

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

WANDERSON RUBENS DE SIQUEIRA

**ANÁLISE DA LIGAÇÃO ENTRE ESTRUTURA EXISTENTE E  
ESTRUTURA DE ALARGAMENTO DE OBRAS DE ARTES  
ESPECIAIS EM PRÉ-MOLDADOS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA

2017

WANDERSON RUBENS DE SIQUEIRA

**ANÁLISE DA LIGAÇÃO ENTRE ESTRUTURA EXISTENTE E  
ESTRUTURA DE ALARGAMENTO DE OBRAS DE ARTES  
ESPECIAIS EM PRÉ-MOLDADOS**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, apresentado à disciplina de Trabalho de Diplomação, do Curso Superior de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção de Civil – DACOC – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro.

Orientadora: Prof. Msc. Amacin Rodrigues Moreira

CURITIBA

2017



Ministério da Educação  
UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
*Campus Curitiba – Sede Ecoville*  
Departamento Acadêmico de Construção Civil  
Curso de Engenharia Civil

---

## **FOLHA DE APROVAÇÃO**

### **ANÁLISE DA LIGAÇÃO ENTRE ESTRUTURA EXISTENTE E ESTRUTURA DE ALARGAMENTO DE OBRAS DE ARTES ESPECIAIS EM PRÉ-MOLDADOS**

Por

**WANDERSON RUBENS DE SIQUEIRA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido no primeiro semestre de 2017 e aprovado pela seguinte banca de avaliação:

---

Orientador -Amacin Rodrigues Moreira, MSc.  
UTFPR

---

Prof. José Manuel Caron, MSc.  
UTFPR

---

Prof. Rogerio Francisco Kuster Puppi, Dr.  
UTFPR

---

OBS.: O documento assinado encontra-se em posse da coordenação do curso.

## **Agradecimento**

Agradeço primeiramente à minha família, em especial Luana Valério minha esposa, pelo o apoio incondicional, incentivo e paciência nas horas mais difíceis.

Agradeço ao Prof. Dr. Amacim Rodrigues Moreira, orientador deste trabalho, pelas inúmeras horas de contribuição, não somente nesta orientação como para a vida profissional.

A todos os colegas, pelo companheirismo e aprendizado durante todos esses anos de graduação.

A todos os professores do Curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica do Paraná – Curitiba que contribuíram com conhecimento em toda minha trajetória acadêmica.

Por fim, a todos que de alguma maneira contribuíram para que esta pesquisa pudesse ser realizada.

## RESUMO

SIQUEIRA, Wanderson Rubens. Análise da ligação entre estrutura existente e estrutura de alargamento de obras de artes especiais em pré-moldados. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2017.

Esta pesquisa trata a respeito de uma obra de alargamento de ponte no estado do Paraná, ampliada com vigas pré-fabricadas de concreto armado e laje moldada no local. O trabalho tem ênfase no estudo e análise dos esforços causados pela retração e diferença de módulos de elasticidade do concreto, gerados na interface de contato de um tabuleiro existente com o ampliado. A avaliação destas propriedades do concreto aparece como um questionamento sobre o comportamento de uma estrutura que funciona ao longo de vários anos. Portanto, buscou-se avaliar, de forma geral, a influência das deformações e esforços causados por ambas propriedades durante o envelhecimento do concreto. Para realização deste trabalho foram elaborados modelos de elementos finitos com propriedades e características físicas iguais ao da ponte objeto de estudo, em seguida a estrutura foi carregada com uma temperatura negativa para a simulação da retração. Por fim, foram compilados os modelos e avaliados os resultados. Dessa forma, foram analisadas as tensões axiais geradas na interface de ligação das lajes, bem como, os momentos nas mesmas e as deformações da estrutura. O estudo foi realizado com o auxílio do programa de análise de estruturas SAP2000 v.14.

**Palavras chave:** Obras de arte especiais, pontes, viadutos, pré-moldados, ampliação, retração, módulo de elasticidade.

## ABSTRACT

SIQUEIRA, Wanderson Rubens. Analysis of the link between existing structure and enlargement structure of precast concrete works. Final Course Assignment (Bachelor of Civil Engineering) – Federal University of Technology. Curitiba, 2017.

