projetos de urbanização de favelas em Salvador, onde a leveza das peças era uma questão fundamental devido às condições de acesso aos locais das obras (CAMPOS, 1996). Sua percepção identificou outros problemas que podiam ser resolvidos com o emprego da argamassa armada, pois em um país das dimensões do Brasil os custos de transportes de materiais, peças e pessoal técnico qualificado acabam se tornando incompatíveis com a natureza e o valor dos investimentos a serem feitos nas pequenas cidades do interior e nas áreas rurais. Sua experiência no município de Abadiânia, GO, descrita por ele mesmo dá uma dimensão das possibilidades.

Em experiências mais recentes, no município de Abadiânia-GO, retomamos essa investigação orientando o processo para que as prefeituras dos pequenos municípios possam criar uma competência própria na aplicação de tecnologias adequadas a cada tipo de problema e na escala de sua demanda. Esse enfoque abrange não só as intervenções nos pequenos núcleos rurais (urbanização, infraestrutura, construção de edifícios, etc.), mas também as do campo (cercas, mata-burros, pontes das estradas vicinais, etc.). (LIMA, 1984)

Segundo Trigo (2009) à obra do arquiteto João Filgueiras Lima ainda se somam as fábricas de escolas no Rio de Janeiro, obras dos Tribunais de Contas, a rede de Hospitais Sarah, entre tantos outros.

2.2. Conceituações e produção teórica sobre argamassa armada

O projeto e execução de obras de argamassa armada são normatizados no Brasil através da NBR 11173:1990, que dá a seguinte definição:

Peça de pequena espessura, composta de argamassa e armadura de telas de aço de malhas de abertura limitada, distribuída em toda a seção transversal. Considera-se como peça de pequena espessura aquela em que esta dimensão não ultrapasse o valor convencional de 40 mm.

Sua definição, dada pela pelo Comitê 549 do American Concrete Institute é:

Ferrocimento é um tipo de parede fina de concreto armado, geralmente construído de argamassa de cimento reforçada com camadas de telas contínuas e com malha relativamente pequena de arame, que pode ser de metal ou outros materiais. (ACI 549R-97 reapproved 2009, p. 2)⁴

Na literatura brasileira sobre argamassa armada, destacam-se, para esta pesquisa, as seguintes publicações:

- “*Anais do I Simpósio Nacional de Argamassa Armada*” O evento ocorreu em junho de 1986, promovido pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. O objetivo do simpósio foi a apresentação do “estado da arte” da tecnologia de argamassa armada no Brasil e divulgar as possibilidades que o seu uso permitiria. Só houve este evento.
- “*Construções em argamassa armada: fundamentos tecnológicos para projeto e execução*”, de autoria do Professor João Bento de Hanai, publicado pela Editora Pini em 1992, baseado em sua tese de Livre Docência na Universidade de São Paulo. Este livro apresenta a experiência de seu autor no desenvolvimento de pesquisas sobre o tema e relata a contribuição do “Grupo de São Carlos”. Teve apenas uma edição, com a primeira tiragem em 1992 e a segunda em 1999 e está esgotado.
- “*Argamassa Armada Volume 1 – Produção industrializada: aplicações e processo de fabricação com telas soldadas*”, de autoria do arquiteto Paulo Eduardo Fonseca

⁴ Tradução do autor.

de Campos, publicado pelo Instituto Brasileiro de Telas Soldadas - IBTS em 1994. É baseado na dissertação de mestrado do autor na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo em 1989. Seu foco principal é o processo de industrialização da argamassa armada para produção de equipamentos urbanos, com uso de telas soldadas. Teve apenas uma edição, que se encontra esgotada, mas está disponível no sitio do IBTS.

- “*Argamassa Armada Volume 2 – Projeto estrutural e dimensionamento com telas soldadas*”, de autoria do Professor João Bento de Hanai, publicado pelo Instituto Brasileiro de Telas Soldadas - IBTS em 1994. Seu foco é o projeto estrutural e dimensionamento das estruturas e componentes de argamassa armada, com emprego de telas soldadas. Teve apenas uma edição, se encontra esgotada, mas está disponível no sitio do IBTS.

A partir do levantamento no banco de teses e dissertações da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES e nos repositórios institucionais da Universidade de São Paulo - USP algumas produções foram localizadas, destacando-se:

- Ângelo Rubens Migliore Junior, em dissertação de mestrado: “*Estruturas de contenção com elementos pré-moldados de argamassa armada*”, apresentada na EESC/USP em 1987. Estudou a potencialidade do emprego de peças de argamassa armada em muros de contenção em balanço, com emprego de peças pré-moldadas de argamassa armada, fazendo uma análise comparativa com outras soluções estruturais.
- Marcos Vinício Costa Agnesini, em tese de doutorado: “*Sistema construtivo com elementos pré-fabricado de argamassa armada: uma alternativa para a execução de pontilhões rodoviários em zonas urbanas e estradas vicinais*”, apresentada na EESC/USP em 1988. Pesquisou o desenvolvimento de sistema construtivo para superestrutura de pontilhão rodoviário composto de perfis de argamassa armada.
- José Samuel Giongo, em tese de doutorado: “*Argamassa armada: dimensionamento de perfis submetidos a flexão. Fundamentos e experimentação.*”, apresentada na EESC/USP em 1990. Apresenta o dimensionamento de peças de argamassa armada submetidas a flexão, comparando os resultados dos ensaios com

os resultados teóricos obtidos através dos critérios do então projeto de Norma Brasileira, e das normas americana e soviética.

- Rui Ferraz de Almeida Prado Massoni, em dissertação de mestrado: “*Fórmulas estruturais de argamassa e concreto para elementos de concreto armado*”, apresentada na EESC/USP em 1996. Pesquisou o desenvolvimento de um sistema construtivo de formas permanentes pré-moldadas em concreto ou argamassa armada para edificações.
- Lucas Diemer Ramires, em dissertação de mestrado: “*Estudo teórico-experimental de reforço para construções de alvenaria empregando revestimento de argamassa armada*”, apresentada na Escola de Engenharia/UFRGS em 2007. Pesquisou o emprego de placas moldadas de argamassa armada como reforço estrutural para alvenarias não armadas.
- Cristina Câncio Trigo, em dissertação de mestrado: “*Pré-fabricados em argamassa armada: material, técnica e desenho de componentes desenvolvidos por Lelé*”, apresentada na FAU/USP em 2009. Documenta e analisa os processos desenvolvidos pelo arquiteto João Filgueiras Lima (Lelé), para produção de peças pré-moldadas de argamassa armada em suas diversas obras.

Tais contribuições sinalizam os estudos realizados desde o ano de 1987 até 2009 sobre a temática, entretanto nenhum deles apontou um estudo do uso de formas permanentes de argamassa armadas para pontes vicinais, que é o objeto central desta investigação.

Na bibliografia internacional a produção de conhecimento sobre argamassa armada pode ser avaliada através dos trabalhos apresentados nos simpósios internacionais organizados pela *International Ferrocement Society - IFS*. No Quadro 1 é apresentada a lista dos eventos por ano e locais de realização.

Quadro 1 - Relação dos simpósios internacionais de Ferrocimento

Evento	Ano	Local
RILEM International Symposium on Ferrocement	1981	Bergamo, Italia
2 nd International Symposium on Ferrocement	1985	Bangkok, Tailândia
3 rd International Symposium on Ferrocement	1988	Nova Deli, India
4 th International Symposium on Ferrocement	1991	Havana, Cuba
5 th International Symposium on Ferrocement and Thin Reinforced Cement Composites	1994	Manchester, Inglaterra
6 th International Symposium on Ferrocement - Lambot	1998	Chicago, EUA
7 th International Symposium on Ferrocement and Thin Reinforced Cement Composites	2001	Singapura
8 th International Symposium on Ferrocement and Thin Reinforced Cement Composites – Ferro8	2006	Bangkok, Tailândia
9 th International Symposium on Ferrocement and Thin Reinforced Cement Composites – Ferro9	2009	Indonésia
10 th International Symposium on Ferrocement and Thin Reinforced Cement Composites – Ferro10	2012	Havana, Cuba

Fonte: Autor

Nos diversos sítios e repositórios institucionais pesquisados foi possível ter acesso aos títulos dos trabalhos apresentados nos eventos e aos anais completos do 10º Simpósio. A partir destes dados e usando como base a categorização feita no 1º Simpósio buscou-se identificar as principais tendências sobre a produção de conhecimento na área. Os trabalhos foram agrupados em quatro eixos temáticos:

- Aplicação em obras de engenharia e arquitetura
- Propriedades mecânicas e durabilidade
- Análise estrutural e pesquisas
- Novos materiais e tecnologias

Da análise da recorrência relativa dos temas por evento infere-se que aqueles relacionados a propriedades mecânicas, durabilidade e análise estrutural têm sua presença reduzida gradualmente nos eventos. Vê-se também que a recorrência de temas relacionados a relatos e novos campos de aplicação e uso de novos materiais e tecnologias, como por exemplo, uso de fibras e elementos compostos com chapas de argamassa armada têm sido crescentes. A partir desses dados pode-se inferir que a tendência das pesquisas em Argamassa Armada é o desenvolvimento de novas aplicações e materiais, onde o presente estudo pode contribuir, pesquisando a possibilidade de aplicação dessa técnica reconhecida como alternativa adequada a um dado cenário.

2.3. Pontes

A expressão “obra de arte especial” é conceituada como: “Estrutura, tal como ponte, viaduto ou túnel que, pelas suas proporções e características peculiares, requer um projeto específico” (BRASIL, 1997, p.183). Houaiss (2009, p.1522) dá o significado de ponte como: “obra construída para estabelecer comunicação entre dois pontos separados por um curso de água ou qualquer depressão no terreno”. Comumente na engenharia, segundo Pfeil (1979) a denominação “ponte” é utilizada para a obra que se destina a garantir a continuidade de uma via através da transposição de cursos de água como rios, canais e braços de mar. Segundo o mesmo autor a denominação “viaduto” é empregada quando a transposição é feita sobre vales, outras vias ou obstáculos não constituídos de água. Para pequenas pontes usa-se a expressão “pontilhão”, embora não haja nenhum consenso sobre o vão limite que irá distinguir uma ponte de um pontilhão. Para efeito do presente estudo será empregado unicamente o termo ponte para identificar o objeto de estudo.

As soluções técnicas para transposição de talvegues são pontes ou bueiros (BRASIL, 2006) e a escolha da melhor alternativa a empregar sempre será feita a partir de determinantes peculiares de cada situação a ser resolvida, estando a decisão subordinada a existência de recursos financeiros, técnicos e gerenciais adequados.

2.3.1. Nomenclatura

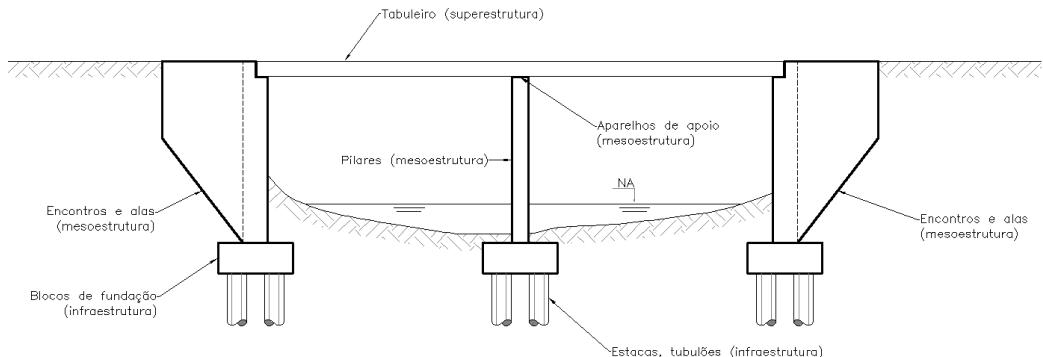
As pontes de concreto armado são, normalmente, um conjunto de peças estruturais que, segundo Pfeil (1979) pode ser dividido em três partes, como mostra a Figura 5.

Superestrutura: composta do tabuleiro, onde ficam a pista de rolamento, acostamentos, defensas, guarda-rodas e guarda-corpo. O tabuleiro é composto de uma laje que pode ser apoiada em vigas longitudinais e transversais.

Mesoestrutura: constituída dos pilares, encontros e aparelhos de apoio. Destina-se receber os esforços da superestrutura e transmiti-los à infraestrutura.

Infraestrutura: é o conjunto que transmite ao terreno os esforços recebidos da mesoestrutura. É composto de estacas, tubulões, blocos e vigas de travamento.

Figura 5 - Nomenclatura das partes de uma ponte



Fonte: Autor

As pontes podem ser classificadas pelo material empregado em sua superestrutura, sendo:

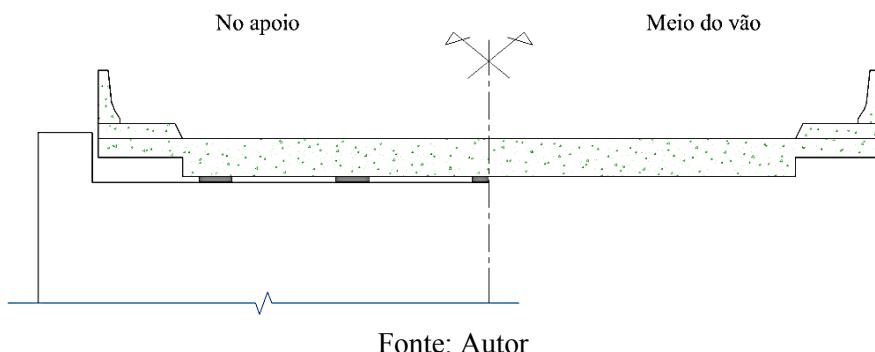
- Pontes de madeira. Segundo El Debs & Takeya (2009) este material tem sido empregado desde a antiguidade permitindo arranjos estruturais simples, como um tronco sobre um pequeno curso de água.
- Pontes de pedra. Sua maior expressão são as pontes romanas em arco semicircular, com exigências construtivas mais complexas.
- Pontes metálicas. Material de uso recente, propiciado pela Revolução Industrial, sendo o primeiro uso registrado a construção de uma ponte em arco, de ferro fundido, em Shropshire, Inglaterra, no final do século XVIII. (ANDRÉ *Et Al.*,2011). A partir do século XIX o avanço das técnicas siderúrgicas e o uso de treliças metálicas permitiu a construção de vãos maiores.
- Pontes de concreto. As primeiras datam do inicio do século XX e eram compostas de tabuleiro suportado por arcos tri articulados ou engastados e o concreto apenas substituía a pedra, mantendo-se a mesma concepção estrutural. O uso de pontes em vigas e em pórtico surgiu em 1912, permitindo o avanço dos arcos para vãos com mais de 200m (LEONHARDT, 1979).
- Pontes de concreto protendido. Embora o concreto protendido não seja diferente do concreto armado, segundo Leonhardt (1979) o uso da protensão representou um avanço tecnológico importante, tendo se iniciado em 1938 na Europa, mas o desenvolvimento foi interrompido pela Segunda Guerra Mundial. Ao final dos anos

de 1940 a técnica foi retomada devido à reconstrução do sistema viário europeu que havia sido destruído.

Ainda segundo Leonhardt (1979) as pontes de concreto podem ser classificadas pelo sistema estrutural que empregam, para suporte da superestrutura, sendo:

- Ponte em lajes/vigas. Neste caso o modelo estrutural pode ser:
 - Laje autoportante apoiada nas bordas, podendo ser bi apoiada ou contínua no sentido longitudinal da estrutura. Sua seção transversal tem o aspecto mostrado a seguir.

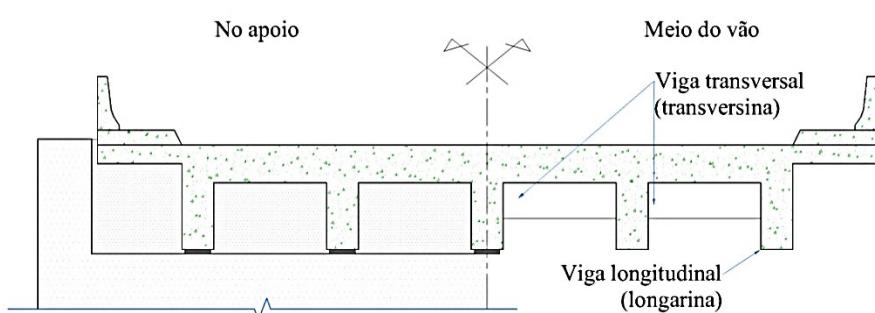
Figura 6 – Seção transversal típica de ponte em laje



Fonte: Autor

- Laje apoiada em vigas longitudinais, com vigas transversais para repartição de cargas. As vigas podem ser bi apoiadas em um ou vários vãos ou contínuas no sentido longitudinal da estrutura. Sua seção transversal tem o aspecto mostrado abaixo.

Figura 7 – Seção transversal típica de ponte em vigas



Fonte: Autor

- Ponte em arcos. O uso de arcos de concreto, atualmente se dá em estruturas onde fatores estético e/ou ambientais são predominantes. Um exemplo recente é a ponte sobre o rio Colorado, na Represa Hoover, nos Estados Unidos concluída em 2010 e que pode ser vista na Figura 8.

Figura 8 – Ponte da Represa Hoover, Arizona, Estados Unidos.



Fonte: Las Vegas Review Journal (2010)

- Ponte estaiada. De acordo com Vargas (2007) embora a solução estaiada tenha sido usada desde o século XVIII, somente a partir dos anos de 1970 teve um avanço significativo. É uma solução empregada para reduzir o numero de apoios intermediários e permitir vãos livres de grandes dimensões. Um exemplo desta técnica é a ponte sobre o rio Tietê em São Paulo, inaugurada em 2011, vista na Figura 9.

Figura 9 – Ponte estaiada sobre o rio Tietê- São Paulo



Fonte: Faria (2008)

2.4. Projetos de pontes

Uma ponte é, normalmente, projetada a partir de um projeto viário que demande alguma travessia de talvegue. Segundo A ABNT NBR 7187:2003 são elementos básicos de um projeto: levantamentos topográficos, cadastrais e de interferências; projeto geométrico da via, estudos geológicos, geotécnicos e hidrológicos; gabaritos de largura e altura; condições de acesso à obra e disponibilidade de materiais e mão de obra. Este conjunto de informações permitirá identificar a melhor solução estrutural, o método executivo e os materiais mais adequados a partir do que será gerado o projeto executivo.

Os requisitos de qualidade do projeto de ponte estão estabelecidos no item 5.2 da ABNT NBR 6118:2007 que são:

- Qualidade da solução proposta, que além de atender a todos os normativos específicos no que diz respeito a capacidade resistente, desempenho e durabilidade, deve ser perfeitamente integrada com os demais projetos da obra.
- Identificação de todas as condições, gerais, como as ações permanentes e variáveis, e específicas, como requisitos especiais de qualidade e resistência, ou uso de determinados materiais e técnicas, que são impostas ao projeto.

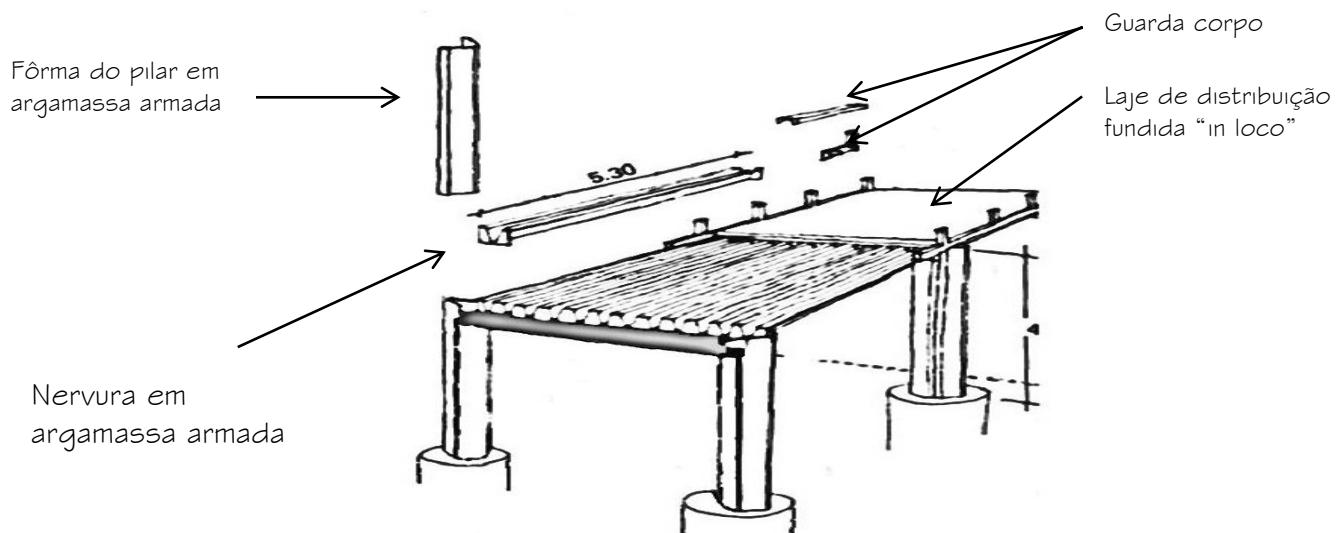
A análise estrutural, de acordo com a ABNT NBR 7187:2003 deve ser feita conforme estabelecido na seção 14 da ABNT NBR 6118:2007.