This research deals with a bridge widening project in the state of Paraná, expanded with prefabricated reinforced concrete beams and molded slab at the site. The work has an emphasis on the study and analysis of the stresses caused by the retraction and difference of concrete elastic module generated in the contact interface of an existing tray with the extended one. The evaluation of these properties of concrete appears as a question about the behavior of a structure that works over several years. Therefore, it was tried to evaluate the influence of the deformations and stresses caused by both properties during the aging of the concrete. In order to carry out this work, the finite element models were shaped with the properties and physical characteristics of the studied bridge, then the structure was loaded with a negative temperature for the simulation of retraction, finally the models were compiled and the results evaluated. In this way, the axial tensions generated at the interface of the slabs were analyzed, as well as the moments in them and the deformations of the structure. The study was carried out with the aid of the SAP2000 v.14

**Key words:** Special works of art, bridges, viaducts, pre-cast, enlargement, retraction, modulus of elasticity.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Elementos composição de pontes .....	24
Figura 2 - Ponte em Viga .....	27
Figura 3 - Ponte em Pórtico.....	28
Figura 4 - Ponte em Arco .....	28
Figura 5 - Ponte Pênsil.....	29
Figura 6 - Ponte Estaiada.....	29
Figura 7 – Ilustração de perfis de vigas pré-moldadas em concreto .....	30
Figura 8 – Vigas e lajes de concreto moldadas no local .....	31
Figura 9 – Vigas pré-moldadas .....	31
Figura 10 – Laje maciça .....	32
Figura 11 – Tabuleiro celular.....	32
Figura 12 - Tabuleiro da ponte existente.....	44
Figura 13 - Tabuleiro da ponte com ampliação .....	44
Figura 14 – Modelo estrutural 3D extrudado .....	46
Figura 15 - Modelo estrutural 3D com elementos de barras e placas .....	46
Figura 16 - Esforços atuantes em elementos de barra.....	47
Figura 17 - Esforços atuantes em elementos de shell.....	48
Figura 18 – Modelo tridimensional discretizado com elementos de barra e placa ....	55
Figura 19 – Propriedades do material utilizado (existente) .....	56
Figura 20 – Propriedades do material utilizado (ampliação) .....	56
Figura 21 – Especificações das espessuras das lajes existente e ampliadas.....	57
Figura 22 – Propriedades das vigas retangulares existentes.....	58
Figura 23 – Propriedades das vigas de ampliação pré-moldadas.....	59
Figura 24 – Propriedades das vigas de simulação da interface .....	59
Figura 25 – Ponte com propriedades e atribuições distintas.....	60
Figura 26 – Valor da temperatura para a simulação de retração .....	61
Figura 27 - Carregamento de simulação de retração na estrutura ampliada .....	61
Figura 28 - Ponte com propriedades e atribuições iguais .....	62
Figura 29 – Diagrama de cortante e momento V2 – M3 Módulos diferentes .....	64
Figura 30 – Diagrama de cortante e momento V3 – M2 Módulos diferentes .....	65
Figura 31 – Diagrama de tensão Normal Módulos diferentes .....	66
Figura 32 – Diagrama de tração no concreto de ampliação (MD – D1) .....	66
Figura 33 – Diagrama de cortante e momento V2 – M3 Módulos Iguais.....	67
Figura 34 – Diagrama de cortante e momento V3 – M2 Módulos iguais.....	68
Figura 35 – Diagrama de tensão Normal Módulos Iguais .....	69
Figura 36 – Diagrama de tração no concreto de ampliação (MD – I21) .....	69
Figura 37 – Deslocamentos do modelo MD – D1 .....	72
Figura 38 – Deslocamentos do modelo MD – I2 .....	72
Figura 39 – Momentos gerados no do modelo MD – D1 .....	74
Figura 40 – Momentos gerados no do modelo MD – I2 .....	74
Figura 41 – Momentos gerados nos modelos com inversão de valores.....	76
Figura 42 - Momento fletor no sentido longitudinal (MD-D1).....	77
Figura 43 – Momento fletor no sentido longitudinal (MD-I2).....	77

## **LISTA DE ILUSTRAÇÕES**

Gráfico 1 - Deformação versus tempo em concreto submetido à carga constante ...	42
Quadro 1- Valores numéricos para a determinação da fluência e da retração .....	50



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores dos coeficientes $\gamma_c$ e $\gamma_s$ .....	53
Tabela 2 – Módulo de elasticidade secante dos materiais .....	54
Tabela 3 – Valores de Retração e Temperatura equivalentes .....	54
Tabela 4 – Esforços gerados pela retração e modulo de elasticidade .....	70
Tabela 5 – Comparação de deformadas dos modelos.....	73
Tabela 6 – Comparação de momentos dos modelos no sentido transversal .....	75
Tabela 7 - Comparação de momentos dos modelos no sentido longitudinal .....	78

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>11</b>
1.1 OBJETIVOS.....	12
1.1.1 Objetivo geral.....	12
1.1.2 Objetivos específicos.....	12
1.2 JUSTIFICATIVA.....	13
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>15</b>
2.1 ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO.....	15
2.1.1 Concreto.....	15
2.1.2 Propriedades do concreto.....	15
2.1.2.1 Concreto fresco.....	15
2.1.2.2 Concreto endurecido.....	16
2.1.3 Armadura.....	18
2.1.4 Concreto Armado.....	19
2.1.5 Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado.....	20
2.2 PRÉ-MOLDADOS.....	21
2.2.1 Dimensionamento de Estruturas de Concreto Pré-Moldado.....	23
2.3 PONTES E VIADUTOS.....	24
2.3.1 Estruturas das Pontes.....	24
2.3.1.1 Infraestrutura.....	25
2.3.1.2 Mesoestrutura.....	25
2.3.1.3 Superestrutura.....	25
2.3.2 Classificação de pontes quanto ao sistema estrutural.....	26
2.3.2.1 Pontes em Viga.....	26
2.3.2.2 Pontes em Pórtico.....	27
2.3.2.3 Pontes em Arco.....	28
2.3.2.4 Pontes Pênseis.....	28
2.3.2.5 Pontes Estaiadas.....	29
2.3.3 Pontes com Elementos Pré-Fabricados.....	30
2.4 TIPOS DE ALARGAMENTO DE PONTES.....	31
2.4.1 Método de alargamento concreto armado moldado no local.....	33
2.4.2 Método de alargamento com protensão externa.....	33
2.4.3 Método de alargamento com vigas pré-moldadas.....	34
2.4.4 Método de alargamento com vigas mistas.....	35
2.5 SOLICITAÇÕES NAS PONTES E VIADUTOS.....	35
2.5.1 Ações Permanentes.....	36
2.5.2 Ações Variáveis.....	36
2.5.3 Cargas móveis.....	36
2.5.4 Ações Excepcionais.....	37
2.6 DEFORMAÇÃO DO CONCRETO.....	37
2.6.1 Retração Plástica.....	39
2.6.2 Retração autógena.....	39
2.6.3 Retração por secagem.....	39
2.6.4 Retração por carbonatação.....	40
2.6.5 Deformação térmica.....	40
2.6.6 Deformação imediata ou instantânea.....	41
2.6.7 Deformação lenta ou fluência.....	41
<b>3. METOLOGIA DE TRABALHO .....</b>	<b>43</b>
3.1 SELEÇÃO DA OBRA DE ARTE ESPECIAL A SER ESTUDADA.....	43

3.2 ANÁLISE E SELEÇÃO DOS PROGRAMAS DE CÁLCULO COM MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS E TIPO DE ELEMENTO A SER EMPREGADO .....	45
3.2.1 Forças internas de elementos de barras.....	46
3.2.2 Força interna de elementos Shell .....	48
3.3 ASPECTOS PARA A CONSIDERAÇÃO DAS VARIAÇÕES DE VALORES DE RETRAÇÃO E MODULO DE ELASTICIDADE.....	49
3.3.1 Retração do concreto.....	49
3.3.2 Módulo de elasticidade do concreto .....	51
3.3.3 Estimativa da resistência à compressão do cimento em diferentes idades ...	52
3.4 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS INICIAIS DAS VARIÁVEIS.....	53
3.5 PROCEDIMENTO DO ESTUDO .....	55
<b>4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>63</b>
4.1 MODELO MD – D1 (MÓDULOS DIFERENTES) .....	63
4.2 MODELO MD – I2 (MÓDULOS IGUAIS) .....	67
<b>5. CONCLUSÃO.....</b>	<b>79</b>
5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	80
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>81</b>

## 1. INTRODUÇÃO

A infraestrutura viária brasileira tem um papel de extrema importância para o desenvolvimento do país, tanto no aspecto social quanto no econômico. Uma das partes integrantes das estruturas viárias estão inseridas as Obras de Artes Especiais (OAE), as quais tem a finalidade de transpassar barreiras artificiais ou naturais com o intuito de fazer as ligações entre cidades e até mesmo agilizar o tráfego em cruzamentos de grandes avenidas, facilitando o ir e vir da população brasileira.