2.4.1. Pontes de Argamassa Armada

Na literatura pesquisada encontraram-se três referências ao uso de peças de argamassa armada em construção de pontes. A primeira referência é na cidade de Abadiânia, GO (LIMA, 1984). A ideia geral do autor e responsável pela execução da obra previa o uso de materiais básicos comuns na região e emprego de mão de obra local, mas não dispensando o rigor técnico no projeto e planejamento e o controle de sua execução. Lima (1986) apresenta a argamassa armada como alternativa para as pequenas pontes devido a escassez de madeiras de boa qualidade, que força o uso de madeiras inadequadas com vida útil baixa e devido ao custo elevado de soluções metálicas. Sua proposta é o uso da argamassa armada como forma permanente, fazendo a concretagem final in loco. O conceito básico da ponte de Abadiânia, visto na Figura 10, é assim descrito:

A estrutura constitui-se de um tabuleiro em módulos de 5.70 x 3.95 compostos de peças pré-fabricadas de argamassa armada com 30 cm de altura e 18 mm de espessura com peso unitário de 180 kg suportando, em vãos de 5.30 m, a carga de camada de concreto que completa a altura final de 45 cm. Esse conjunto se apoia em vigamento de concreto transversal fundido no local com 19.5 cm de largura por 45 cm de altura e 3.95 m de comprimento e que, por sua vez, descarrega sobre apoios de neoprene nos topes dos pilares. Os pilares no leito do rio são fundidos em formas de argamassa armada que se incorporam a peça e se engastam em blocos de fundação e tubulões com 90 cm. Os pilares da margem de 30 x 30 cm de secção e altura variável se engastam em tubulões de 60 cm. (LIMA, 1984, p.16)

Figura 10 – Ponte de Abadiânia – esquema de construção



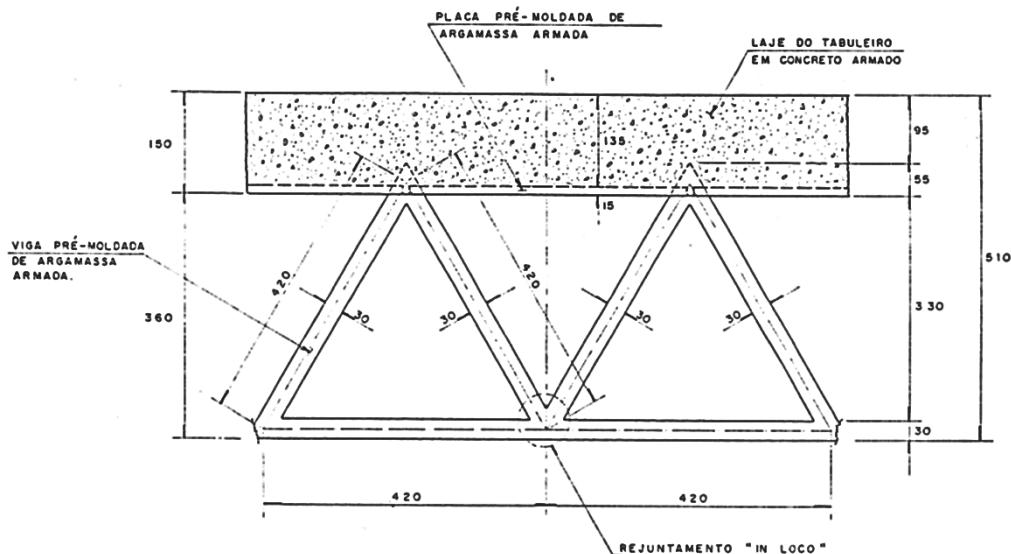
Fonte: Adaptado de Lima (1984, p.16)

Nesta construção foram empregas fôrmas permanentes de argamassa armada para toda a mesa e superestrutura. Foi feita pesquisa junto à Prefeitura Municipal de Abadiânia, GO sobre a situação desta ponte, sendo informado que a mesma, sobre o córrego Varginha na região rural do município, não existe mais tendo sido destruída por uma enchente em data não precisada. El Debs (1986, p107) relata que mesmo sendo a única obra deste tipo no Brasil, até aquela época, não houve nenhuma publicação sobre ela.

Outra experiência digna de nota neste trabalho, está descrita por Agnesini (1988), em sua tese de doutorado em Transportes pela Escola de Engenharia de São Carlos da USP. O autor relata a execução de uma ponte experimental na área urbana da cidade de São Carlos, SP. Esta estrutura tem 5,50m de vão e 8,40m de largura e destina-se a tráfego urbano. É

composta de 21 vigas de argamassa armada, com vão total de 5,45 m, dispostas paralelas ao eixo da via, tendo uma seção típica conforme apresentado a seguir.

Figura 11 – Pontilhão urbano de São Carlos – seção transversal típica (trecho)



Fonte: Agnesini (1988, p.37)

As vigas, de seção triangular vazada, são formadas por três placas de argamassa armada e tem função estrutural. As peças foram moldadas em superfície plana e após três dias a moldagem foi dobrada adquirindo a seção triangular. Os vértices foram deixados na armadura para permitir a solidarização através de rejuntamento in loco. Sobre as vigas foram dispostas placas de argamassa que serviram de forma para o tabuleiro em concreto armado. Não foi verificado o estado atual desta ponte.

Há ainda um relato de uso de peças pré-moldadas em argamassa armada para ponte rodoviária na localidade de Habura, localizada atualmente na República Eslovaca, apresentado por Peter Smola no Rilem International Symposium on Ferrocement em 1981 (Bergamo, Itália). Embora essa obra tenha sido citado por Hanai (1992, p.36) e por El Debs (1986, p.106) não foi localizado o relato original em nenhum dos repositórios institucionais consultados e mais nenhum dado com referência a esta estrutura.

2.5. Sistemas de fôrmas

Dados da *Federación Iberoamericana de Hórmigon Premesclado*, citados por Pedroso (2009) mostram que concreto é o segundo material mais consumido no mundo, perdendo apenas para a água. Segundo Mehta & Monteiro (2008) tal disseminação entre outros fatores, se deve à facilidade de se obterem elementos estruturais nas mais variadas formas e dimensões. A possibilidade de moldagem do concreto às formas e dimensões desejadas dá às fôrmas um papel de significativa importância.

As fôrmas para o concreto são estruturas temporárias destinadas a receber e confinar o concreto dando-lhe sua geometria final e, devido ao fato que concreto tem propriedades distintas entre os estados fresco e endurecido, assegurar que o sistema estrutural não seja submetido a carregamentos antes que o concreto tenha adquirido a resistência projetada.

Segundo Fajersztajn (1992) é necessário que as formas, para garantir a integridade dimensional dos elementos do sistema estrutural, apresentem as seguintes características:

- a. Resistência suficiente para suportar os esforços de seu próprio peso, do peso das armaduras e do concreto e ainda das cargas de montagem, como tráfego de pessoal e equipamentos;
- b. Rigidez suficiente para que, sob a ação desses carregamentos não se deformem;
- c. Estanqueidade para evitar perda de finos durante a concretagem.

Projeto inadequado ou problemas na execução das fôrmas podem gerar danos na estrutura que irão ter consequências diretas em sua durabilidade, exigindo este tópico tanta atenção quanto a dosagem do concreto e o corte/dobra/posicionamento das armaduras.

Outra questão refere-se ao custo relativo das fôrmas e cimbramentos no custo final do concreto armado. Rezende (2010 p. 25) relaciona diversos estudos mostrando que este se encontra na faixa de 35% a 60%. Esta constatação confere ao sistema de fôrmas um peso considerável na determinação do sistema estrutural a se escolher.

Nazar (2007) afirma que os sistemas de fôrmas podem ser agrupados de acordo com o material que empregam e a definição do tipo irá depender da análise de fatores técnicos e econômicos de cada obra, podendo ser:

- a. Integralmente de madeira, constituídos de painéis de madeira compensada, tábuas e pontaletes de madeira serrada, com as conexões pregadas;
- b. Mistos madeira/metálico, com uso predominante das estruturas metálicas como cimbramentos, como torres ou perfis;
- c. Integralmente metálicos, com painéis em chapas de aço e montantes em perfis de aço ou alumínio ou ainda madeira, com conexões parafusadas. Aplicam-se a grandes áreas de concretagem;
- d. Plásticas. Constituídas de cubetas plásticas empregadas normalmente para lajes nervuradas em grandes vãos.
- e. Papelão. São usadas normalmente em pilares com seção circular.

O autor não inclui no estudo citado a possibilidade de uso de fôrmas permanentes e fôrmas de concreto e, em outros estudos e obras citadas sobre o tema “fôrmas para concreto” não foram encontradas referências a esta possibilidade. A norma brasileira ABNT NBR 15696 prevê como materiais a serem empregados em fôrmas, a madeira (bruta ou industrializada) e elementos metálicos. Em seu item 5.3 lista outros materiais sem incluir diretamente o concreto.

2.5.1. Fôrmas permanentes de concreto e argamassa armada

O uso de fôrmas permanentes é previsto na norma americana ACI 347-04 em seu item 7.4.1, que as define como aquelas que ficam no local de sua utilização podendo ser ou não parte integrante da estrutura. Segundo a norma essas fôrmas podem ser rígidas, como metal, concreto pré-moldado, madeira, plástico e fibras; ou flexíveis, como papelão reforçado.

Segundo Massoni (1996, p.39) as fôrmas permanentes pré-moldadas de concreto ou de argamassa armada podem ser aplicadas como:

- a. Fôrmas autoportantes, sem escoramento;
- b. Molde suportado por escoras removíveis;
- c. Superfícies arquitetônicas sem função estrutural, e;
- d. Parte de uma seção composta de um elemento estrutural.

El Debs (2000, p.15) ao categorizar os tipos de pré-moldados de concreto, propõe o “pré-moldado de seção parcial” que é aquele que é inicialmente moldado com parte de sua seção resistente, que será completado em sua posição final com concreto moldado in loco.

A partir dessas abordagens, pode-se concluir que um sistema de fôrmas permanentes de argamassa armada deve atender aos preceitos estabelecidos para formas, conforme o item 6.2 da ABNT NBR 15696:2009.

- a. Rigidez para assegurar o formato e as dimensões da estrutura projetada, dentro das tolerâncias normatizadas;
- b. Ser suficientemente estanque para impedir perda de pasta de cimento.

Como também para pré-moldados de concreto, conforme a ABNT NBR 9062:2006, em especial:

- a. A capacidade da estrutura será definida pela resistência dos elementos estruturais e não pelas ligações;
- b. A análise da estrutura deve abranger todas as suas fases de fabricação, manuseio, transporte, montagem e construção (preliminar e final);
- c. Deve atender aos limites normatizados de variação dimensional.

Como estrutura de concreto, deve atender a ABNT NBR 6118:2007, em especial o item 5.1.2 que estabelece os requisitos de qualidade da estrutura.

- a. Segurança à ruptura;
- b. Capacidade de a estrutura manter-se em condições plenas de utilização de maneira a não comprometer o uso para a qual foi projetada, e;
- c. Capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas na elaboração do projeto.

2.5.2. Aplicações de fôrmas permanentes de argamassa armada

O uso de argamassa armada como fôrmas permanentes foi desenvolvido inicialmente por Pier Luigi Nervi, conforme destacado anteriormente, estando presentes em obras como o Palácio de Exposições de Turim e a Sala de Audiências do Vaticano, na Itália. Atualmente existem pesquisas desenvolvidas sobre este uso específico da argamassa armada no Egito, Malásia, Índia e Indonésia, notadamente na área de edificações habitacionais de baixo

custo. Este emprego tem se apresentado viável pelas propriedades da argamassa armada que, segundo Iori (2009), são: resistência, elasticidade, flexibilidade e baixo custo que, associadas a moldagens permitem ‘resistência pela forma’.

O Relatório sobre Argamassa Armada do American Concrete Institute (ACI, 2009) chama atenção que a tecnologia da argamassa armada se adequa tanto para processos industriais, permitindo o uso intensivo de mão de obra e equipamentos, quanto a países, ou regiões onde a mão de obra existente tenha baixa qualificação técnica. O mesmo documento também alerta que o futuro desta tecnologia depende de projetos criativos e de esforços de pesquisas.

Uma dessas possibilidades é apresentada por Yardim *et al.* (2008) que propõe uma laje composta pré-fabricada que pode ser utilizada para construções residenciais. Esta laje é composta de um painel em argamassa armada com nervuras invertidas, conforme pode ser visto na Figura 12.

Figura 12 – Painel de laje em argamassa armada



Fonte: Yardim, Y. et al (2008)

O painel é preenchido com tijolos cerâmicos e é concretado in loco, formando um conjunto composto, conforme mostra a Figura 13. As nervuras invertidas fazem a ligação entre o painel pré-moldado e a parte moldada in loco, dispensando o uso de armaduras de cisalhamento.

Figura 13 – Painel de laje em argamassa armado em fase de montagem



Fonte: Yardim, Y. et al (2008)

Fahmy et al. (2005) apresenta relato de experimento do uso de formas permanentes de argamassa armada para execução de vigas de concreto. Sua pesquisa empregou dois tipos de telas para execução das fôrmas em “U”, respectivamente tela soldada e tela expandida, alterando também o numero de camadas e o tipo de enchimento, concreto e blocos de alvenaria e argamassa. Foram feitos ensaios comparativos com vigas de concreto, normalmente armadas com as mesmas dimensões. Os resultados mostraram para todas as situações um desempenho superior das vigas compostas, com menos uso de armadura e sem forma de madeira e cimbramento. A Figura 14 mostra aspecto das fôrmas de argamassa armada.

Figura 14 – Formas para vigas em argamassa armada



Fonte: Fahmy,E.H et al. (2005)

2.5.3. Cargas nas fôrmas permanentes

As cargas que atuam em um conjunto de fôrmas, por analogia, podem ser categorizadas de acordo com a ABNT NBR 6120:1980, em dois grupos:

- a. Carga Permanente. Constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os seus elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. No caso específico o peso próprio da placa de argamassa armada, o peso da estrutura a ser suportada e a pressão do concreto fresco sobre as partes verticais e horizontais das fôrmas.
- b. Carga accidental. Constituída por ações decorrentes do uso da estrutura. No presente caso, (SH FÔRMAS, 2008, p.18) resultam de: sobrecargas do trabalho de lançamento, adensamento e acabamento do concreto; impacto do lançamento do concreto; carregamentos assimétricos e vibrações decorrentes do uso de equipamentos.

O concreto em estado fluido exerce pressão nas faces da fôrma, requerendo maior atenção àquela exercida nos paramentos verticais do conjunto. A pressão é decrescente na medida em que o concreto endurece. A máxima pressão exercida pelo concreto na forma é dada por:

$$p = \gamma \times h \quad (1)$$

Onde:

p = pressão do concreto sobre a forma, dada em kN/m^2

γ = peso específico do concreto, adotado o valor de 25 kN/m^3

h = altura da camada de concreto.

Os outros fatores que influenciam na pressão lateral serão:

- a. Velocidade de concretagem, que é “o incremento vertical do nível superior do concreto fluido, medido linearmente em relação ao tempo decorrido da concretagem” (ABNT NBR 15696:2009).
- b. Tempo de pega do concreto, Com OU sem retardadores ou aceleradores de pega.

- c. Efeito da vibração do concreto, considerando neste caso o uso de vibradores internos.
- d. Temperatura de mistura do concreto, cujo aumento diminui o tempo de pega, acontecendo o inverso no caso de diminuição.
- e. Consistência do concreto, dada pelo abatimento de tronco de cone, obtido pelo *Slump Test* e categorizada em classes conforme a ABNT NBR 8953:2009, versão corrigida 1: 2011.

Para efeito deste estudo será usado o valor limite da pressão hidrostática do concreto fluido o que, segundo o item D.5 da ABNT NBR 15696:2009 irá resultar em valores mais altos que, em pesquisas posteriores, poderão ser calibrados experimentalmente.

CAPÍTULO 3 - MODELO DA GEOMETRIA DA FÔRMA

3.1. Considerações Iniciais

Segundo Eller, De Paula & Ferreira (2011) para a construção de pontes com emprego de peças pré-fabricadas existem duas possibilidades: o emprego de um sistema escorado ou o de um sistema não escorado. Segundo os autores, que estudam o uso de vigas metálicas em um sistema misto, no primeiro caso toda a carga permanente é suportada pelo cimbramento até que o concreto atinja a resistência característica necessária para a ação mista viga/laje. No sistema não escorado, caso do presente estudo, a fôrma permanente de argamassa armada, ainda segundo os autores, deve ser calculada como uma peça estrutural isolada que irá suportar as cargas de construção e montagem e ainda o peso próprio do concreto fresco até este adquirir a resistência projetada.

3.2. Premissas para definição da geometria

Devido ao vão e às cargas características de uma ponte, a superestrutura será uma laje com nervuras em seu sentido longitudinal, o que impõe à forma permanente de argamassa armada seção composta de elementos verticais, horizontais e/ou inclinados.

Diferentemente do sistema misto, onde a viga metálica trabalha solidária com o tabuleiro da ponte, permitindo o seu cálculo como viga “T”, a forma permanente de argamassa armada será aderida ao concreto moldado *in loco* e não fará parte do sistema estrutural após a total cura do concreto.

O processo construtivo é um determinante de projeto, e inicialmente será assim proposto:

- a. Moldagem das fôrmas em argamassa armada
- b. Posicionamento na mesoestrutura
- c. Primeira concretagem para obtenção da plataforma de trabalho

- d. Execução da armadura da superestrutura
- e. Concretagem final e acabamento

Isso leva a procedimento de cálculo em estágios distintos, a saber:

- a. Peça isolada, dimensionada para as cargas de movimentação, montagem e concreto fluido em primeira concretagem;
- b. Seção parcialmente concretada
- c. Seção final da superestrutura da ponte, sujeita às cargas permanentes e acidentais decorrentes de seu uso.

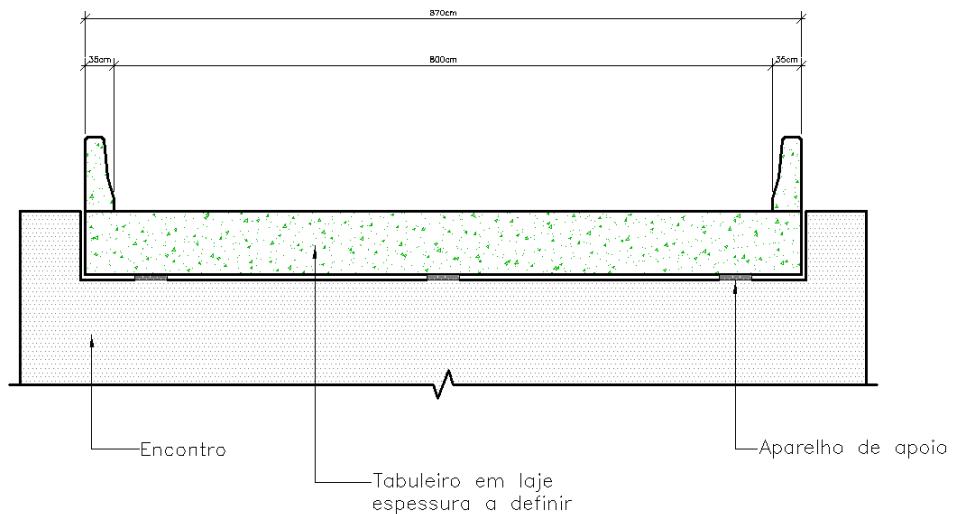
3.2.1. Geometria da ponte

Não foi localizada na bibliografia pesquisada assim como em sítios e repositórios institucionais uma base de dados sobre as pontes que fazem parte dos sistemas rodoviários federal, estaduais e municipais brasileiros, o que impossibilita estabelecer faixas de frequência para os comprimentos e assim trabalhar com uma medida média. Sendo assim, para efeito deste estudo será adotado o vão livre de 10,00 metros.

Para a largura será adotado o valor mínimo definido em Minas Gerais (2009), de 8,00 metros para a pista de rolamento das obras de arte especiais em vias de pouco tráfego, sendo que este valor será ajustado em função das dimensões dos elementos de fôrma.

À largura mínima será adicionada, como guarda-rodas, a barreira de segurança de concreto, perfil “New Jersey”, definida pela ABNT NBR 14885:2004, a largura final será de 8,70 metros conforme o detalhe típico a seguir.