Nas várias estruturas de OAE espalhadas no Brasil, entre os materiais mais utilizados se destaca o concreto armado. De acordo com Leonhardt (1979), isto ocorre devido ao fato do concreto armado possuir uma elevada capacidade de suporte de carga, com possibilidade de obter enormes vãos, inúmeras técnicas construtivas de aplicação e também pelo fato do concreto ser um material moldável possibilitando uma vasta versatilidade em relação às dimensões.

A estrutura de pré-moldados vem sendo muito difundida na construção deste tipo obra de infraestrutura, com a finalidade de diminuir o tempo do processo construtivo das OAE. Tal solução está sendo muito utilizada atualmente, devido ao fato dos pré-moldados serem estruturas de concreto armado confeccionados fora da posição definitiva, o qual faz que o canteiro de obras tenha seu fluxo livre e organizado trazendo então uma facilidade na sua logística.

Porém, as estruturas de OAE em boa parte do solo brasileiro estão ultrapassadas e não suportam mais o fluxo de veículos que por elas passam. Isto ocorre por causa da malha rodoviária brasileira ter ficado estagnada ao longo de muitos anos e, também, ao aumento expressivo de automóveis nas principais rodovias brasileiras, pois dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) mostram que os automóveis tiveram um aumento de mais 60% nos últimos 10 anos e, com isso, abre-se a necessidade de duplicação ou alargamento das mesmas. Segundo Vitório (2013), em meados 1990 iniciaram-se as primeiras obras de alargamento e duplicação de pontes rodoviárias, a partir deste fato a comunidade técnica passou a dar mais importância aos projetos de alargamento e reforços de pontes no Brasil. No entanto, o que se observa nos últimos anos, uma grande quantidade de pontes antigas sofrendo uma adequação para serem duplicadas ou

alargadas. Com a crescente necessidade devido à demanda em relação a construções de obras de infraestrutura viária, se faz necessário uma análise mais criteriosa a respeito das interligações na interface do concreto armado devido à ocorrência de novos esforços em obras de alargamento de OAE, pois suas conexões podem vir a colapso devido ao tráfego intenso que terá que suportar no futuro.

O presente trabalho tem por finalidade estudar os possíveis problemas que poderão ocorrer na interface do concreto armado da estrutura de uma ponte antiga existente com uma nova estrutura de alargamento da mesma. A OAE a ser analisada foi construída com vigas pré-fabricadas de concreto armado com seção do tipo T, interligadas por uma laje de concreto armado moldado no local. Neste estudo de caso, se analisou a interface de ligação das lajes de concreto armado das OAE, através da modelagem numérica com emprego de elementos finitos e modelagem tridimensional.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo geral

Avaliar os esforços originados na interface da estrutura existente e ampliada, devido a retração do concreto, em alargamento de Obras de Artes Especiais em elementos pré-moldados.

### 1.1.2 Objetivos específicos

- Seleção de uma OAE de referência em pré-moldados.
- Definição das ações e variáveis possíveis na análise.
- Elaboração de análise numérica computacional.
- Estudo dos esforços gerados e as implicações no dimensionamento e no desempenho da OAE.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Dados do IBGE apontam que a população brasileira nos últimos anos tem aumentado gradativamente, deixando os grandes centros urbanos bastante inchados, gerando um tráfego mais intenso nas rodovias brasileiras devido ao transporte rodoviário de grão, mercadoria e outros. Com a economia aquecida há alguns anos atrás e facilidade ao acesso a crédito para a aquisição de automóveis, uma considerável parte da população adquiriu veículos, tornando as grandes metrópoles congestionadas e rodovias com fluxos intensos. Em consequência desse aumento de veículos, aliado a falta de investimento por parte do governo em infraestrutura nas rodovias e vias urbanas brasileiras, traz consigo muito transtorno ao usuário, por isso a duplicação ou alargamento das malhas viárias se faz necessária e, conseqüentemente, o mesmo acontecerá com as OAE.

Segundo Cardoso (2014), nos últimos anos o governo federal, e alguns governos estaduais, vêm desencadeando programas de ampliação e atualização das malhas rodoviárias brasileiras. Com isso, vieram à tona os problemas de ordem funcional e estrutural das pontes e viadutos que compõem essas malhas.

A ocorrência no Brasil de inúmeras obras de alargamento, tanto em rodovias quanto em via urbana, traz consigo vários tipos de processos construtivos. Uma delas são OAE construídas com vigas de pré-moldados com lajes moldadas no local, este modelo de construção já é bastante utilizada no Brasil. No entanto, este tipo de obra carrega uma sistemática nova de mercado, no que se diz respeito à tecnologia.

As estruturas das pontes, apesar de serem projetadas para ter durabilidade, podem ao logo do tempo sofrer de males, congênitos e adquiridos, que vão reduzir sua vida útil. De modo geral, é necessário na questão de alargamento de pontes uma análise, principalmente, na interface de contato do concreto da estrutura mais velha, já desgastada, com a nova estrutura construída, em que podem ocorrer inúmeras ocorrências patológicas.

Devido a este fato, é necessário conhecer quais são as possibilidades de ocorrência a partir das ações, tais como, retração do concreto novo aplicado no alargamento, pois o já existente já retraiu algum tempo, podendo causar fissuras e, posteriormente, a corrosão da armadura e do concreto, falhas adquiridas durante a

construção ou motivadas por causas acidentais, e pelas condições de exposição, além de problemas de carbonatação, calcinação, movimentações estruturais, como recalque do concreto da parte recém construída, sendo que todos estes problemas estão relacionados diretamente à interface de ligação do concreto da estrutura a ser alargada.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

#### 2.1.1 Concreto

Atualmente o concreto é um dos materiais mais empregados na construção civil, por este motivo tornou-se o produto mais fabricado no mundo em termos de volume. Basicamente sua facilidade de uso, ótima resistência à água, e disponibilidade em todo o mundo, aliada ao baixo custo, fez que o composto atingisse tal relevância (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Segundo Leonhardt e Mönning (1977), o concreto é um composto oriundo da mistura de cimento, água, agregado miúdo e agregado graúdo, em alguns casos pode ser incorporado aditivos químico ou adições, no qual os dois últimos compostos tem por finalidade melhorar, modificar, evidenciar ou inibir determinadas propriedades, reações e características do concreto, tanto para o estado fresco ou endurecido.

#### 2.1.2 Propriedades do concreto

O concreto é um material que apresenta duas fases: o concreto fresco e o concreto endurecido, sendo necessário, avaliar as propriedades nestas condições e possíveis interferências nas estruturas produzidas.

##### 2.1.2.1 Concreto fresco

De acordo com Helene (2005), o tempo do estado fresco do concreto que engloba os processos de mistura, transporte, lançamento e adensamento dura entre



uma a cinco horas. A principal propriedade do concreto fresco é a trabalhabilidade, a qual possibilita a sua transição por todos esses processos, mantendo-se homogêneo. Tal propriedade tem influência direta na qualidade, no custo do concreto, na moldabilidade, nos desempenhos mecânico, na durabilidade, na sustentabilidade e estético.

Segundo Guimarães (2005), o que determina a trabalhabilidade depende muito das condições e tipos de processos, densidade e disposição de armadura, da geometria da peça, da técnica a ser utilizada, do tipo e caracterização das fôrmas, do tipo de especificação do acabamento e outros. Dentre outras qualidades ou propriedades do concreto fresco, estão fluidez e coesão, as quais estão diretamente relacionadas com um bom processo de execução, pois o concreto fluido e coeso consegue passar por todos os obstáculos conseguindo preencher a fôrma da peça estrutural sem ocorrência de falhas, exsudação e segregação.

#### 2.1.2.2 Concreto endurecido

Em sua segunda fase, o concreto endurecido pode ser considerado como uma rocha artificial, que praticamente dura por toda a vida tendo seu início na hidratação do cimento. Segundo Paulon (2005), o mesmo é análogo a um conglomerado constituído por uma combinação de agregados miúdos e graúdos, de várias dimensões, envoltos por uma pasta de cimento. O concreto endurecido é um material heterogêneo e suas propriedades dependem de vários fatores relativos à microestrutura formada pela ligação entre a pasta de cimento e os agregados.

Segundo Andrade (2005), o concreto que é um material conhecido pela capacidade de resistir aos esforços de compressão, tem suas propriedades direcionadas por seus principais parâmetros, o grau de hidratação e o fator água/cimento. A durabilidade das estruturas está relacionada diretamente a resistência à compressão, que vai depender também de várias outras características da construção.