Figura 15 – Seção transversal típica tabuleiro/encontro cotada



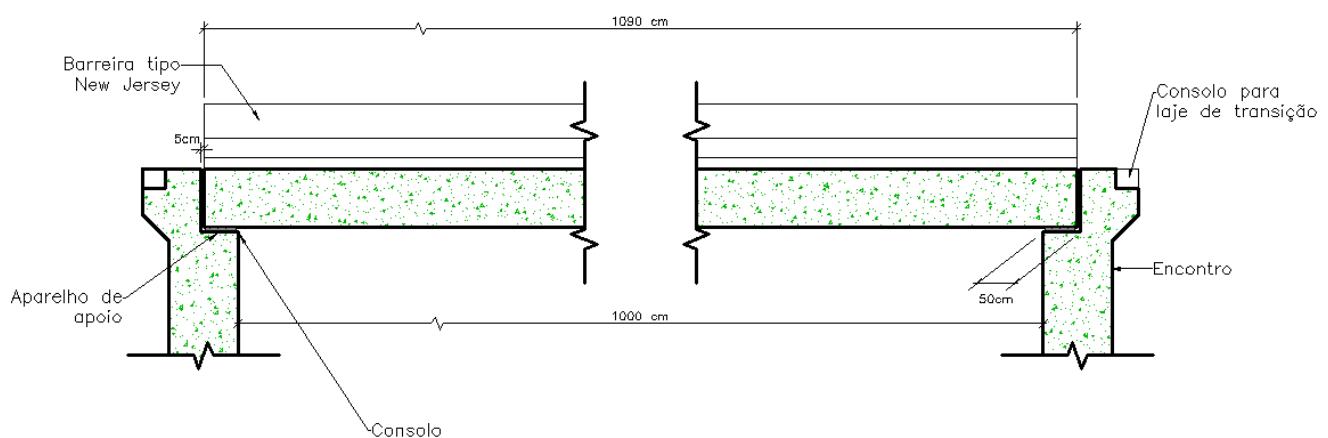
Fonte: Autor

Para a determinação do comprimento total da fôrma objeto deste estudo, a partir do valor proposto de vão de 10,00 m, adotaremos 500 mm como a dimensão do consolo, prevendo uma folga de 50 mm para cobrir as variações dimensionais possíveis dentro dos limites normatizados, desta forma o comprimento nominal da peça será:

$$C_n = 10000 + 500 + 500 - 50 - 50 = 1090 \text{ cm.}$$

Conforme pode ser visto na Figura 16, a seguir.

Figura 16 – Seção longitudinal típica



Fonte: Autor

3.2.2. Carga atuante

Como valor inicial da carga da massa de concreto armado será usada como referência uma ponte rodoviária classe 45 projetada pelo autor, com tabuleiro 1065 x 550 cm, cujo detalhamento está no Apêndice 1. Como valores de partida serão feitas as seguintes considerações:

- a. Mesmo sendo objeto deste estudo as pontes em estradas vicinais, será adotada para a ponte a carga móvel rodoviária padrão TB-450 que, segundo a ABNT NBR 7188:2013, é definido por um veículo de 450 kN, três eixos, seis rodas, com carga por roda $P = 75$ kN. Esta escolha se deve à mudança do tipo de tráfego apresentada no Capítulo 1.
- b. A relação vão de uma ponte/massa de concreto é constante;
- c. O método construtivo proposto prevê concretagem da superestrutura em duas etapas, visando primeiramente consolidar o conjunto de fôrmas e criar uma plataforma de trabalho para a complementação da estrutura.
- d. Considerar-se-á que na primeira concretagem o conjunto de fôrmas permanentes receberá pelo menos 60% de todo o concreto e ainda a armação necessária para a execução da superestrutura.

O volume total do tabuleiro usado como referência , incluindo as vigas é de 16,6 m³, Como a densidade do concreto armado, dada pela NBR 6120:1980 é 25 kN/m³, tem-se então:

$$\text{Massa}_{\text{tot}} = 16,60 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Massa}_{\text{tot}} = 415,00 \text{ kN} \text{ para um tabuleiro, logo}$$

$$\text{Carga} = 415,00 / (10,65 \times 5,50) = 7,10 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga atuante} = 0,60 \times 7,10 = 4,26 \text{ kN/m}^2$$

3.3. Determinação da seção transversal da fôrma

Os experimentos do “Grupo de São Carlos”, relatados por Hanai (1992) permitem estabelecer parâmetros característicos das argamassas que serão adotados neste estudo, sendo:

- Massa Específica: 2.200 kg/m³ a 2.400 kg/m³
- Taxa de armadura: 100 a 180 kg/m³
- Resistência aos 28 dias, compressão simples: 30 a 60 MPa.

Para efeito deste estudo serão adotados como valores de partida:

- Massa específica da argamassa armada (γ_{aa}) : 24,40 kN/m³, resultante da média dos valores apresentados.
- $f_{ck} = 30$ MPa, adota-se o patamar inferior.
- Peso desejado da peça em argamassa armada = 5,00 kN

Dado que o valor da massa de uma peça é de 5,00 kN, pode-se determinar seu volume (V_p):

$$\text{Massa}_p = \gamma_{aa} \times V_p \quad (2)$$

Substituindo os valores, temos que:

$$V_p = \frac{5,00}{24,40} = 0,205\text{m}^3$$

Sabendo que a peça de argamassa armada é prismática composta, pode-se simplificar que o volume seja o produto de suas três dimensões:

- Comprimento (c) = 10,90m,
- Largura (l) = a determinar.
- Espessura (e) = a determinar.

Dado que valor máximo para a espessura de uma peça de argamassa armada, estabelecido pela ABNT NBR 11173:1990, é de 40 mm e adotando-se um valor de partida de e = 15mm, obtém-se a tabela abaixo variando de 5mm até o limite de 40mm, permitindo diversas alternativas de dimensões.

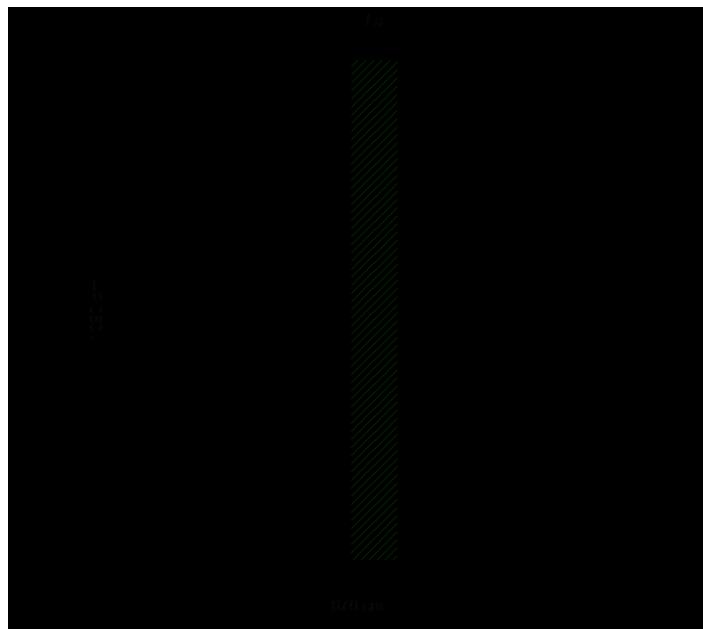
Tabela 4 – Largura da peça em função da espessura

Espessura (mm)	Largura (mm)
15	1254
20	940
25	752
30	627
35	537
40	470

Fonte: Autor

Com estes dados, será considerada uma faixa longitudinal de largura l_a pelo comprimento total do tabuleiro, sujeita ao carregamento estabelecido e determinado o momento de inercia necessário para garantir uma flecha máxima estabelecida a priori.

Figura 17 – Tabuleiro /Faixa de cálculo



Fonte: Autor

Com o momento de inércia, serão estudadas soluções de composição até selecionar uma que atenda aos critérios de estanqueidade, garantindo a permanência do concreto fluido sobre o conjunto até seu endurecimento; e permita que a solidarização das peças seja feita por justaposição e contato.

Para essa verificação serão adotados os seguintes valores:

$$\text{Flecha máxima} = \frac{1}{250} \text{ do vão}^5, \text{ logo:}$$

$$\text{Flecha máxima} = \frac{10,90}{250} = 0,044 \text{ m}$$

O peso próprio da peça não será considerado inicialmente, sendo verificado quando da definição da seção transversal.

Dado o f_{ck} , podemos estimar o Módulo de Elasticidade, segundo o item 8.2.8 da ABNT NBR 6118:2014 que determina, para concretos C20 a C50:

$$E_c = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3)$$

Para o presente estudo adotaremos $\alpha_E = 1$, considerando que o agregado graúdo será granito ou gnaisse

Substituindo, tem-se:

$$E_c = 1 \times 5600 \times \sqrt{30} = 30.672 \text{ MPa}$$

A carga atuante na faixa considerada será:

$$\text{Carga do concreto } (S_c) = 4,26 \times L_a$$

Adotando-se como valor de partida, definido na Figura 17 como $L_a = 100 \text{ cm}$, tem-se então que a carga total distribuída (q) será:

$$q = 4,26 \text{ kN/m}^2 \times 1,00\text{m} = 4,26 \text{ kN/m}$$

A Equação da Linha Elástica de uma viga bi apoiada, segundo Gere & Weaver (1981) é dada pela equação:

$$\Delta c = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (4)$$

Onde:

Δc = flecha

q = carga

⁵ Limite da percepção sensorial definido pela ABNT NBR 6118:2007

L = comprimento

E = módulo de elasticidade

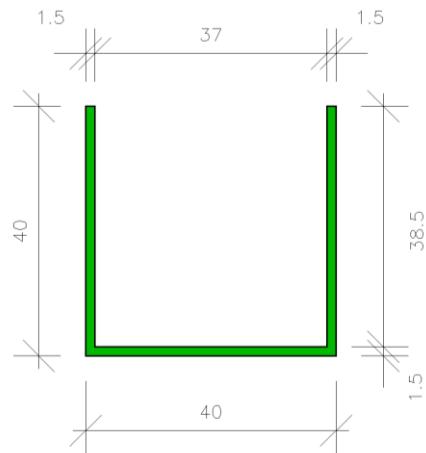
I = momento de inércia da seção

Substituindo os valores na equação, tem-se, o momento de inércia da seção da forma de argamassa armada por faixa de 1,00 m.

$$I = \frac{5 \times 0,0426 \times 1090^4}{384 \times 3067,2 \times 4,4} = 58.017 \text{ cm}^4$$

A partir deste valor foram testadas diversas seções, todas compostas por placas retas, já que a ideia básica é uma fabricação não demande formas complexas. Foram testadas varias seções, que estão no Apêndice II, chegando-se ao final à seção apresentada na Figura 18.

Figura 18 – Seção transversal da peça de argamassa armada

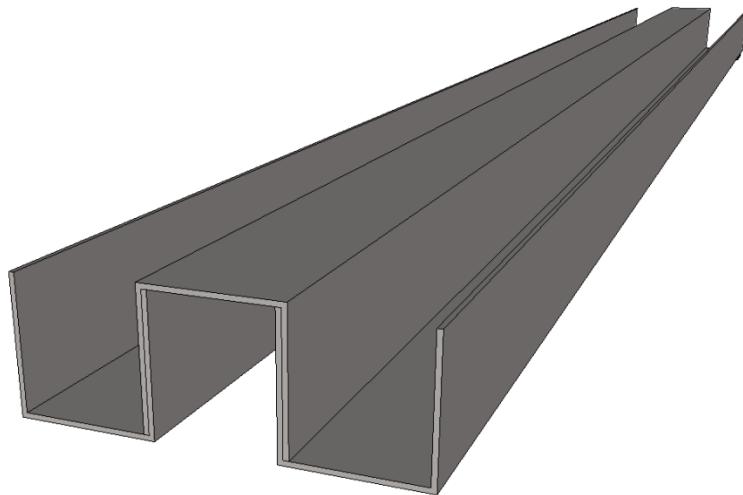


Fonte: Autor

3.3.1. Arranjo das peças

As peças são arranjadas para formar um painel. A seção adotada permite que o arranjo seja feito por superposição, montando-se de maneira que uma peça invertida permita unir duas em posição normal. Conforme pode ser evitado na figura a seguir. Será considerado para efeito de verificação um módulo básico composto de três peças.

Figura 19 – Arranjo das peças, desenho sem escala.



Fonte: Autor

3.4. Revisão do cálculo do momento de inércia

A massa de cada peça será dada por

$$S_{pc} = \{[(0,385 \times 2) + 0,40] \times 0,015\} \times 10,90 \times 24,40 = 4,67 \text{ kN}$$

Como são três peças no conjunto básico, tem-se:

$$S_{cj} = 3 \times 4,67 = 14,01 \text{ kN}$$

A carga por metro será = $14,01 \text{ kN} / 10,9 \text{ m} = 1,29 \text{ kN/m}$

Como valor de partida foi considerada uma carga de $4,26 \text{ kN/m}^2$, aplicada sobre a faixa, tida inicialmente com uma largura de 1,00 m. Como a medida final obtida é de 1,14 m, conforme mostra a Figura 20 logo, a carga total de concreto atuando na forma será:

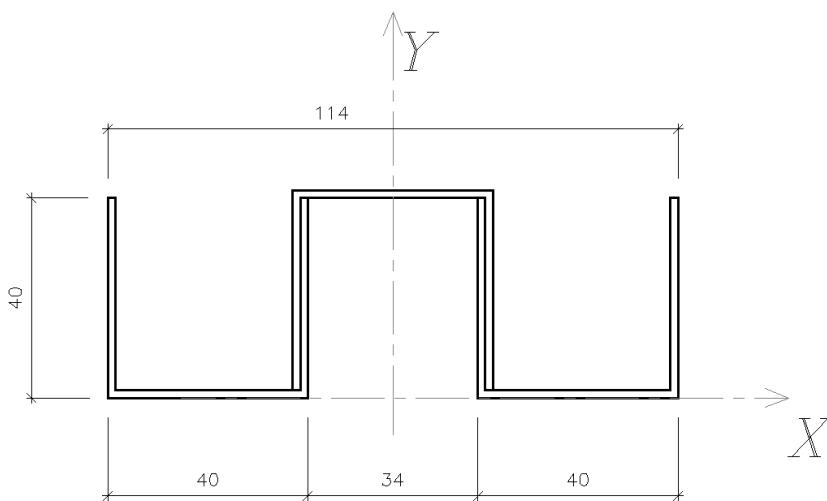
$$(4,26 \text{ kN/m}^2 \times 1,13 \text{ m}) + 1,29 \text{ kN/m} = 6,10 \text{ kN/m}$$

Com este novo valor ajusta-se o momento de inércia mínimo requerido (I_{min}):

$$I_{min} = \frac{5 \times 0,0610 \times 1090^4}{384 \times 3067,2 \times 4,4} \therefore I_{min} = 83078 \text{ cm}^4$$

A Figura 20 mostra a convenção adotada para cálculo de Momento de Inércia (I_x).

Figura 20 – Conjunto básico dimensões e eixos



Fonte: Autor

Utilizando o comando MASSPROP, disponível no programa AutoCAD, versão 2012, procede-se ao cálculo das propriedades geométricas da seção.

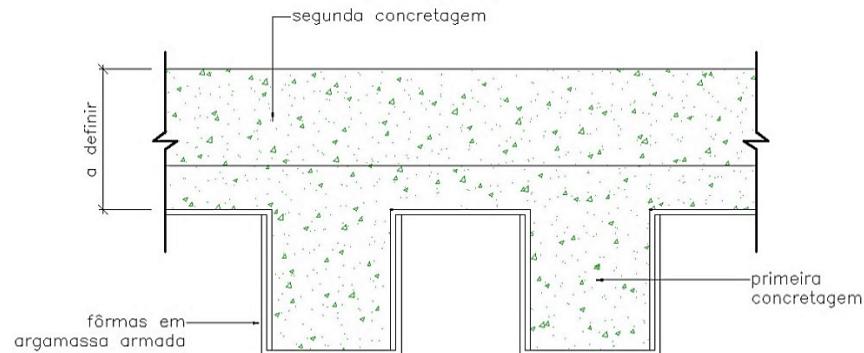
```

Command: MASSPROP
Select objects: 1 found
Select objects:
----- REGIONS -----
Area: 526.5051
Perimeter: 545.0069
Bounding box: X: -57.0017 -- 57.0017
                           Y: 0.0000 -- 41.5000
Centroid: X: 0.0000
                           Y: 18.4708
Moments of inertia: X: 291727.7285
                           Y: 633027.9952
Product of inertia: XY: 0.0000
Radii of gyration: X: 23.5390
                           Y: 34.6745
Principal moments and X-Y directions about centroid:
                           I: 112100.6072 along [1.0000 0.0000]

```

Valor encontrado = 291.727,7285 cm⁴ >> Valor de cálculo 83.078 cm⁴. A solução atende, podendo até ser refinada em busca de valores mais próximos. A solidarização pode ser feita por contato simples das peças, durante montagem. A partir desta verificação pode-se fazer um plano de concretagem por faixa. A primeira concretagem, para efeito de cálculo considera a aplicação de 60% do concreto total do tabuleiro e tem o aspecto mostrado na Figura 21.

Figura 21 – Plano de concretagem – projeto



Fonte: Autor

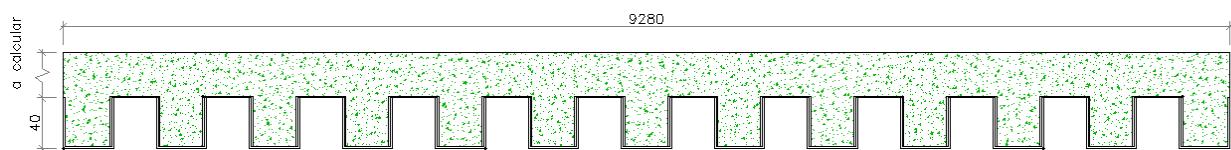
Após o dimensionamento da superestrutura o plano de concretagem será ajustado e novamente verificado.

CAPÍTULO 4 - ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

4.1. Considerações iniciais

A estrutura proposta por este estudo é composta por elementos verticais e horizontais, respectivamente, vigas bi apoiadas e laje. Devido à própria característica do sistema de fôrmas permanentes proposto, a largura inicial do tabuleiro estimada em 8,70 m será ajustada para um valor múltiplo do módulo apresentado na Figura 20. As nervuras definidas pela fôrma comporão o sistema de longarinas que serão dimensionadas como vigas em seção “T” ou “L invertido”, sendo as mesas das vigas incorporadas a laje. O painel de fôrmas será formado por 25 peças, a Figura 22 mostra o arranjo descrito.

Figura 22 – Seção transversal do tabuleiro



Fonte: Autor

A largura do tabuleiro, prevista originalmente em 8,70 metros em função de normativos, a partir da predefinição da seção da fôrma foi ajustada para permitir simetria com relação ao eixo longitudinal da pista.

4.2. Determinação dos esforços solicitantes

4.2.1. Esforços solicitantes de peso próprio

Será estimado o peso total da superestrutura e depois será distribuído por quinhões para as vigas. Segundo já calculado no item 3.4, tem-se para cada peça o peso $S_p = 4,67 \text{ kN}$, logo, para 25 peças, o peso do painel será: $S_{\text{tot}} = 116,75 \text{ kN}$.

As duas vigas de extremidade têm $b_w = 35,5 \text{ cm}$ e as onze vigas internas têm $b_w = 34 \text{ cm}$ (ver Figura 20). Será considerada como altura parcial das vigas a dimensão da fôrma, que é 38,5cm. Para a laje será adotada inicialmente uma altura de 40 cm. Tomando o valor $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$, calcula-se então o peso próprio do tabuleiro.

$$\text{Vigas externas} = 2 \times 0,355 \times 0,385 \times 10,90 \times 25 = 74,50 \text{ kN}$$

$$\text{Vigas internas} = 11 \times 0,34 \times 0,385 \times 10,90 \times 25 = 392,40 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{Laje tabuleiro} = 10,90 \times 9,28 \times 0,40 \times 25 = 1011,52 \text{ kN}}$$

$$\text{TOTAL} = 1478,42 \text{ kN}$$

O peso próprio total será

$$pp = 1478,42 + 116,75 = 1595,17 \text{ kN}$$

Distribuído pela área tem-se então

$$Q_{pp} = 1595,17 / (10,90 \times 9,28)$$

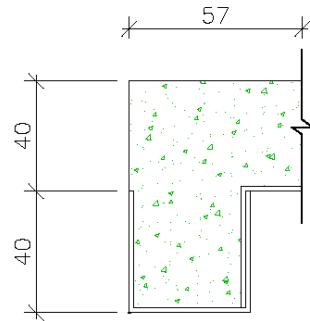
$$Q_{pp} = 15,8 \text{ kN/m}^2$$

Sobre as vigas de extremidade são previstos guarda-rodas em barreira tipo New Jersey simples, com peso linear de aproximadamente 4,7 kN/m, que serão considerados .