Conforme Metha e Monteiro (2008), a mistura formada por agregados, pasta de cimento formam uma microestrutura heterogênea e complexa, o contato entre estes materiais forma uma zona de transição na interface desses componentes, a qual

permite encontrar explicações para a diferença entre os altos valores de resistência à compressão e os baixos de resistências à tração (em torno de 10% a 20% da resistência à compressão). Estes valores esclarecem a necessidade de adicionamento de material resistente à tração, como o aço, ao concreto, na composição de material para uso estrutural.

Continuando, segundo os autores, as características do concreto e de seus componentes são diferentes. O concreto tem um comportamento elástico antes de obter alguma deformação plástica e, finalmente, romper. No entanto, os agregados componentes do concreto, quando submetido a esforços de compressão, se rompem no estado elástico e apresentam resistências maiores às do concreto.

Resistência à compressão é a propriedade de maior importância do concreto endurecido e sua determinação é realizada por meio de ensaios à compressão de corpos-de-prova com dimensões padronizadas. Também é padronizado todo o processo de moldagem, tais como, o tempo que ficam nas formas os corpos-de-prova, tipo e tempo de cura depois de desmoldados e aparelhamento da face (capeamento) pela qual ocorreu a moldagem. Pelo fato de existir muitas variáveis que interferem diretamente na resistência do concreto, os valores das resistências dos corpos-de-prova de um mesmo concreto, isto é, moldados com os mesmos procedimentos e oriundos da mesma betonada, são irregulares. Quanto maior a quantidade de variáveis envolvidas, a contar do processo produtivo, a cura, o tipo de ensaio, os equívocos ocorridos no manuseio ou no procedimento, maiores serão as diferenças nos resultados.

As peças estruturais de concreto apresentam tensões de tração e deformações quando são sujeitadas à ação de momentos fletores e força cortante em suas seções transversais. No momento que a peça estrutural ficar exposta a tensões que se aproximam do limite da resistência à tração, há uma enorme possibilidade de iniciar o processo de abertura de fissuras, inerente ao material (PAULON, 2005).

O módulo de elasticidade, segundo Metha e Monteiro (2008), é definido como a razão entre a tensão e deformação elástica. No entanto, ainda de acordo com os autores, nos materiais homogêneos o módulo de elasticidade tem sua grandeza retirada das forças de ligações interatômicas, não sendo afetada por alterações microestruturais, diferentemente dos materiais multifásicos e heterogêneos como o concreto. A importância de se conhecer o módulo de elasticidade do concreto em

projetos é necessária, pois, o mesmo exprime a tensão máxima permitida antes de o material sofrer deformações plásticas.

A ductibilidade, de acordo com Metha e Monteiro (2008), é a quantidade de deformação plástica que pode ocorrer antes da ruptura do material. A deformação plástica também conhecida como inelástica acontece quando, após ultrapassar o ponto de escoamento do regime elástico, a deformação será irreversível após a retirada do carregamento.

### 2.1.3 Armadura

De acordo com Bauer (1994), uma das mais importantes propriedades do aço para a construção civil é a resistência à tração. Em boa parte dos metais, e principalmente no aço utilizado na construção civil, após serem submetidos a esforços de tração, em um período inicial as deformações do material são proporcionais às tensões, esta fase é denominado período de deformação elástica. Ao aumentar a tensão, chega-se a um ponto em que se apresentam grandes deformações, mesmo que o carregamento seja estabilizado. Esse ponto, de acordo com Bauer (1994), é o limite de escoamento. Quando atingido e ultrapassado tal limite, as deformações são permanentes.

A durabilidade do aço também é uma característica que merece destaque. De acordo com Bauer (1994), a proteção do aço, para o caso de elementos em concreto armado, é dada por meio do cobrimento e do meio alcalino criado pelo aglomerante. Dessa forma, aumenta-se a durabilidade do metal, pois se evita seu contato com meio atmosférico e a elementos agressivos, aumentando sua resistência contra a corrosão.

Toda peça estrutural de concreto armado precisa ter cobrimento mínimo. Para alcançar este objetivo normalmente utilizam-se espaçadores preferencialmente de argamassa ou concreto. Contudo, conforme Barros e Melhado (1998), não pode haver descontinuidades expressivas da peça de concreto, considerando durabilidade e estética do elemento estrutural.

Sobre o armazenamento do aço, para Barros e Melhado (1998), o posicionamento correto das barras de aço é importante para o bom andamento das atividades de armação, a partir de seu desembarque na obra até mesmo a sua

utilização. A separação das barras por bitolas é importante, para prevenir possíveis enganos na hora da montagem. Segundo Barros e Melhado (1998), é aconselhável proteger as barras das intempéries e evitar o contato direto do aço com o solo. Desse modo, as condições favoráveis para corrosão das armaduras são diminuídas durante sua estocagem.

#### 2.1.4 Concreto Armado

O concreto armado, composto muito utilizado em obras civis, origina-se da integração de barras de aço junto ao concreto. Tal junção é feita para salientar propriedades físicas não inclusas no mesmo, pois, de acordo com Fusco (1976), a armadura tem por finalidade resistir aos esforços de tração solicitantes da estrutura de concreto armado, sem acarretar esforços adicionais com uma função passiva, e também, segundo Botelho e Marchetti (2004), o concreto consegue atingir consideráveis valores de resistência a compressão. No entanto, sua resistência à tração pode apresentar valores dez vezes menores, com isso adiciona-se o aço para que o mesmo se encarregue de suportar as tensões na parte tracionada e, por sua vez, o concreto pela parte comprimida do composto.

No concreto armado, o concreto não exerce apenas a função de suportar as tensões a compressão das estruturas, também é responsável por proteger a armadura com o recobrimento, pois, de acordo com Botelho e Marchetti (2004), o concreto apresenta maior resistência aos ataques por intempéries da natureza e ambientes agressivos que o aço, já que o mesmo ao ser expostos aos agentes atmosféricos oxida-se facilmente.

O concreto e aço unidos trabalham solidariamente, isso só ocorre em virtude das forças de aderência entre o concreto envolto do aço e a superfície do mesmo. Tal aderência é a responsável pelo concreto armado ter um comportamento de material estrutural, uma vez que as barras tracionadas só funcionam no concreto armado quando o concreto se deforma e inicia o alongamento das mesmas, o que caracteriza as armaduras passivas (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2007).

A utilização do concreto armado como material estrutural apresenta várias vantagens de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2007). Sua boa

trabalhabilidade, permite maior liberdade ao projetista, pelo fato de se adaptar facilmente as mais variadas formas, possibilitar a obtenção de estruturas monolíticas, demonstrarem grande durabilidade quando bem executado, por sua viabilidade econômica na maioria das situações, terem melhor resistência ao fogo quando comparado com aço e madeira, apresentarem enorme resistência na maioria das vezes quando requerido por suas solicitações, terem facilidade de ser pré-moldado obtendo maior agilidade, rapidez de execução e técnicas executiva já bem difundidas em todo território nacional.

Seguindo a mesma linha, o concreto armado também oferece desvantagens em sua utilização. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2007), suas estruturas normalmente apresentam peso próprio muito elevado, é um material com boa condutividade térmica e sonora, as intervenções e adequações na maioria das vezes são de difícil execução e quando não se utiliza de estruturas pré-moldadas é necessário a utilização de sistemas de fôrmas e escoramentos, as quais só poderão ser retiradas do local quando o concreto alcançar a resistência necessária.

#### 2.1.5 Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado

O dimensionamento e a elaboração dos projetos de estruturas de concreto armado estão regulamentados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da NBR 6118 (ABNT, 2014) “Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento”, revisão da NBR 6118 (ABNT, 2007).

Segundo MacGregor e Wight (2009), a partir de um conceito já estabelecido ligado à necessidade do usuário, deve-se determinar o dimensionamento das estruturas de concreto armado. Neste intervalo de tempo, é selecionado o sistema estrutural mais indicado para o caso e também são levantadas todas as solicitações da estrutura. Esse sistema deverá resistir aos esforços aplicados de acordo com o resultado das combinações dos elementos, garantindo a capacidade de carga e estabilidade da estrutura, propiciando que a mesma demonstre durabilidade suficiente e um bom estado de utilização de acordo com finalidade prevista.

Para atingir todas essas condições, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece os requisitos para o projeto de estruturas de concreto armado, utilizando o método dos

estados limites, o qual é subdividido em estados limites de serviço e estados limites últimos. Os estados limites de serviço são relacionados à aparência, conforto e a boa utilização da estrutura e os estados limites últimos são referentes à ruptura da mesma.