4.2.1.1. Vigas das extremidades

As vigas das extremidades têm, como valor de partida, as dimensões descritas na Figura 23, a seguir, desenhada a partir da Figura 20.

Figura 23 – Seção típica da viga de extremidade



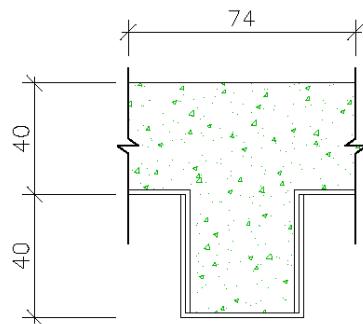
Fonte: Autor

O quinhão de carga própria atuante sobre esta viga será dado por:

$$qv_{ext} = (15,8 \times 0,57) + 4,7 = 13,71 \text{ kN/m}$$

As vigas internas têm, como valor de partida, as dimensões descritas na Figura 24, a seguir, desenhada a partir da Figura 20.

Figura 24 – Seção típica da viga interna.



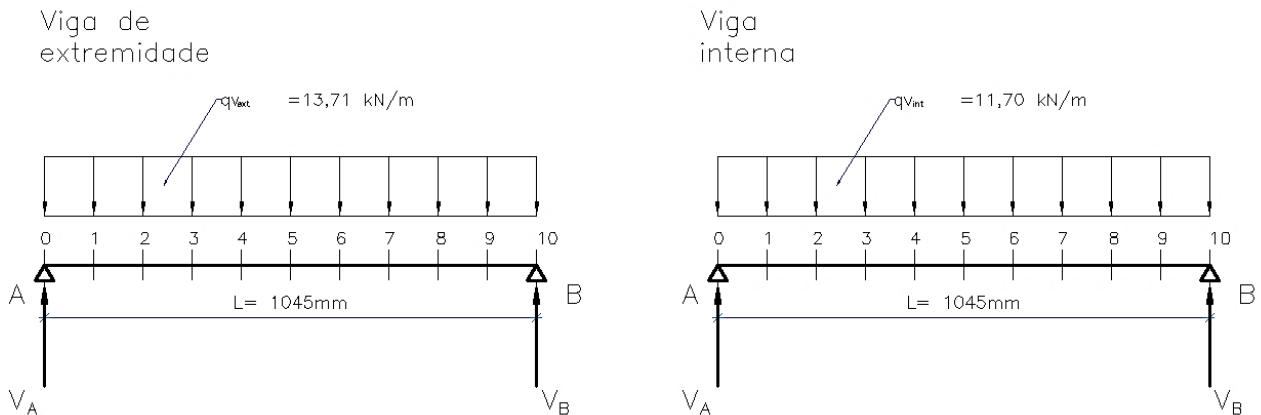
Fonte: Autor

O quinhão de carga própria atuante sobre esta viga será dado por:

$$qv_{int} = 15,8 \times 0,74 = 11,70 \text{ kN/m}$$

O comprimento efetivo das vigas de extremidade e internas pode ser inferido da Figura 16, calculando-se a distância efetiva entre os eixos dos apoios, portanto $L = 1045 \text{ cm}$. Com este valor pode-se fazer o esquema estrutural das vigas, conforme mostrado na Figura 25.

Figura 25 – Cargas permanentes das vigas



Fonte: Autor

4.2.1.2. Esforços na viga de extremidade

Usando as regras de equilíbrio estático, tem-se:

$$\Sigma V = 0 \rightarrow V_A + V_B = 13,71 \times 10,45 = 143,27 \text{ kN}$$

Como o carregamento é simétrico, $V_A = V_B$, logo:

$$V_A = V_B = 143,27/2 = 71,64 \text{ kN}$$

Para uma seção “x”, que varia de 0 a L, a equação da Cortante será: $Q = V_A - qx$

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow \frac{qV_{ext} \cdot x^2}{2} - (V_B \cdot x) = 0$$

Resolvendo essas duas equações para x variando de 0 até o valor de $L=10,45$ de acordo com as seções indicadas e numeradas na Figura 25 , monta-se a tabela a seguir.

Tabela 5 – Esforços cortantes e momentos nas vigas de extremidade

Seção	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$Q (\text{kN})$	71,64	57,31	42,98	28,65	14,33	0,00	-	14,33	-	28,65	-
$M(\text{kN/m})$	-	-	67,37	-	119,77	-	157,20	-	179,66	-	187,15

Fonte: Autor

4.2.1.3. Esforços na viga interna

Repetindo o procedimento feito, tem-se:

$$\Sigma V = 0 \rightarrow V_A + V_B = 11,70 \times 10,45 = 122,27 \text{ kN}$$

Como o carregamento é simétrico, $V_A = V_B$, logo:

$$V_A = V_B = 122,27/2 = 61,13 \text{ kN}$$

Para uma seção “x”, que varia de 0 a L, a equação da Cortante será: $Q = V_A - qx$

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow \frac{qV_{ext} \cdot x^2}{2} - (V_B \cdot x) = 0$$

Da mesma forma anterior , monta-se a tabela a seguir.

Tabela 6 – Esforços cortantes e momentos nas vigas internas

Seção	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Q (kN)	61,13	48,91	36,68	24,45	12,23	-	-	12,23	-	24,45	-
M(kN/m)	-	-	57,50	102,21	134,16	153,32	159,71	153,32	134,16	102,21	57,50

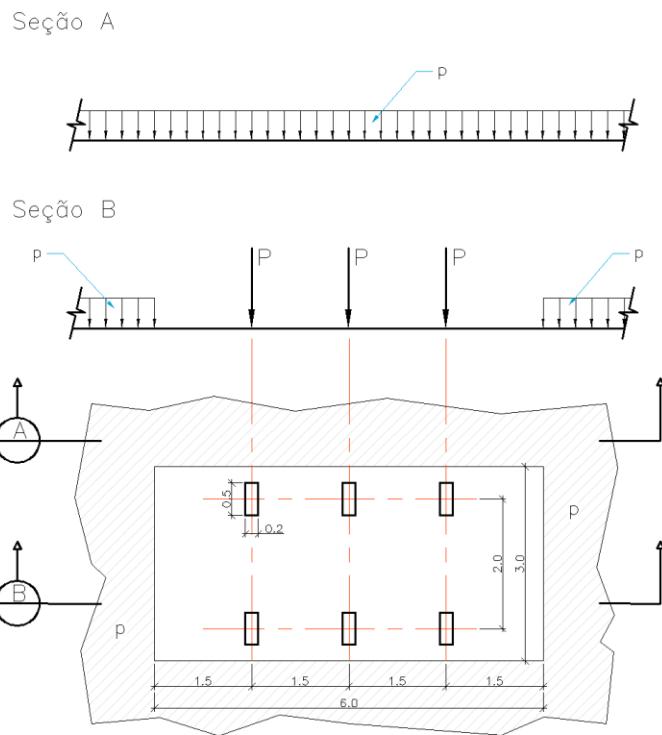
Fonte: Autor

4.2.2. Esforços solicitantes de cargas móveis

Em uma ponte as cargas móveis decorrem do tráfego de veículos e pessoas, além dos impactos produzidos por aceleração e frenagem. Elas podem ocupar qualquer posição sobre o tabuleiro e segundo Araújo (2013) sua “distribuição entre as longarinas dependerá da rigidez transversal do tabuleiro”. Esta observação justifica a determinação, a priori, de uma laje de grande inércia, uma vez que o modelo construtivo proposto, não prevê o uso de vigas transversinas.

Conforme já abordado na parte inicial deste trabalho as condições de tráfego das estradas vicinais e secundárias têm evoluído com emprego de veículos mais pesados. Desta forma será adotada como referência para a carga móvel a Classe 45, estabelecida na ABNT NBR 7188:2013 – *Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*, que é definida por um veículo tipo de 450kN, com três eixos, seis rodas com carga P = 75 kN por roda, circundado por uma carga uniformemente distribuída constante de p = 5kN/m² , conforme apresentado na Figura 26.

Figura 26 – Disposição das cargas estáticas

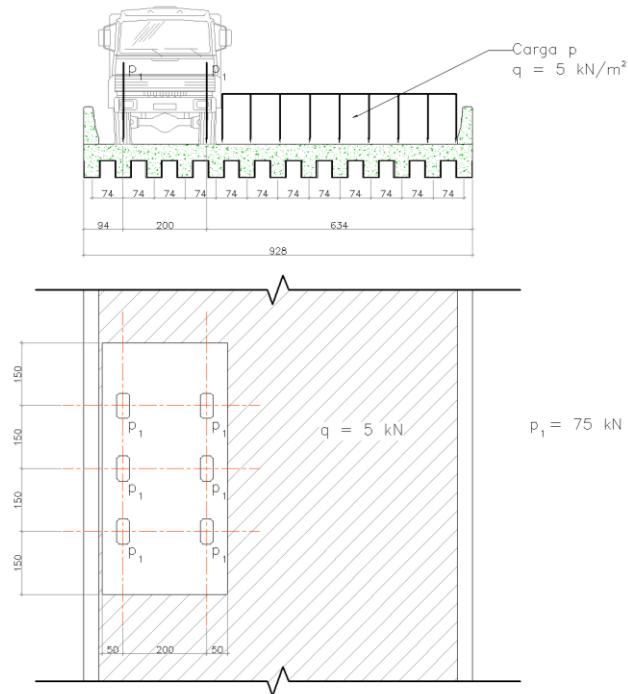


Fonte: Adaptado de ABNT NBR 7188:2013

O estudo das cargas móveis sobre a estrutura emprega o traçado das Linhas de Influência que são a representação gráfica dos efeitos como esforço cortante, momento fletor, momento torsor, esforço normal e reações de apoio em uma dada seção, devidos a uma carga unitária aplicada ao longo da estrutura.

Para a definição do carregamento das vigas estudadas, faz-se uma primeira aproximação buscando identificar a posição mais defavorável da carga, utilizando para isso o veículo-tipo apresentado na Figura 26, aplicado à estrutura conforme mostrado na Figura 27.

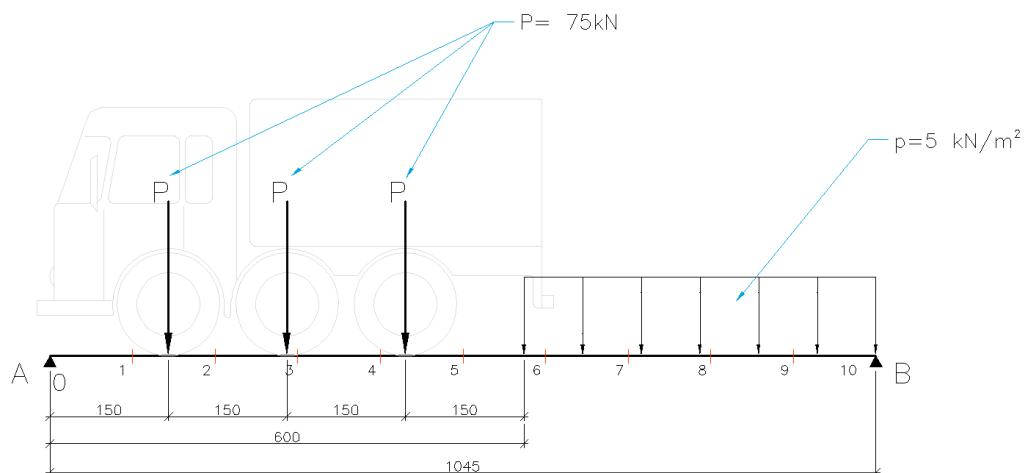
Figura 27 – Veículo tipo



Fonte: Autor

A situação mais desfavorável é quando o veículo tipo trafega com um dos conjuntos de rodas sobre uma viga interna, observado que, devido ao posicionamento das barreiras New Jersey como guarda-rodas não é possível o tráfego sobre as vigas externas. Com isso pode-se obter o trem-tipo atuante na viga , apresentado na Figura 28, e determinar os esforços atuantes nas vigas.

Figura 28 – Trem tipo cargas iniciais



Fonte: Autor

Segundo Silva *et al.* (2014) “... devido à complexidade dos efeitos dinâmicos, causadores do impacto, é permitido assimilar as cargas móveis a cargas estáticas através da multiplicação pelo coeficiente de impacto”. Portanto, para definir o carregamento final o veículo tipo deve ser majorado pelo coeficiente de impacto que, com a atualização da ABNT NBR 7188:2013 passou a ser descrito pela seguinte equação:

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA \quad (5)$$

Onde:

Q ou q = Carga estática concentrada de uma roda do veículo, acrescida de todos os coeficientes de ponderação, ou carga uniformemente distribuída também com os acréscimos.

P ou p = Carga de uma roda ou carga uniformemente distribuída, sem majoração.

CIV = Coeficiente de Impacto Vertical, para vãos entre 10 e 200 metros é dado por

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \quad (6a)$$

Onde L_{iv} é o vão isostático ou a média aritmética de vãos sucessivos.

CNF = Coeficiente de Número de Faixas, dado por:

$$CNF = 1 - 1,05 \times (n - 2) > 0,9 \quad (7b)$$

Onde “ n ” é o número inteiro de faixas de tráfego.

CIA = Coeficiente de Impacto Adicional, sendo

$CIA = 1,25$ para obras em concreto ou mistas,

$CIA = 1,15$ para obras em aço

Tem-se então:

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{10,45 + 50} \right) \Rightarrow CIV = 1,35$$

Com a pista é simples, serão consideradas duas faixas de tráfego, logo “ n ” = 2, substituindo na Fórmula 5b, tem-se

$$\text{CNF} = 1 - 1,05 \times (2 - 2) \Rightarrow \text{CNF} = 1$$

Levando-se os valores à Fórmula 5, obtem-se:

$$Q = P \times 1,35 \times 1,00 \times 1,25 \Rightarrow Q = 1,6875P$$

$$Q = P \times 1,35 \times 1,00 \times 1,25 \rightarrow$$

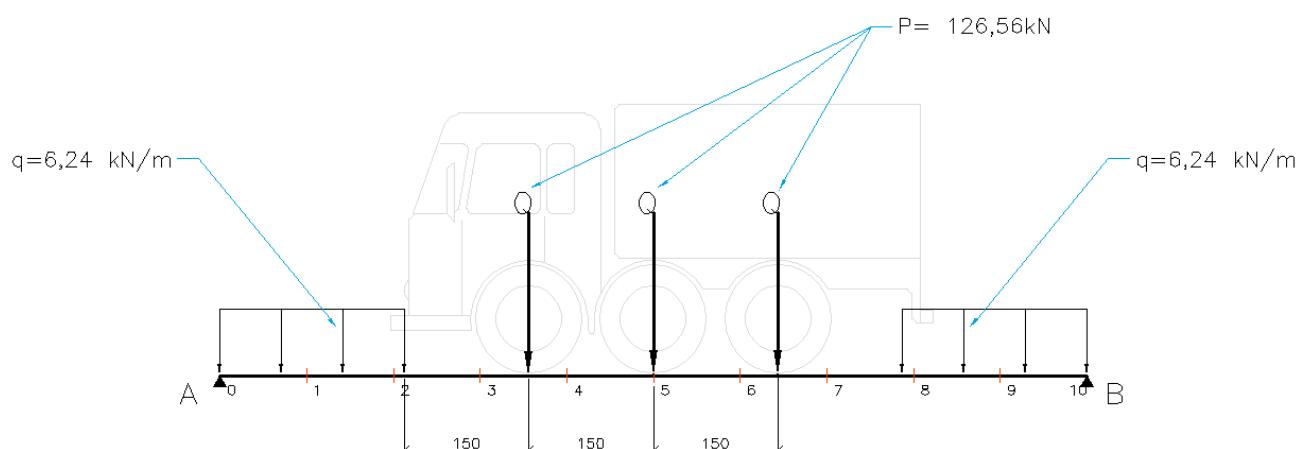
A cargas P , previstas na norma citada, é distribuída pela faixa de influência da viga, descrita na Figura 24 e então multiplicada pelo coeficiente de impacto calculado ϕ .

$$q = 5 \text{ kN/m}^2 \times 0,74 \text{ m} \times 1,6875 = 6,24 \text{ kN/m}$$

$$P = 75 \text{ kN} \times 1,6875 = 126,56 \text{ kN}$$

O trem-tipo final é apresentado a seguir na Figura 29 e são traçadas as linhas de influência de Esforço Cortante e Momento Fletor para as seções 1,2,3,..., 9,10 da viga.

Figura 29 – Trem tipo cargas finais



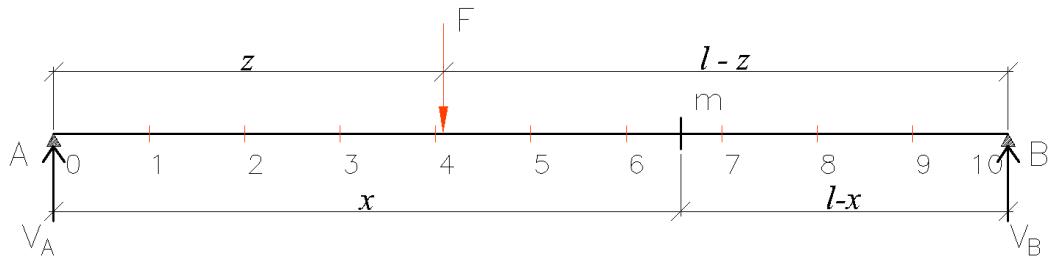
Fonte: Autor

Segundo Pfeil (1979, p.106):

Um processo geral para determinar as linhas de influência consiste em desenhar os diagramas das solicitações desejadas para as diversas posições de uma carga unitária, efetuando-se depois uma troca de ordenadas. Esse processo é denominado espontâneo, uma vez que ele decorre da definição de linha de influência.

Para a viga em estudo, tem-se então, conforme a Figura 30, o esquema com uma carga F unitária, em uma posição “ x ” genérica, a partir da qual serão determinadas as linhas de influência para uma seção “ m ” qualquer.

Figura 30 – Esquema da viga



Fonte: Autor

Dado o esquema, determinam-se as reações de apoio.

Em equilíbrio tem-se:

$$\sum V = 0 \Rightarrow V_A + V_B = F \therefore V_A + V_B = 1$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow V_B \times l - F \times z = 0 \therefore V_B = \frac{z}{l}$$

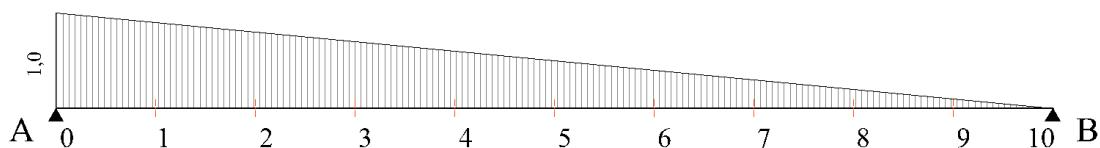
$$V_A = 1 - V_B \therefore V_A = 1 - \frac{z}{l}, \text{ simplificando tem-se: } V_A = \frac{l-z}{l}$$

4.2.3.1. Linha de Influência das Reações nos Apoios (LI VA e LI VB):

Para o apoio A

$$LI V_A = \frac{1-z}{l}, \text{ logo, para } z = 0 \rightarrow V_A = 1; \text{ Para } z = 1 \rightarrow V_A = 0$$

Com estes valores é traçada a LI V_A, descrita na Figura 31, a seguir.

Figura 31 – Linha de Influência da Reação V_A

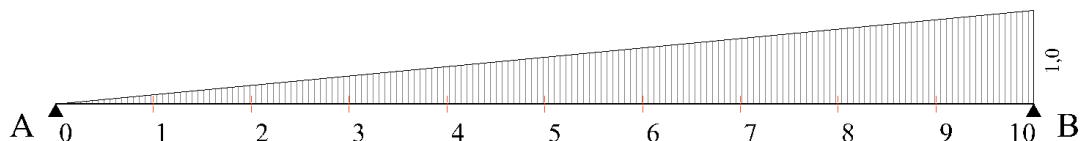
Fonte: Autor

Para o apoio B

$$\text{LI } V_B = \frac{z}{1}, \text{ logo, para } z = 0 \rightarrow V_B = 0; \text{ Para } z = 1 \rightarrow V_B = 1$$

Com estes valores é traçada a LI VB, descrita na Figura 32, a seguir.

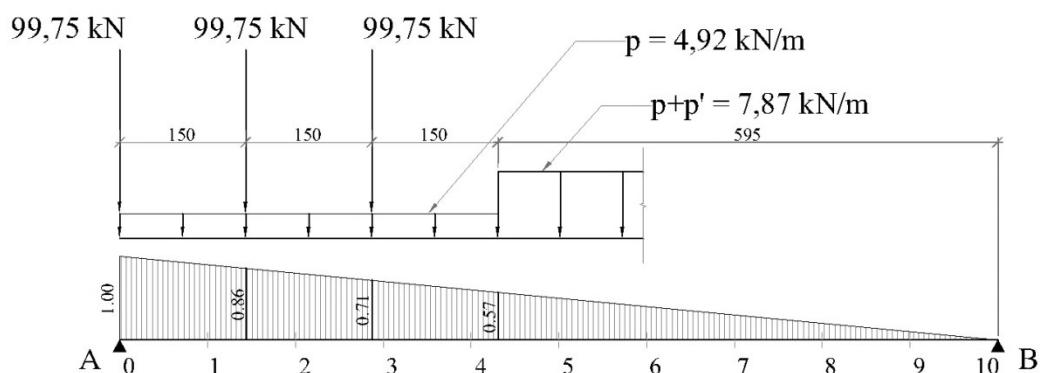
Figura 32 – Linha de Influência da Reação V_B



Fonte: Autor

Para o cálculo da maior reação vertical em cada apoio o trem-tipo será posicionado na seção mais desfavorável, apresentada na Figura 33, sendo calculadas as ordenadas para determinação da reação máxima $V_{A \max}$, com a observação que devido à simetria da estrutura, $V_{A \max} = V_{B \max}$.

Figura 33 – Posicionamento do trem-tipo para cálculo das reações de apoio.



Fonte: Autor

$$V_{A\ max} = (99,75 \times 1,00) + (99,75 \times 0,86) + (99,75 \times 0,71) + [4,92 \times \frac{(1,00+0,57)}{2} \times 4,5] + \\ (7,87 \times 0,57 \times \frac{5,95}{2})$$

$$V_{A\ max} = V_{B\ max} = 287,08 \text{ kN}$$

Com estes valores monta-se a Tabela 7, com os valores das reações de apoio.

Tabela 7 – Reações de apoio

Apoio →	A	B
Cargas Permanentes	61,13	61,13
Cargas móveis	287,08	287,08
TOTAL	348,21	348,21

Fonte: Autor

4.2.3.2. Linha de Influência do Esforço Cortante (LI Q):

Com a carga à esquerda da seção m:

$$LI\ Q = V_A - F \Rightarrow LI\ Q = \frac{l-z}{l} - 1 \therefore LI\ Q = -\frac{z}{l}$$

$$\text{Para } z = 0 \rightarrow LI\ Q = 0; \text{ Para } z = l \rightarrow LI\ Q = 0; \text{ Para } z = \frac{l}{2} \rightarrow LI\ Q = -0,5$$

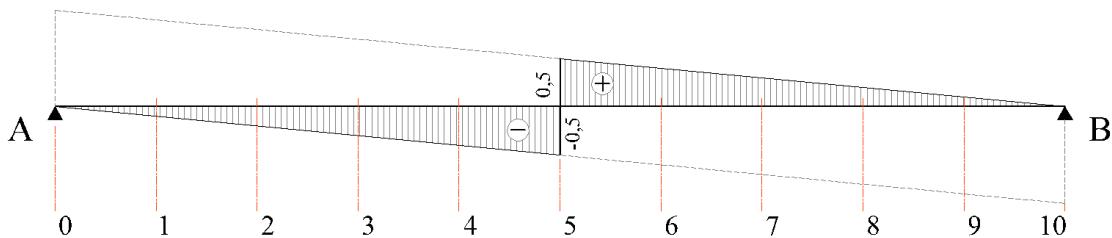
Com a carga à direita da seção m:

$$LI\ Q = F - V_B \Rightarrow LI\ Q = 1 - \frac{z}{l} \therefore LI\ Q = \frac{l-z}{l}$$

$$\text{Para } z = 0 \rightarrow LI\ Q = 0; \text{ Para } z = l \rightarrow LI\ Q = 0; \text{ Para } z = \frac{l}{2} \rightarrow LI\ Q = 0,5$$

Com estes valores é traçada a linha de influência, apresentada na Figura 34, a seguir.

Figura 34 – Linha de Influência do Esforço Cortante



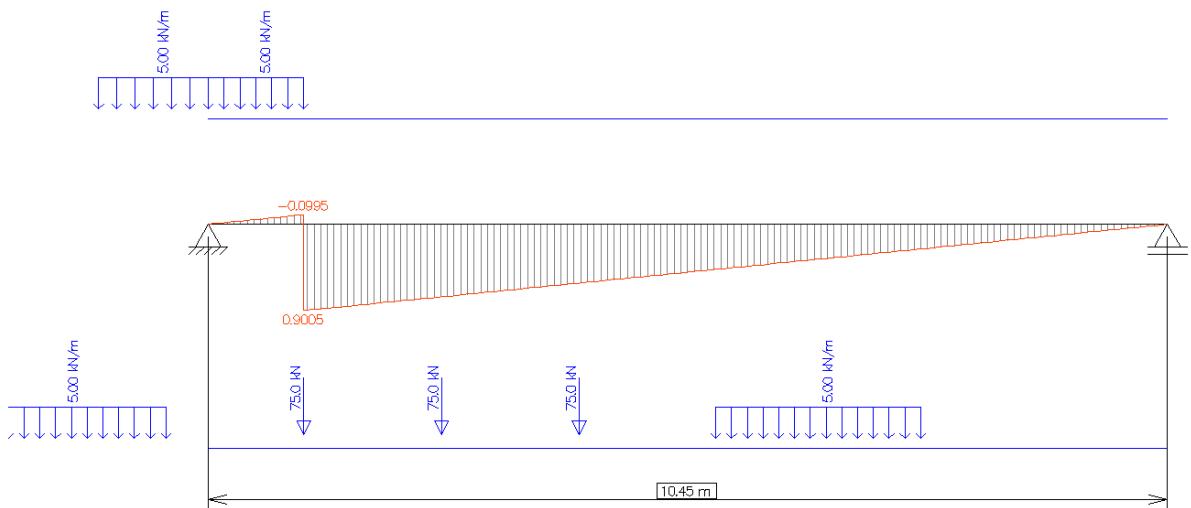
Fonte: Autor

Segundo Silveira (1958, p.306):

“[...] a linha de influência é apresentada em diagrama onde a intensidade do esforço exterior é representada como ordenada para cada ponto onde a força unitária é localizada, existindo tantas linhas de influência quantos pontos sejam considerados para análise de esforços”

Desta forma o trem-tipo será posicionado em cada seção, conforme mostrado na Figura 35, sendo calculadas as ordenadas para cada posição e determinados os valores dos Esforços Cortantes.

Figura 35 – Posicionamento do trem-tipo para cálculo do esforço cortante na seção 1



Fonte: autor

Usando-se o programa Ftool Versão Educacional 3.00 de Agosto de 2012, pode-se posicionar o trem-tipo em cada seção, conforme demonstrado acima, obtendo-se a Tabela 8.

Tabela 8 – Esforços Cortantes (kN)

Seção →	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cargas Permanentes	61,10	48,50	36,68	26,70	12,23	0,00	-12,23	-26,70	-36,68	-48,50	-61,10
Cargas móveis	Vs+	287,08	250,67	215,08	180,31	146,37	113,24	83,39	50,58	27,28	10,23
	Vs-	0,00	-10,23	-21,05	-32,65	-45,08	-58,33	-72,40	-87,29	-103,00	-119,54

Fonte: Autor

Somando-se os esforços das cargas móveis e das cargas permanentes obtem-se a envoltória dos Esforços Cortantes, conforme mostrado na Tabela 8.

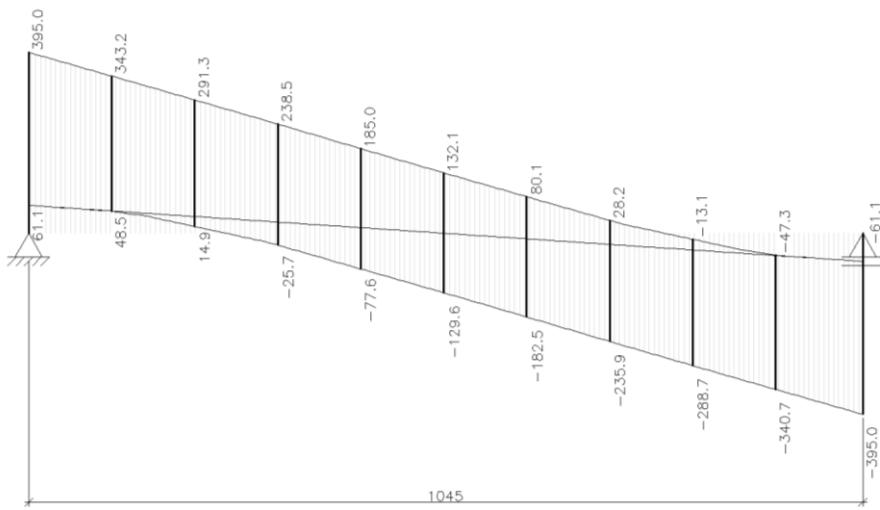
Tabela 9 – Envoltória dos Esforços Cortantes (kN)

Seção →	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cargas móveis + permanentes	Vs+	395,00	343,20	291,30	238,50	185,00	132,10	80,10	26,70	-36,68	-48,50
	Vs-	61,10	48,50	36,68	-26,70	-77,60	-129,60	-182,60	-236,90	-288,70	-340,70

Fonte: Autor

A partir desses valores plota-se, com auxilio do Ftool Versão Educacional 3.00 de Agosto de 2012 a curva envoltória dos Esforços Cortantes.

Figura 36 – Envoltória dos Esforços Cortantes

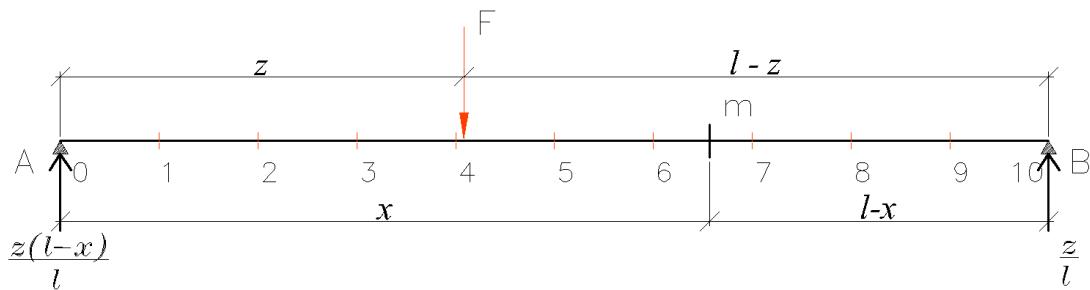


Fonte: Autor

4.2.3.3. Linha de Influência do Momento Fletor

A partir da viga genérica, com a carga unitária, apresentada na Figura 37, já com os valores das reações de apoio, calculados anteriormente, determina-se a Linha de Influência do Momento Fletor.

Figura 37 – Esquema da viga com reações de apoio



Fonte: Autor

Como no estudo da Linha de Influência do Esforço Cortante, são consideradas duas possibilidade de posicionamento da carga unitária. A primeira é com a carga à esquerda da seção **m**, onde $z \leq x$. A segunda é com a carga à direita da seção **m**, onde então $z \geq x$. As equações analíticas da Linha de influência do Momento Fletor serão dadas por:

Para $z \leq x$:

$$\text{LI M} = V_B \times \frac{z}{l} \therefore \text{LI M} = \frac{z(l-x)}{l}$$

$$\text{Para } z = 0 \rightarrow \text{LI M} = 0 ; \text{ Para } z = x \rightarrow \text{LI M} = \frac{x(l-x)}{l}$$

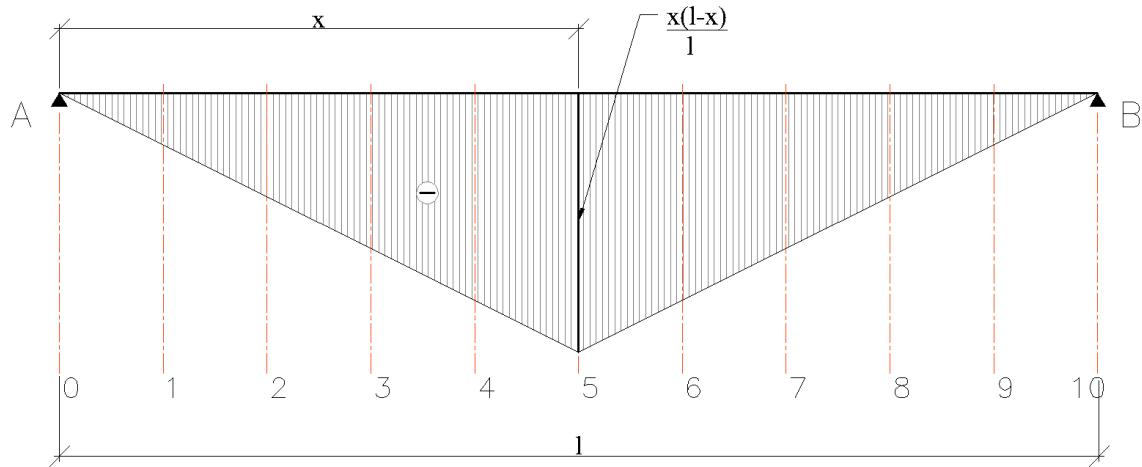
Para $z \geq x$:

$$\text{LI M} = V_A \times z \therefore \text{LI M} = \frac{x(l-z)}{l}$$

$$\text{Para } z = 0 \rightarrow \text{LI M} = 0 ; \text{ Para } z = x \rightarrow \text{LI M} = \frac{x(l-x)}{l}$$

Com estes valores monta-se a Linha de Influência do Momento Fletor, apresentada na Figura 38.

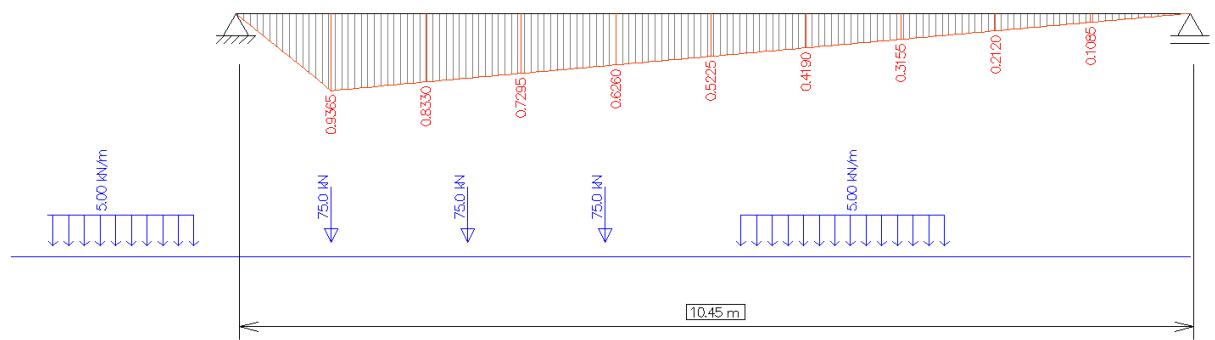
Figura 38 – Linha de Influência do Momento Fletor



Fonte: Autor

O trem-tipo será posicionado em cada seção, conforme mostrado na Figura 39, sendo calculadas as ordenadas para cada posição e determinados os valores dos Momentos Fletores.

Figura 39 – Posicionamento do trem-tipo para cálculo dos momentos Fletores na seção 1



Fonte: Autor

$$LI\ M_{s1+} =$$

$$[99.75 \times (0.95 + 0.79 + 0.64)] + \left[\left(\frac{0.95 + 0.49}{2} \right) \times 4.50 \times 4.92 \right] + \left[\left(\frac{0.49 \times 4.905}{2} \right) \times 7.87 \right] + \left[\left(\frac{0.95 \times 1.045}{2} \right) \times 4.92 \right] = \\ LI\ M_{s1+} = 265.25\ kN \cdot m$$

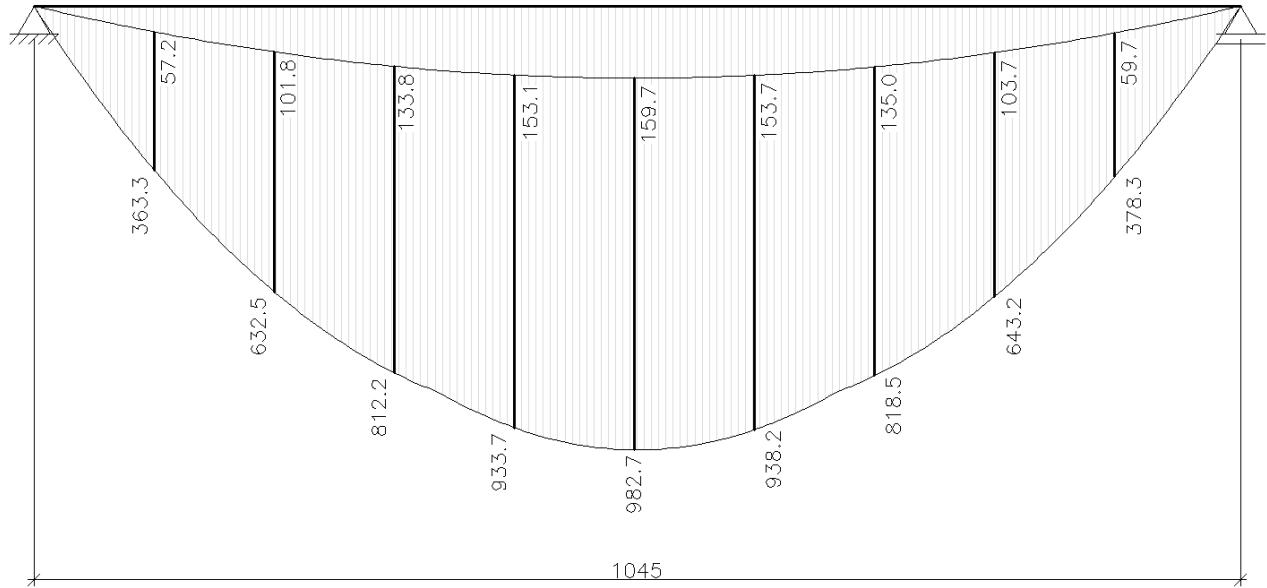
Com o posicionamento do trem-tipo em cada seção, procede-se o cálculo conforme demonstrado acima, obtendo-se a Tabela 10, apresentada a seguir, a partir da qual é plotada ,com auxilio do Ftool Versão Educacional 3.00 de Agosto de 2012, a envoltória dos momentos das cargas móveis e permanentes, descrita na Figura 40.

Tabela 10 – Envoltória dos Momentos Fletores (kN.m)

Seção →	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cargas Permanentes	0,00	57,20	101,80	133,80	153,10	159,70	153,70	135,00	103,70	59,70	0,00
Cargas móveis	0,00	306,10	530,70	678,50	780,60	823,00	784,50	683,50	539,50	318,60	0,00
Cargas móveis + permanentes	0,00	363,30	632,50	812,30	933,70	982,70	938,20	818,50	643,20	378,30	0,00

Fonte: Autor

Figura 40 – Envoltória dos Momentos Fletores



Fonte: Autor

4.2.3. Dimensionamento da seção da viga

A disposição construtiva proposta impõe inicialmente um formato “T” para as vigas, conforme pode ser visto na Figura 24. Segundo Carvalho (2013) para ser considerada

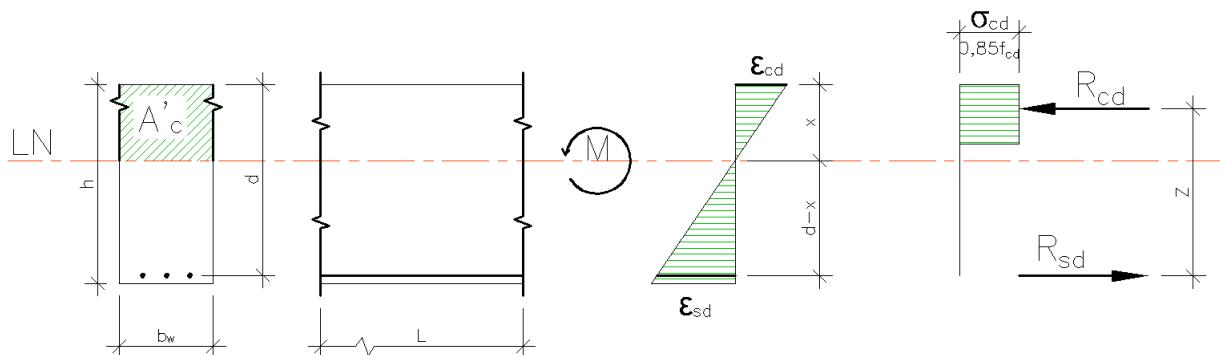
como “T” para efeito de cálculo a linha neutra da viga estudada deverá conter a mesa e parte da alma de maneira que estas estejam comprimidas. Sendo assim, a primeira verificação será o posicionamento da linha neutra.

As estruturas são calculadas para o domínio 3 de deformação do estado-limite último, cujos limites são aqueles definidos pelo item 17.2.2 da ABNT NBR 6118:2007, a saber:

- O de plastificação do concreto comprimido, $\varepsilon_{cd} = 3,50\%$;
- O de alongamento último do aço até o limite de deformação plástica: 10,00%.

A análise da seção transversal é apresentada na Figura 41, abaixo.

Figura 41 – Análise da seção transversal da viga – posição da linha neutra



Fonte: Autor

Do desenvolvimento apresentado têm-se os seguintes dados:

$$b_w = 34 \text{ cm}; d = 77 \text{ cm} \text{ e } M = 982,7 \text{ kN.m} \rightarrow 98.270 \text{ kN.cm}$$

Será adotada a classe C30 ($3,0 \text{ kN/cm}^2$) para o concreto, valor superior a favor da segurança, àquele definido de acordo com a tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2014 para a classe de agressividade ambiental II – agressividade moderada.

Fazendo uma análise de equilíbrio estático da seção transversal, tem-se:

$$\sum V = 0$$

$$R_{cd} = R_{sd}$$

Da resistência dos materiais, tem-se:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (8)$$

Logo:

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cd}}{A_c} \quad (9)$$

Pela Figura 41 , tem-se que

$$A_c' = b_w \times x \rightarrow A_c' = 34 \cdot x$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} \rightarrow 0,85 \times \frac{3,0}{1,4} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

Levando estes valores para a Equação 7, tem-se:

$$R_{cd} = 0,85 f_{cd} \times b_w \times x \quad (10)$$

Resolvendo:

$$R_{cd} = 0,85 \times \frac{3,0}{1,4} \times 34 \times x \rightarrow R_{cd} = 61,93 \cdot x$$

$$\sum M = 0$$

$$R_{cd} \times Z = M_d \quad (11)$$

$$R_{sd} \times Z = M_d \quad (12)$$

Onde Z é o braço de alavanca do binário. Pelo gráfico da Figura 41, pode-se inferir que:

$$Z = (d - 0,4 \cdot x) \quad (13)$$

Levando a Equação 8 e a Equação 11 à Equação 10, e substituindo os valores de d e de M_d , tem-se:

$$61,93x \times (77 - 0,4x) = M_d \quad (14)$$

Resolvendo e substituindo os valores:

$$-24,77x^2 + 4.768,6x = 137.578 \rightarrow 24,77x^2 - 4.768,6x + 137.578 = 0$$

Resolvendo a equação do segundo grau, são obtidas as seguintes soluções:

$$x_1 = 157,16 \text{ cm} ; \quad x_2 = 35,34 \text{ cm}$$

A primeira solução apresenta valor indicativo que a Linha Neutra está fora da seção transversal, o que não ocorre no caso de flexão simples sendo, portanto, descartada. A segunda solução apresenta o valor de 35,34 cm, cuja análise indica que a viga deverá ser verificada como retangular, visto que a linha neutra se posiciona dentro da mesa, conforme mostra a Figura 42, a seguir.

Figura 42 – Seção típica das vigas com posição da linha neutra



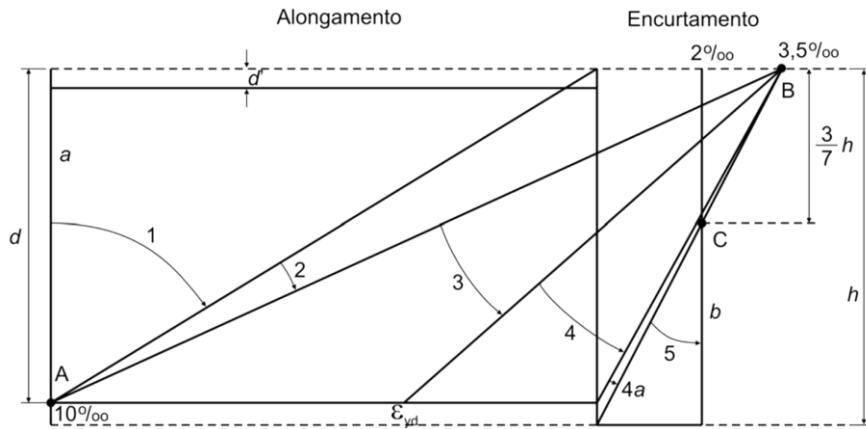
Fonte: Autor

4.2.3.4. Determinação da seção resistente mínima

Para verificar a seção mínima, observa-se que o momento máximo acontecerá nos limites dos domínios 2 e 3 , indicados na Figura 43, ou seja ,quando $\varepsilon_c = 3,50\%$ e $\varepsilon_s = 10,00\%$.

Como o valor de b_w já é dado busca-se identificar o valor de d_{min} e compará-lo com o valor de partida, $d = 77$ cm.

Figura 43 – Domínios de deformação do estado-limite último em uma seção transversal



Fonte: ABNT NBR 6118:2007, p. 108.

Seguindo marcha de cálculo proposta por Carvalho (2013), procura-se a partir da análise estática da seção transversal, estabelecer a relação entre x (posição da linha neutra) e d . Da Figura 41, pode-se fazer a inferência necessária.

Por semelhança de triângulos, tem-se:

$$\frac{x}{\varepsilon_{cd}} = \frac{d-x}{\varepsilon_{sd}}, \text{ logo}$$

$$x \times \varepsilon_{sd} = \varepsilon_{cd} \times (d-x), \text{ resolvendo:}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{sd} + \varepsilon_{cd}}, \text{ fazendo } \frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{sd} + \varepsilon_{cd}} = \xi, \text{ tem-se:}$$

$$x = \xi \times d \quad (15)$$

Da Figura 41 vem:

$$R_{cd} = 0,85 f_{cd} \times b_w \times 0,8x \quad (16)$$

Levando a equação 13 para a equação 14 obtém-se:

$$R_{cd} = 0,68f_{cd} \times b_w \times \xi \times d \quad (17)$$

Levando a equação 13 para a equação 11:

$$Z = [d - 0,4 \times (\xi \times d)] \quad (18)$$

Levando as equações 15 e 16 para a equação 9, tem-se:

$$M_d = 0,85 \times f_{cd} \times b_w \times \xi \times d \times [d - 0,4 \times (\xi \times d)] \quad (19)$$

De onde então:

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{f_{cd} \times b_w \times (0,68\xi - 0,272\xi^2)}} \quad (20)$$

Ao se analisar a equação 18, depreende-se que quanto maiores forem f_{cd} , b_w e ξ , menor será o valor de d . No caso em estudo, o valor de b_w já é fixado por questões construtivas e o valor de f_{cd} é normatizado. Segundo Carvalho (2013, p.128)

Na flexão simples, domínios 2,3 e 4, tem-se sempre $\epsilon > 0$ e, portanto, $\xi < 1$. Assim para que a altura seja mínima, deve-se ter o maior ξ possível, o que ocorrerá com o ϵ_s menor possível, sendo que o menor ϵ_s com armadura econômica é o referente ao limite entre os domínios 3 e 4, ou seja, $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$.

O valor de ϵ_{yd} corresponde à deformação no início do patamar de escoamento do aço, e ainda, segundo Carvalho (2013) tem-se que:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (21)$$

Para o aço CA50 a ABNT NBR 7480:1996 estabelece o valor de $f_y = 500$ MPa e a ABNT NBR 6118:2007 estabelece o valor de $E_s = 210$ GPa. Substituindo os valores na equação 19, tem-se:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{500 \div 1,15}{210.000} = 2,07\%$$

Com este valor obtém-se ξ e resolve-se a equação 18:

$$d_{min} = \sqrt{\frac{98.270 \times 1,4}{2,143 \times 34 \times (0,68 \times 0,628 - 0,272 \times 0,628^2)}}$$

$$d_{min} = 77 \text{ cm}$$

O valor obtido corresponde ao valor de partida, o que permite utilizá-lo com segurança nas verificações que se seguem.

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DA FÔRMA

5.1. Considerações iniciais

A argamassa armada é um tipo de concreto armado, mas de acordo com os conceitos apresentados no Capítulo 2 é aplicável a elementos de pequena espessura, com um limite máximo normatizado no Brasil de 40 milímetros. Este fator cria a diferenciação com as estruturas de concreto armado tradicional.

A primeira diferenciação se dá na massa utilizada que, devido a pouca espessura das peças, tem as dimensões dos agregados limitadas, se reportando mais à argamassa ou a um tipo de micro concreto do que ao concreto comum. Outra diferença está relacionada à espessura de cobrimento da armadura que é relativamente menor o que obriga a trabalhar com argamassas mais impermeáveis, isto é, com maior teor de cimento. Por fim a argamassa armada diferencia-se do concreto armado pelo posicionamento e tipo da armadura, que não segue as envoltórias dos esforços sendo difusa, com uso de telas trançadas e/ou soldadas.

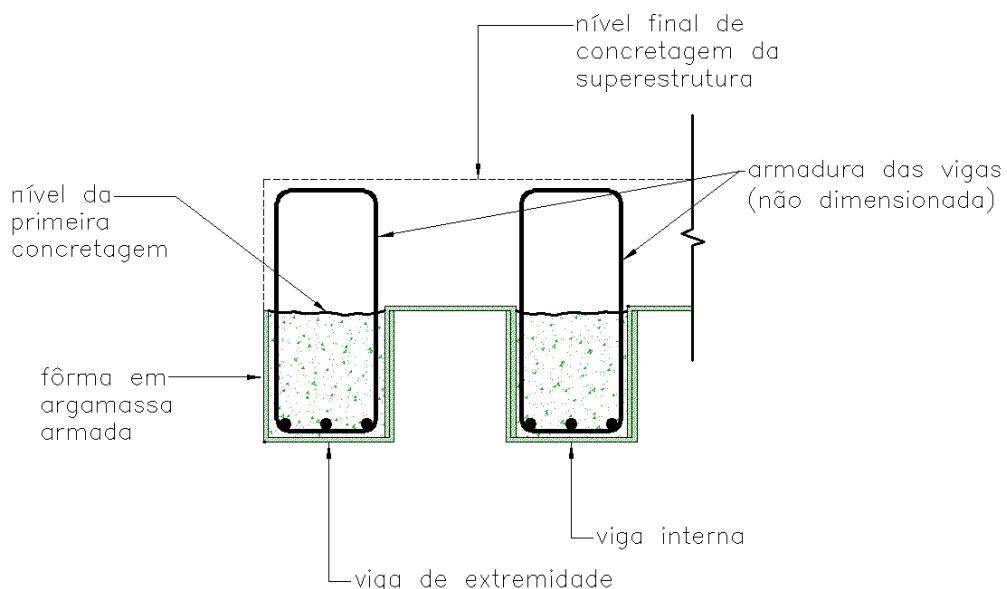
Hanai (1996) chama atenção para o fato que, ao se diminuir o diâmetro das barras da armadura, aumentando a taxa de armação consegue-se um “melhor controle da fissuração”. Nas diversas experiências relatadas na literatura pesquisada verificou-se o emprego de taxas de armação até 500 kg/ m³, no entanto as experiências do Grupo de São Carlos e os trabalhos do arquiteto João Filgueiras Lima – Lelé mostraram que se pode trabalhar com taxas menores, na faixa de 100-180 kg/m³, valores que serão, portanto adotados como referência.

Para as armaduras será adotada a tela soldada, por maior facilidade de padronização e ser mais acessível do ponto de vista comercial. Nos itens a seguir serão feitas a verificação da fôrma proposta e seu dimensionamento.

5.2. Verificação da fôrma

A confirmação do valor de partida adotado para a altura da viga, de 80 cm permite avançar, verificando-se a capacidade da peça de argamassa armada em resistir, nos paramentos verticais, aos carregamentos do concreto em estado fluido. A premissa inicial é de concretagem em duas etapas, tendo sido verificado que um determinado arranjo das fôrmas tem inércia suficiente para à uma carga inicial de 60% do volume total de concreto. Isso permite ajustar o plano de concretagem, reduzindo – a favor da segurança, o volume do primeiro lançamento. A opção proposta é que a primeira concretagem seja o preenchimento das “calhas” formadas pelas fôrmas, o que permite a fixação de parte da armadura a ser dimensionada, conforme pode ser visto na Figura 44 abaixo.

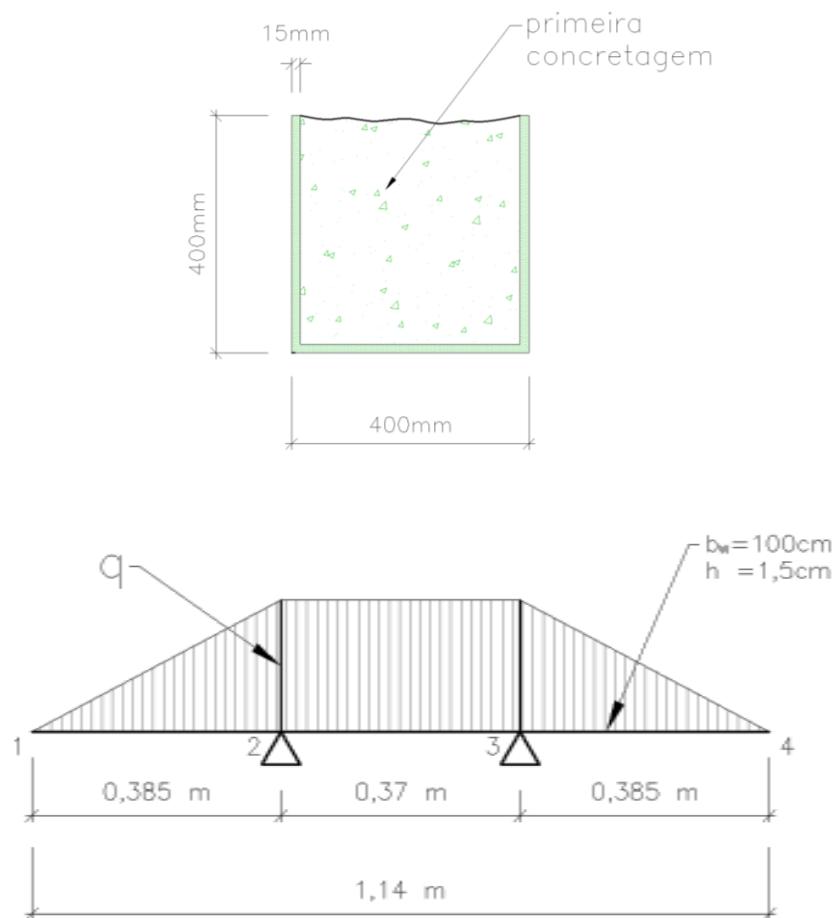
Figura 44 – Plano de concretagem ajustado



Fonte: Autor

Para análise individual da fôrma será tomada uma faixa de 1,00m de extensão ao longo de seu comprimento, da seção apresentada na Figura 44. Tomando-se as medidas pela linha média e abrindo o quadro tem-se o modelo estrutural descrito que será analisado e que é apresentado na Figura 45.

Figura 45 – Esquema estrutural do elemento de fôrma – seção transversal



Fonte: Autor

Devido à ausência de normativos sobre o uso de fôrma de concreto ou argamassa armada, para determinação da carga “q”, apresentada na Figura 45 acima e decorrente do empuxo horizontal que atua no paramento vertical da fôrma será adotado procedimento análogo ao proposto por Nazar (2007) para dimensionamento de fôrmas de madeira. Este processo considera fatores como o atrito interno do concreto fluido, acréscimo de carga por uso de vibrador para adensamento, além da dimensão da fôrma e coeficientes de ponderação e minoração de cargas, normatizados pela ABNT NBR 6118:2007 sendo, portanto adequado para o que se destina.

A pressão horizontal máxima no paramento vertical é dada por:

$$q_{h,\max} = q_v \times K \quad (22)$$

Onde,

K = função do ângulo de atrito interno do concreto, sendo:

$$K = \frac{1 - \operatorname{sen}\theta}{1 + \operatorname{sen}\theta} \quad (23)$$

Segundo Nazar (2007) o ângulo de atrito interno do concreto fresco é 15° . Substituindo este valor na equação 21, tem-se:

$$K = \frac{1 - \operatorname{sen}15^\circ}{1 + \operatorname{sen}15^\circ} = 0,589$$

q_v = pressão vertical, obtida da seguinte equação:

$$q_v = \gamma_q (q_c + \Psi_0 \times q_{vib} \times q_c) \times H \quad (24)$$

Onde,

γ_q = Coeficiente de ponderação das ações variáveis diretas, dado pela tabela 11.1 da ABNT NBR 6118:2007;

Adota-se o valor de 1,2 referente a Combinação de ações especiais ou de construção \times cargas variáveis em geral.

Ψ_0 = Coeficiente de minoração de combinação de ações variáveis secundárias para ELU, dado pela tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2007;

Adota-se o coeficiente relativo as ações de cargas accidentais de edifícios para locais onde não haja predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, igual a 0,4

q_c = Massa específica do concreto;

Adota-se o valor normatizado de 25 kN/m^3

q_{vib} = acréscimo de carga pelo uso de vibrador para adensamento do concreto;

Adota-se o acréscimo de 10% (NAZAR, 2007).

H = altura da fôrma.

A altura livre da fôrma pode ser inferida da Figura 45, onde $H = 400\text{mm} - 15\text{mm}$, logo $H = 0,385\text{m}$.

Substituindo os valores na equação 22, tem-se:

$$q_v = 1,2 \times [25 + (0,4 \times 0,1 \times 25)] \times 0,385 = 12,012 \text{ kN/m}^2$$

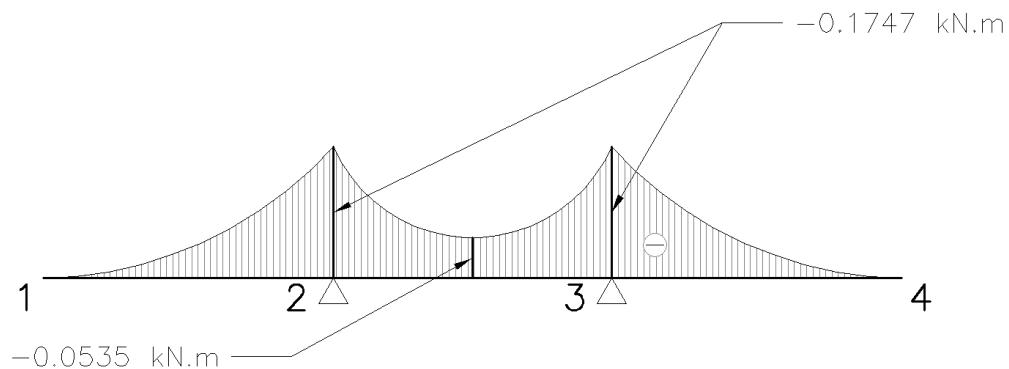
Levando os valores obtidos para a equação 20, obtém-se então a pressão horizontal máxima no paramento vertical da fôrma:

$$q_{h,\max} = 12,012 \times 0,589$$

$$q_{h,\max} = 7,07 \text{ kN/m}^2$$

Com este valor, resolve-se o sistema estrutural dado apresentado pela Figura 45, obtendo-se os valores descritos na Figura 46, a seguir.

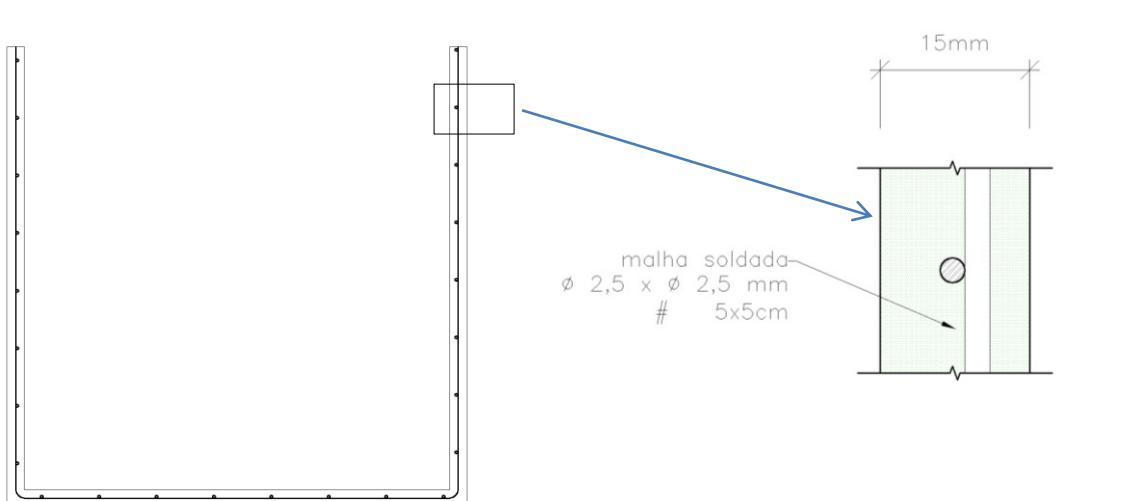
Figura 46 – Diagrama de momentos do elemento de fôrma



Fonte: Autor

A norma ABNT NBR 11173:1990 estabelece que para peças com espessura menor que 20 mm deve ser usada apenas uma tela de aço, observando-se ainda o disposto no item 4.4.2.1.6 da citada norma que estabelece que a maior dimensão da malha de tela de aço soldada para uso em argamassa armada será de 50mm. O cobrimento mínimo, definido na mesma norma é 4 mm, o que leva à configuração descrita na Figura 47, abaixo, onde a armadura máxima será uma tela soldada de malha 50x50mm com barras lisas Ø 2.5mm × Ø 2.5mm, aço CA60, referência EQ98. A escolha da tela soldada se dá por ser um material comercial, padronizado e normatizado.

Figura 47 – Seção transversal parede da fôrma



Fonte: Autor

A partir do arranjo apresentado e da análise da seção transversal da fôrma apresentada na Figura 48 e ainda considerando-se, inicialmente, que a estrutura trabalha nos domínios 2 e 3 pode-se determinar a posição da linha neutra, valor a partir do qual calcula-se o momento resistente da seção para a devida comparação com o momento atuante já calculado.

Para a fôrma têm-se os seguintes dados:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \rightarrow 3 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 600 \text{ MPa} \rightarrow 60 \text{ kN/cm}^2$$

$$h = 1,5 \text{ cm}$$

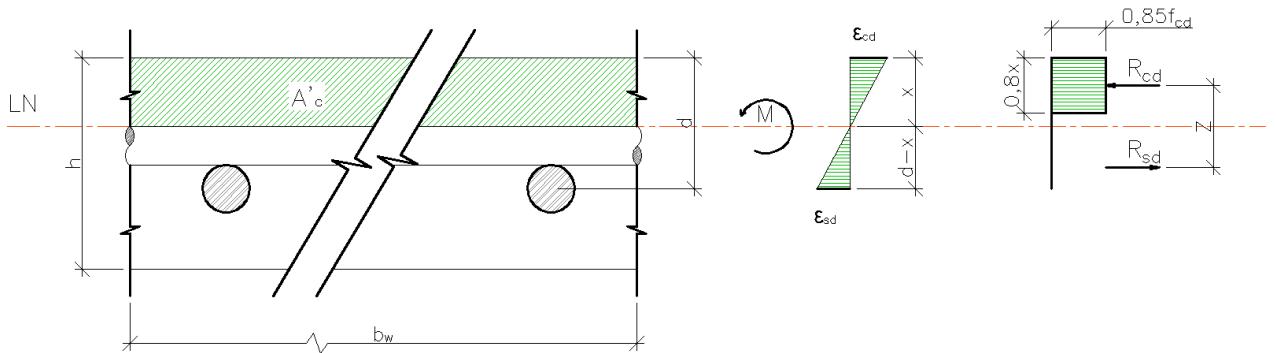
$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Para determinar o valor de “d”, tem-se que a tela é formada de duas camadas de barra Ø3,4mm e que o cobrimento mínimo é de 4 mm. Como a espessura total da fôrma é 15mm, tem-se então que:

$$\text{Cobrimento} = 4,0 \text{ mm}$$

$$d = 4 + 2,5 + \frac{2,5}{2} = 7,75 \text{ mm}$$

Figura 48 - Análise da seção transversal da parede da fôrma



Fonte: Autor

Em situação de equilíbrio as reações R_{cd} e R_{sd} que formam o binário atuante na seção se equivalem, conforme a equação 6 e pela equação 8 tem-se que:

$$R_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x \quad (25)$$

Em função das disposições construtivas a área de aço por metro é composta de 21Ø 2,5 mm, o que perfaz um total de 1,03 cm²/m. Desta maneira a reação máxima na armadura será dada por:

$$R_{sd} = A_s \times f_{yd} \quad (26)$$

Como R_{sd} é igual a R_{cd} , as equações podem ser igualadas, permitindo a expressão do valor de x.

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x = A_s \times f_{yd} \quad (27)$$

Logo:

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,85 \times f_{cd} \times b_w} \quad (28)$$

Substituindo os valores obtém-se:

$$x = \frac{1,03 \times \left(\frac{60}{1,15} \right)}{0,85 \times \left(\frac{3}{1,4} \right) \times 100} = 0,30\text{cm}$$

Para determinação do Momento Resistente da seção é necessário verificar o domínio na qual ela se encontra, em regime de carga. Para isso será feita determinação da posição da linha neutra no limite dos domínios 2 e 3 (x_{23}) e no limite dos domínios 3 e 4 (x_{34}) determinando-se então uma faixa para a comparação com o valor obtido.

Nos domínios 2 e 3 , a máxima retração do concreto é 3,5% e o máximo alongamento do aço é 10,0%. Da Figura 48 é inferida a seguinte relação:

$$\frac{x}{\varepsilon_{cd}} = \frac{d - x}{\varepsilon_{sd}} \quad (29)$$

De onde

$$x_{23} = \frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{sd}} \times d \quad (30)$$

Substituindo os valores, tem-se:

$$x_{23} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,01} \times 0,93 = 0,24\text{ cm}$$

No limite dos domínios 3/4, trabalhando-se com a altura mínima, no caso em estudo já definida por questões construtivas estabelecidas a priori, a deformação específica de

cálculo do aço ϵ_{sd} será substituída pelo menor valor que permita uma seção econômica, que é dado por ϵ_{yd} , calculado pela equação 19.

Para o aço CA60 a ABNT NBR 7480:1996 estabelece o valor de $f_y = 600$ MPa e a ABNT NBR 6118:2007 estabelece o valor de $E_s = 210$ GPa. Substituindo os valores na equação 19, tem-se:

$$\epsilon_{yd} = \frac{600/1,15}{210000} = 2,48\%$$

Substituindo este valor na equação 25, tem-se:

$$x_{34} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,00248} \times 0,93 = 0,54 \text{ cm}$$

O valor obtido 0,30 cm está dentro da faixa 0,24cm → 0,54cm definida pelos limites dos domínios 2-3 e 3-4, indicando que a estrutura trabalha no domínio 3, o que confirma a suposição adotada como partida para o cálculo.

Neste domínio o encurtamento máximo admitido para o concreto será de 2 % o que leva a determinação de um novo valor para a posição da Linha Neutra, usando-se por analogia a equação 28.

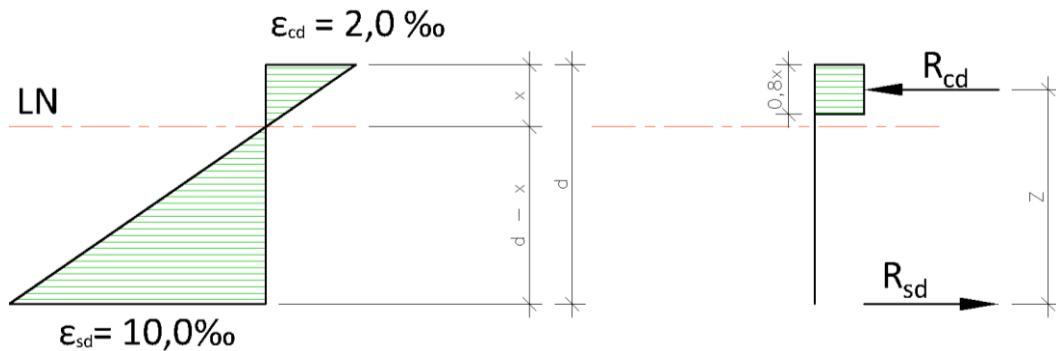
$$x_2 = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002} \times 0,93 = 0,59 \text{ cm}$$

O Momento Resistente é resultante do binário formado por R_{cd} e R_{sd} , mostrado na Figura 49 a seguir.

Das equações de 8 a 11 já apresentadas, pode-se inferir:

$$M_d = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4x) \quad (31)$$

Figura 49 – Esquema de esforços na seção transversal dominio 2



Fonte: Autor

Substituindo os valores obtidos na equação 29, tem-se que:

$$M_d = 1,03 \times \frac{60}{1,15} \times (0,93 - 0,4 \times 0,59)$$

Logo:

$$M_d = 37,29 \text{ kN.cm} \rightarrow 0,3729 \text{ kN.m} > 0,1747 \text{ kN.m} \quad \text{OK!}$$

O momento máximo resistente de cálculo da seção é superior ao momento provocado pela carga hidrostática do concreto fresco. Isso indica que a seção da fôrma resiste ao esforço, atendendo às premissas iniciais.

5.3. Método construtivo

A solução construtiva proposta contempla três etapas distintas, sendo:

- a. Produção da peça
- b. Transporte e posicionamento
- c. Concretagem parcial e concretagem final.

5.3.1. Produção

A produção de uma peça pré-moldada exige uma série de procedimentos que já são normatizados e divulgados de forma bastante ampla por instituições com a Associação Brasileira de Construção Industrializada de Concreto – ABCIC, a Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP e o Instituto Brasileiro de Telas soldadas – IBTS. As entidades citadas colocam a disposição farto material sobre este assunto além de oferecerem cursos nos mais variados níveis.

No caso específico da produção de peças em argamassa armada dois aspectos são fundamentais. O primeiro refere-se ao sistema de fôrmas que:

[...] determina, segundo a sua tipologia, as características definidoras da organização de todo o processo produtivo da argamassa armada [...]. Na verdade, as fôrmas são o ‘fio condutor’ entre o projeto e a obra, onde se comprova a versatilidade de um sistema produtivo (CAMPOS, 1996, p.21).

Podem ser utilizados diversos sistemas de moldagem, empregando-se os mais variados materiais como chapas de madeira ou painéis de aço/madeira. No entanto uma possibilidade a ser considerada, por sua adequação e facilidade é o uso de sistema de fôrmas estacionárias em alvenaria, onde um capeamento de argamassa é feito sobre uma base de blocos ou tijolos para garantir a regularidade da superfície. Para melhor reaproveitamento pode-se aplicar pintura com resinas que permitam o uso de desmoldantes. O bloco também poderia ser feito de concreto o que exigiria fôrmas de madeira ou metálicas para a execução. Este processo já é utilizado em outros países, como a Índia, por exemplo, conforme pode ser visto a seguir.

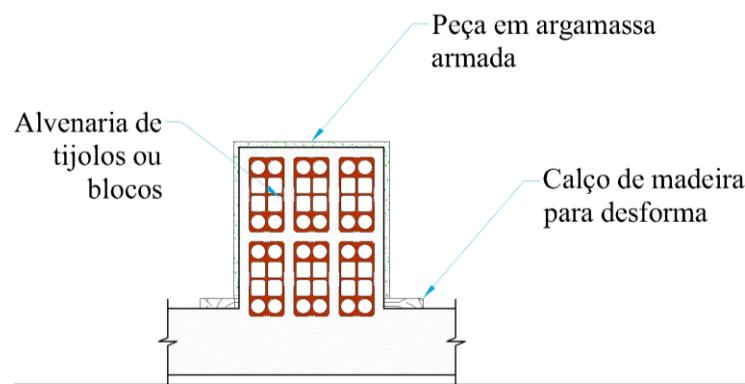
Figura 50 – Molde estacionário para peça em argamassa armada



Fonte: Sujith, 2011

A Figura 51 a seguir mostra uma seção típica transversal deste tipo de sistema, que pode ser construído com tijolos cerâmicos furados. Deve-se prever uma seção levemente trapezoidal para facilitar a desfôrma.

Figura 51 – Seção típica da fôrma estacionária



Fonte: Autor

Um ponto crítico é o lançamento da argamassa sobre o molde, já com a armadura colocada. Há necessidade de uso de distanciadores adequados para garantir o

posicionamento da armadura. A argamassagem é feita normalmente a lanço, seja com uso de equipamentos para projeção mecânica ou manualmente através de com uso de colher de pedreiro e a regularização da superfície feita com desempoladeira. Esta escolha se deve à pequena dimensão das seções transversais e a taxa de armação, que impedem que a argamassa possa fluir garantindo o total preenchimento da fôrma.

A desforma também é um processo crítico que exige planejamento, sendo fator determinante para o projeto da fôrma e da própria peça. No presente estudo considerou-se a possibilidade de uso de talhas manuais instaladas em pórticos metálicos que podem ser produzidos por serralheiros, conforme apresentado na Figura 52 abaixo. Trata-se de procedimento de simples execução e gerenciamento.

Figura 52 - Modelo de pórtico com talha manual



Fonte: Autor

O segundo aspecto refere-se à cura das peças. O ideal será a cura por imersão, que impedirá a formação de fissuramento superficial por retração hidráulica, permitindo maior controle e qualidade do processo, principalmente considerando-se as dimensões das peças. Neste caso específico, também o tanque de cura é uma construção relativamente simples. O layout ideal da área de produção poderá ser desenvolvido a partir da correlação de prazos com as quantidades de peças a produzir.

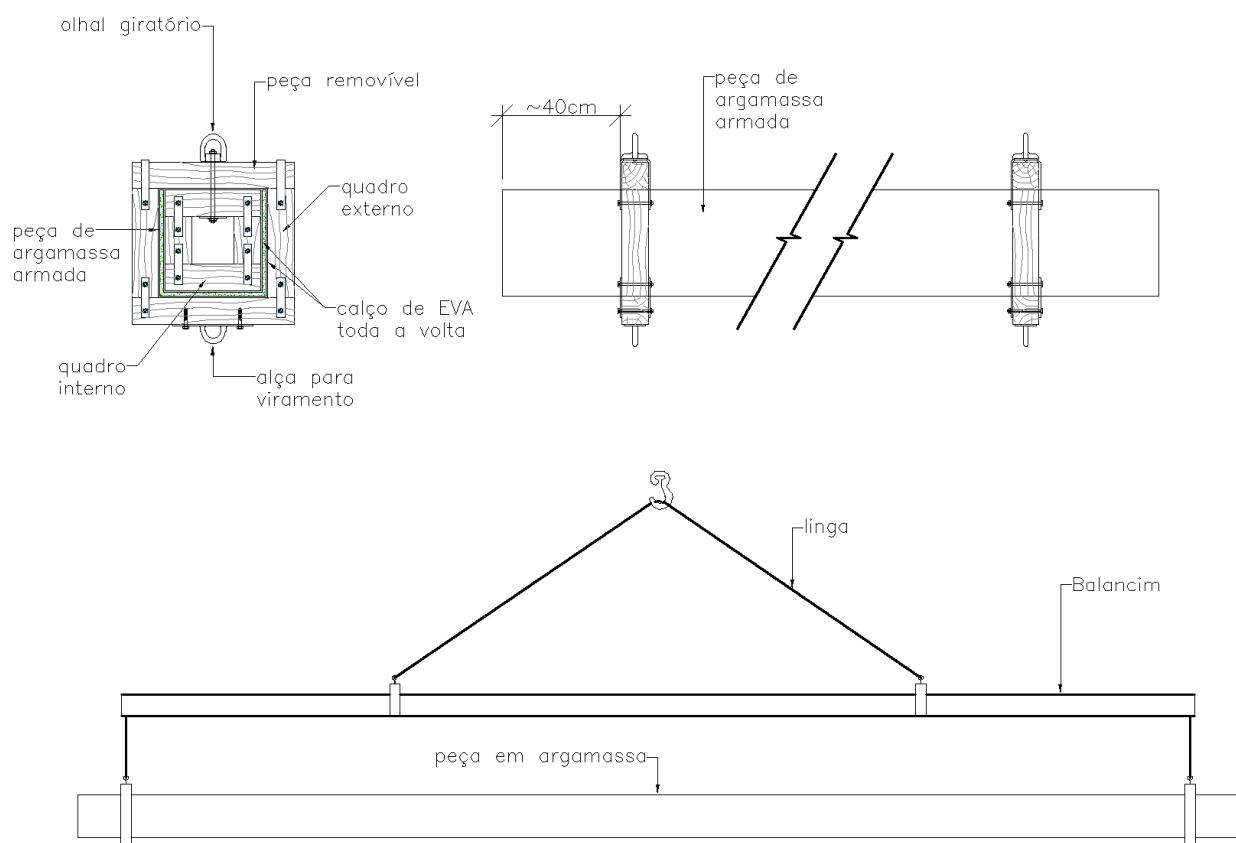
5.3.2. Transporte e posicionamento

Para os pré-moldados o transporte e posicionamento é uma questão sensível, pois introduz novas situações de carga nas peças. Com o objetivo de manter a estrutura como bi apoiada e também impedir que a peça feche durante seu manuseio e transporte até a obra, uma

possibilidade é o uso de quadros de madeira, internos e externos, conforme croquis apresentado na Figura 53 e que também podem ser utilizados como pontos para fixação dos olhais para elevação e viramento da peça. Não sendo escopo deste estudo o dimensionamento das peças para o transporte.

Com o auxílio dos quadros a peça pode ser manejada para carga e descarga com um caminhão equipado com guindaste tipo Munck, com uso de balancins para diminuir o esforço horizontal na peça. O posicionamento da peça na estrutura da ponte pode ser feito manualmente com uso de cabos de aço, guincho manual de alavanca tipo Tirfor e um caminhão ou pá carregadeira para a tração.

Figura 53 – Esquema de elevação e viramento da fôrma

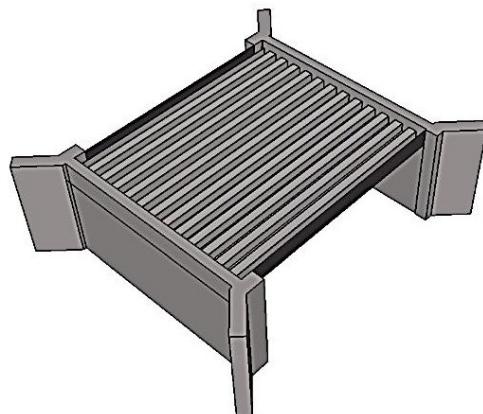


Fonte: Autor

5.3.3. Concretagens parcial e final

Posicionadas as peças a ponte terá o aspecto apresentado na Figura 54 a seguir.

Figura 54 – Perspectiva do arranjo geral do painel de fôrmas



Fonte: Autor

Após o posicionamento das peças e dos aparelhos de apoio, a armadura das vigas será colocada e na sequencia, será feita a primeira concretagem, conforme apresentado na Figura 44 . Esta fase inicial visa permitir a obtenção de uma plataforma de trabalho, devendo ser analisado o tempo mínimo necessário para a cura parcial que permita a carga. Após isso o restante da armadura será posicionado e a concretagem final será executada.

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÃO

6.1. Conclusões

Considerando que o objetivo proposto deste estudo é demonstrar a viabilidade técnica do uso de placas de argamassa armada como fôrmas autoportantes permanentes, como uma alternativa para construção de pontes de vias secundárias e vicinais é importante, antes de apresentar as conclusões, que alguns fatores que emergiram da pesquisa sejam ressaltados, o que permitirá uma melhor contextualização da proposta.

A argamassa armada não evoluiu no Brasil como era a expectativa nos anos de 1980/1990, quando atingiu seu auge com a produção do Grupo de São Carlos e as obras do arquiteto João Filgueiras de Lima – Lelé. Há necessidade de investigar os motivos da não evolução, uma vez que , segundo Trigo (2009) é uma alternativa tecnológica para a pré-fabricação e para a construção industrializada pelas suas características como a leveza, que facilita o transporte e manuseio, além da moldabilidade que permite a conformação das peças de maneira muito ampla, possibilitando o uso intenso da “resistência pela forma”.

Foi constatado um quadro de decréscimo da produção teórica sobre argamassa armada no Brasil, no entanto ao se pesquisar os eventos internacionais sobre o tema, observa-se avanço nas pesquisas nas áreas de novas aplicações, novos materiais e tecnologias como cimentícios reforçados com fibras , emprego de telas tri-dimensionais ,uso de telas de polímeros, entre outras possibilidades.

Outro fator é a fragilidade dos municípios em buscar alternativas técnicas para a expansão e manutenção de sua infraestrutura rodoviária que tem importância econômica significativa para o país. A resolução dessa questão é um processo longo que dependerá da disposição dos diversos atores envolvidos. Por exemplo, a total dependência que têm a maioria dos municípios das transferências de recursos dos estados e da União dá aos parlamentares um papel de significativa importância como agentes e promotores desses processos. Discutir novos modelos de políticas distributivas que alterem este quadro é

discutir o papel atribuído aos parlamentares e isso é uma questão que depende de disposição política e correlação de forças.

Estudo feito por Sartori (2008) em pontes vicinais na região de Campinas mostra que:

[...] as condições das pontes estudadas são precárias em sua grande maioria. Este fato é constatado devido ao número expressivo de sérias patologias encontradas, dando evidências de ineficiências de planejamento, projeto e manutenção.

Essa constatação, feita em uma das regiões mais ricas do país, aliada aos danos que, normalmente ocorrem, durante os períodos chuvosos conduz a necessidades imediatas que não podem esperar discussões políticas necessariamente longas e abrangentes, demandando soluções adequadas a uma realidade impositiva, com possibilidades remotas de mudança em curto prazo.

Estes dois pontos, – possibilidade de retomar a pesquisa sobre técnica que tem potencial para ser usada na fabricação de peças pré-moldadas nas mais diversas aplicações; e possibilidade de desenvolver proposta tecnicamente fundamentada para atender a demandas imediatas foram os principais balizadores deste estudo.

A busca de uma seção geométrica adequada passou por diversas alternativas que incluíram até o estudo em arco. No entanto prevaleceu a ideia central de simplicidade, buscando formas retas, que permitam a moldagem usando recursos comuns e disponíveis.

A seção apresentada, na forma de “U” atende, em análise numérica, aos parâmetros estabelecidos a priori, como valores de partida e, demonstrou ser suficiente para suportar as cargas de trabalho previstas e descritas, incluindo os esforços horizontais provocados nos seus trechos verticais pela pressão hidrostática do concreto em estado fluido o que demonstra sua viabilidade técnica.

Para a análise e dimensionamento apresentados, foram empregadas metodologias simples e bem conhecidas no meio profissional estando, portanto ao alcance de qualquer engenheiro.

A fabricação das peças, embora simples, exige um mínimo de técnica, pois demanda estudos de dosagem da argamassa, assim como estudos de layout adequados para a produção. Neste trabalho foram previsto o uso de equipamentos que normalmente são

disponíveis nas prefeituras ou podem ser fabricados e montados, não demandando para isso mão de obra mais especializada.

6.2. Indicativos para trabalhos futuros

Os indicativos de trabalhos futuros, que emergiram do desenvolvimento do presente estudo são:

- Desenvolver análise experimental do modelo proposto com foco na análise das ligações entre as peças.
- Desenvolver experimentos com diferentes arranjos de telas e/ou uso de fibras.
- Desenvolver um “manual de construção de pontes” usando a técnica proposta para distribuição aos municípios.
- Estudos sobre vida útil de construções existentes de argamassa armada.
- Investigar a baixa capacidade técnica das administrações municipais, o que pode subsidiar políticas públicas.

REFERÊNCIAS

AGNESINI, M.V.C. **Sistema construtivo com elementos pré-fabricados de argamassa armada: uma alternativa para execução de pontilhões rodoviários em zonas urbanas e estradas vicinais.** Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1988.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 347-04 – Guide to formwork for concrete.** ACI: Farmington Hills, 2004.

. **ACI 549.1R-93 reapproved 1999 – Guide for the design, construction, and repair of ferrocement.** ACI: Farmington Hills, 1999.

. **ACI 549R-97 reapproved 2009 - Report on Ferrocement.** ACI: Farmington Hills, 2009.

ANDRÉ, J.C. et al. **Lição em Mecânica das Estruturas: trabalhos virtuais e energia.** São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

ARAÚJO, D.L. **Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas.** Goiânia: FUNAPE, Editora UFG, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 06118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

. **NBR 06118:2007 - Projeto de estruturas de concreto - procedimento.** Rio de Janeiro, 2007.

. **NBR 06120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, 1980.

. **NBR 07187:2003 - Projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2003.

. **NBR 07188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.** Rio de Janeiro, 1982.

. **NBR 07480:1996 – Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado.** Rio de Janeiro, 1996.

. **NBR 08953:1992 – Concreto para fins estruturais – Classificação por grupos de resistência.** Rio de Janeiro, 1992.

. **NBR 09062:2006 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado;** Rio de Janeiro: ABNT,2006.

- _____. NBR 11173:1990 - **Projeto e execução de argamassa armada.** Rio de Janeiro, 1990.
- _____. NBR 14885:2004 – **Segurança no tráfego – barreiras de concreto.** Rio de Janeiro, 2004.
- BALLARIN, A.W. **Histórico e desenvolvimento da argamassa armada.** In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE ARGAMASSA ARMADA, 1.,1986. **Anais...** São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1986.
- BRASIL, Lei nº 5.917 de 10 de setembro de 1973. **Aprova o Plano Nacional de Viação e dá outras providências e suas posteriores alterações.** Presidência da República. Disponível em <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/LEIS/l5917.htm>. Acesso em 03 dez. 2013.
- BRASIL, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **Glossário de termos técnicos rodoviários.** Rio de Janeiro, 1997.
- BRASIL, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Manual de drenagem de rodovias.** Rio de Janeiro, 2006.
- BRASIL, Tribunal de Contas da União. **Relatório de Auditoria Operacional na Secretaria Nacional de Defesa Civil;** Processo TC n.º 008.556/2009-3; Ministro Relator: Benjamin Zymler. – Brasília: TCU, Secretaria de Fiscalização e Avaliação de Programas de Governos, 2009. 65p. – (Relatório de auditoria operacional)
- BRASIL, Tribunal de Contas da União. **Monitoramento no Programa de Resíduos Sólidos Urbanos/Tribunal de Contas da União;** Ministro Relator Walton Alencar Rodrigues. – Brasília: TCU, Secretaria de Fiscalização e Avaliação de Programas de Governos, 2011. 111p. – (Relatório de auditoria operacional)
- CALIL JUNIOR, C. et al. **Manual de projeto e construção de pontes de madeira.** São Carlos: Suprema, 2006.
- CALLISTER Jr., W. D. **Ciência e engenharia de materiais: uma introdução.** Rio de Janeiro: LTC, 2008.
- CAMPOS, P.E.F. **Argamassa Armada Volume 1 – Produção Industrializada:** aplicações e processo de fabricação com telas soldadas. São Paulo: Instituto Brasileiro de Telas Soldadas, 1996.
- CARVALHO, R.C. **Cálculo e detalhamento das estruturas usuais de concreto.** 3 ed. São Carlos : EdUFSCar, 2013.
- CEPEA/ESALQ/USP – Centro de Estudos Avançados em Economia Aplicada a Escola Superior de Agricultura Luiz de Queirós da Universidade de São Paulo. **PIB do Agronegócio – Dados de 1994 a 2013.** Disponível em <<http://cepea.esalq.usp.br/pib/>>, Acesso em 08 dez. 2013.

CLEMENTINO, M.L.M. **Finanças públicas no nível local de governo.** Cadernos Metrópole nº 4(2000) São Paulo: Pontifícia Universidade Católica de São Paulo, 2000.

DA SILVA, T.J. **Predicción de la vida útil de forjados unidireccionales de hormigón mediante modelos matemáticos de deterioro.** Tese de doutorado em Engenharia Civil. Universitat Politecnica de Catalunya, Espanha, 1998.

EL DEBS, M.K. & TAKEYA, T. **Introdução às pontes de concreto: texto provisório de apoio à disciplina SET-412.** São Carlos, 2009 (apostila).

EL DEBS, M.K. **Aplicação da argamassa armada na construção de infraestrutura urbana e de estradas.** In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE ARGAMASSA ARMADA, 1.,1986. **Anais...** São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1986.

EL DEBS, M.K. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações.** São Carlos, EESC-USP, Projeto REENGE,2000.

ELLER, P.R.; DE PAULA G.D.; FERREIRA, W.G. **Pré-dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto para ponte de pequeno porte.** Revista Engenharia Estudo e Pesquisa on-line.[on-line].Vol. 11 n.1 p.15-16. Jan./jun. 2011. Rio Grande do Sul: ABPE:2011. ISSN 2316-591X Disponível em: <http://www.revistaeep.com/imagens/volume11_01/cap02.pdf>.

FAHMY,E.H et al. **Permanent Ferrocement Forms: A viable alternative for construction of concrete beams,** in: 30th Conference on Our World in Concrete and Structures. **Proceedings...** Singapore: Singapore Concrete Institute, 2005. Disponível em <http://cipremier.com/100030029>. Acesso em 13 jun. 2012.

FAJERSZTAJN, H. **Fôrmas para concreto armado – aplicação para o caso do edifício.** Boletim Técnico nº 60 da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia da Construção Civil. São Paulo: EPUSP,1992.

FARIA, R. **Projetos estruturais de destaque são premiados em SP.** Portal PiniWEB.[online]. 23 out. 2008. Disponível em: <<http://piniweb.pini.com.br/construcao/carreira-exercicio-profissional-entidades/projetos-estruturais-de-destaque-sao-premiados-em-sp-113414-1.aspx>> . Acesso em 16 mai. 2013

GALDINO, R.H.N. **Capacidade de investimento e autonomia econômica do setor público de municípios selecionados.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Economia. Universidade Federal de Uberlândia, 2012.

GERE, J.; WEAVER,W. **Análise de estruturas reticuladas.** Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

HANAI, J.B. **Argamassa Armada Volume 2 – Projeto estrutural e dimensionamento de argamassa armada com telas soldadas.** São Paulo: Instituto Brasileiro de Telas Soldadas, 1996.

HANAI, J.B. **Construções em argamassa armada: fundamentos tecnológicos para projeto e execução.** Pini: São Paulo, 1992.

HOUAISS,A. & VILLAR,M.S. **Dicionário Houaiss da Língua Portuguesa.** 1 ed. Rio de Janeiro: Objetiva, 2009.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Anuário Estatístico do Brasil.** IBGE: Rio de Janeiro, v.71,2011.

IORI, T. **Pier Luigi Nervi.** Motta Architettura: Milano, 2009.

ISAIA, G. C.. **A evolução do concreto estrutural in Concreto: ciência e tecnologia,** G.C. Isaia. 1. Ed. São Paulo: Ibracon, 2011. 1v.

LAS VEGAS REVIEW-JOURNAL. [online]. **Thousands walk new Hoover Dam Bypass bridge.** 16 out. 2010. Disponível em <<http://www.reviewjournal.com/life/thousands-walk-new-hoover-dam-bypass-bridge>>. Acesso em 16 mai. 2013

LEONHARDT, F. **Construções de concreto, v.6: Princípios básicos da construção de pontes de concreto.** Rio de Janeiro: Interciênciia, 1979.

LIMA, J.F. **A industrialização da argamassa armada no Brasil.** In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE ARGAMASSA ARMADA, 1.,1986. **Anais...** São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1986.

LIMA, J.F. **Escola transitória: modelo rural.** Brasília: MEC-Cedate, 1984.

MASSONI, R.F.A.P. **Fôrmas estruturais de argamassa e concreto para elementos de concreto armado.** Dissertação de Mestrado. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1996.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais.** 1.ed. São Paulo: Ibracon,2008.

MINAS GERAIS. Departamento de Estradas e Rodagem. **Recomendação Técnica RT-01.46.d Projetos e Obras: Critérios de projetos para vias de ligação com reduzido volume de tráfego.** Belo Horizonte: DER-MG, 2009.

MINAS GERAIS, Gabinete Militar do Governador, Coordenadoria Estadual de Defesa Civil. **Boletim Estadual de Defesa Civil n. 141 de 20 de maio de 2012.** Disponível em: <<http://www.defesacivil.mg.gov.br/index.php/servicos/boletim-defesa-civil>>. Acesso em: 20 mai. 2012.

MINAS GERAIS, Gabinete Militar do Governador, Coordenadoria Estadual de Defesa Civil. **Boletim Estadual de Defesa Civil n. 142 de 22 de maio de 2013.** Disponível em: <<http://www.defesacivil.mg.gov.br/index.php/servicos/boletim-defesa-civil>> . Acesso em 22 mai. 2013.

MUSÉE DU PAYS BRIGNOLAIS. **Pieces Uniques, La Barque en ciment armée de Joseph Lambot.** Disponível em <<http://www.museebrignolais.com/pieces.htm>>. Acesso em 09 abr. 2012.

- NAZAR, N. **Critérios para escolha e dimensionamento de fôrmas para construção de edifícios habitacionais.** Dissertação de Mestrado Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. São Paulo: Pini, 2007.
- NUNES, T.V.L. **Método de previsão de defeitos em estradas vicinais de terra com base no uso das redes neurais artificiais: Trecho de Aquiraz-CE.** Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, 2003.
- OLMO, C.; CHIORINO, C. **Pier Luigi Nervi: Architettura come Sfida.** Milano: Silvana Editoriale, 2010.
- PEDROSO, F.L. **Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem.** Revista Concreto & Construções. nº 53 (2009) p.12-19. São Paulo: Ibracon, 2009.
- PELLEGRINI, E. **Il Palazzo delle Esposizioni.** Revista Domus. [on-line]. Vol. 946, Abr. 2011. Milano: Editoriale Domus. ISSN 0012-5377. Disponível em: <http://www.domusweb.it/it/dall-archivio/2011/04/28/il-palazzo-delle-esposizioni.html>. Acesso em 09 Abr. 2012
- PFEIL, W. **Pontes de concreto armado: elementos de projetos, solicitações, dimensionamento.** Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.
- REZENDE, R.B. **Uma visão sobre o uso de fôrmas e escoramentos utilizados em cidades de grande, médio e pequeno porte do Brasil Central e as novas diretrizes normativas.** Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2010.
- SAMSON, J.; WELLENS, G. **The ferro-cement boat.** Samson Marine Design: Vancouver: Samson Marine Design , 1972.
- SARTORTI, A. L.. **Identificação de patologias em pontes de vias urbanas e rurais no município de Campinas-SP.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP, 2008. 203p. Dissertação de Mestrado. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, 2008.
- SH FÔRMAS, **Manual SH de fôrmas para concreto e escoramentos metálicos.** São Paulo: Pini, 2008.
- SILVEIRA, I. **Linhos de influência para tensão e deformação.** Revista Estrutura. Vol. 2 n.6 p.306-319. Rio de Janeiro: Aderson Moreira da Rocha, 1958.
- SLOMP,M.N. **Cadeia agroindustrial do leite: as mudanças no ambiente competitivo e as novas demandas para o segmento da produção.** Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Economia, Universidade Federal de Santa Catarina, 2003.

SUJITH, G.S. **Ferrocement**. Architecture Student's Corner.Kerala:2011. Disponível em <<http://arkistudentscorner.blogspot.com.br/2011/05/ferrocement.html>>. Acesso em 15 out. 2012.

TRIGO, C.C. **Pré-fabricados em argamassa armada: material, técnicas e desenho de componentes desenvolvidos por Lelé**. Dissertação de Mestrado. São Paulo: Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo, 2009.

TUTIKIAN, B.F.; HELENE, P.R.L.. **Dosagem de concretos de cimento Portland in Concreto: ciência e tecnologia**, G.C. Isaia. 1. Ed. São Paulo, IBRACON, 2011. 1v.

VARGAS, L.A.B. **Comportamento Estrutural de pontes estaiadas: efeitos de segunda ordem**. Dissertação de Mestrado. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2007.

YARDIM, Y. et al. **Performance of Precast Ferrocement Panel for Composite Masonry Slab System**, in: The International Conference on Construction and Building Technology. **Proceedings...** Kuala Lumpur: Universiti Tenaga Nasional, 2008. Disponível em http://www.uniten.edu.my/newhome/content_list.asp?contentid=4020. Acesso em 16 set. 2013.

APÊNDICE I – DETALHAMENTO DE FÔRMA DE PONTE UTILIZADA COMO REFERÊNCIA

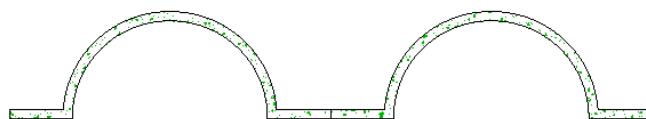
APÊNDICE II – SEÇÕES ESTUDADAS

Seção 1



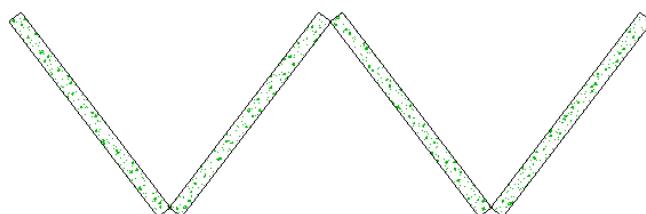
Problema: dificuldade de solidarização das peças.

Seção 2



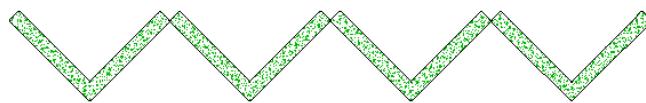
Problema: seção insuficiente para o peso e dificuldade de moldagem.

Seção 3



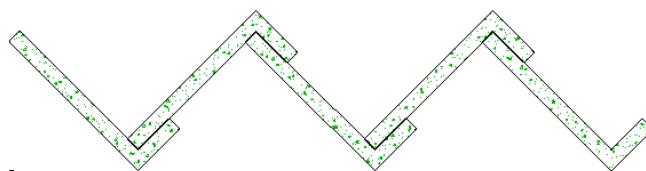
Problema : solidarização das peças e necessidade de peças de transição para encaixe dos aparelhos de apoio

Seção 4



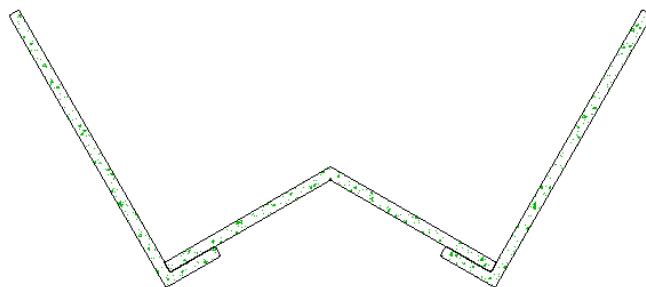
Problema : solidarização das peças e necessidade de peças de transição para encaixe dos aparelhos de apoio

Seção 5



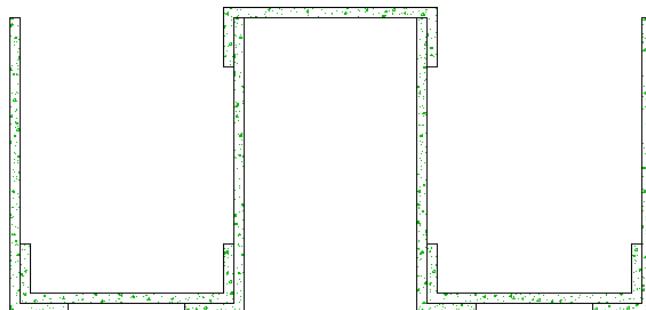
Problema : solidarização das peças e necessidade de peças de transição para encaixe dos aparelhos de apoio

Seção 6



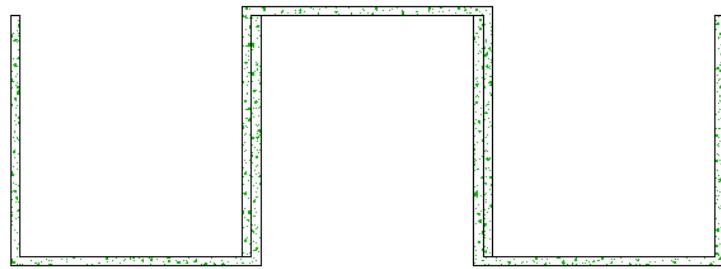
Problema : necessidade de peças de transição para encaixe dos aparelhos de apoio e peças diferentes

Seção 7



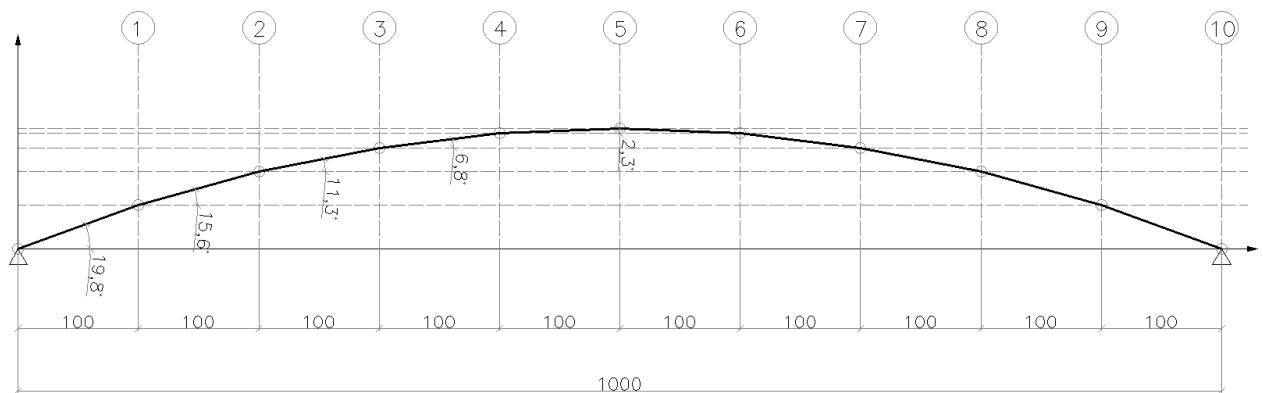
Problema : necessida de produção de peças diferentes

Seção 8



Seção adotada

Funicular



Problemas: dificuldade de moldagem em arco, necessidade de adequação dos encontros com interferências na carga da viga caso o greide seja tangente ao arco e, no caso do greide nivelado com a corda, criação de obstáculo à via.