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2007), neste método a segurança será garantida quando as solicitações equivalentes as cargas majoradas, ou seja, as solicitações de cálculo estejam menores que as solicitações últimas, as quais conduziriam a estrutura à ruptura ou a atingir um estado limite último. No entanto, as resistências características dos materiais devem ser minoradas por coeficiente de ponderação das resistências (resistências de cálculo). Além do mais, a NBR 6118 (ABNT, 2014) indica requisitos para verificação da segurança das estruturas de concreto, como também, para a qualidade e a durabilidade das estruturas de concreto armado sejam garantidas.

Ainda, segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2007), a durabilidade das estruturas de concreto armado depende, principalmente, da qualidade de concreto e da espessura do cobrimento da armadura. Com o propósito de assegurar durabilidade suficiente às estruturas a NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve, entre outras recomendações, parâmetros mínimos para classe do concreto, relação água/cimento do concreto e cobrimento da armadura em função da classe de agressividade ambiental do local no qual a estrutura estará inserida.

## 2.2 PRÉ-MOLDADOS

Segundo El Debs (2000), pré-moldagem é o processo construtivo em que os componentes da obra são moldados fora do local de utilização definitiva e normalmente é relacionado à pré-fabricação e à industrialização da construção.

Na técnica de fabricação dos pré-moldados, a armação pode ter protensão ou não. Quando não protendida, a execução dos elementos de armação segue os mesmos procedimentos que as estruturas moldadas no local. No caso de haver protensão, a armadura é colocada nas pistas de pré-tração para serem pré-traçadas, a qual varia de 60 a 200m de comprimento. Contudo, El Debs (2000)

afirma que a pré-tração é geralmente utilizada em componentes de grandes dimensões, como vigas para pontes.

Segundo El Debs (2000), o elemento pré-moldado pode ser utilizado geralmente em toda Construção Civil, a partir de edificações até as obras de infraestrutura. Os pré-moldados apresentam algumas vantagens, entre elas a significativa redução de custos com utilização de menos fôrmas, a reutilização das mesmas e a diminuição da parcela de cimbramento. O autor destaca, ainda, outras vantagens na produção industrial em série, como, maior controle de qualidade, maior produtividade e a possibilidade de aproveitamento melhor dos materiais na utilização das seções.

Em contraponto, as principais desvantagens da pré-moldagem, ainda conforme este autor, esta associadas à montagem e transporte dos elementos, que se tornam inviáveis economicamente em alguns casos. Outra dificuldade é a respeito ao monolitismo da estrutura, pois às ligações entre os elementos das estruturas pré-moldadas não conseguem ou é difícil de reproduzir as condições dos moldados no local.

Nakamura (2013) afirma que a carência de mão de obra e a necessidade de racionalizar recursos, vêm impulsionando as utilizações de pré-moldados, sendo aproveitado, principalmente, em obras que o prazo de execução é um fator decisivo. Ainda, segundo o autor, após os construtores e projetistas se acostumarem com sistema construtivo, juntamente com a redução de resíduos, à oferta de equipamentos, às normas, os elementos pré-moldados representam o estágio mais desenvolvido no setor e tem grande importância como parâmetro de controle sobre os custos e prazos nas obras.

De acordo com El Debs (2000), a principal preocupação com os elementos de concreto pré-moldado em comparação a elementos moldados no local, estão na apresentação de esforços consequentes das ações nas fases de desmoldagem, armazenamento, transporte e montagem, que podem apresentar maiores solicitações do que às correspondentes à situação definitiva. Com isso, é necessário dimensioná-los para resistir aos esforços adicionais, além dos solicitados pelo uso da estrutura.

Outro problema, muito comum, que diferencia os elementos de concreto pré-moldado das restantes estruturas são as ligações, as quais devem ser analisadas pelo projetista em todas as singularidades que possam ocorrer, com interesse de propiciar o comportamento estrutural desejado. Quanto às ligações, El Debs (2000) afirma que

às ligações rígidas em elementos pré-moldados proporcionam a transmissão de momentos fletores, comportamento semelhante ao de estruturas moldadas no local, no entanto, apresentam maior dificuldade de execução, requerendo mais tempo e ocasionando maior custo à obra. Apesar dos elementos com ligações articuladas serem mais simples no aspecto construtivo, o autor destaca que os mesmos são mais suscetíveis à flexão, com pequena predisposição de redistribuição de esforços em relação aos elementos moldados no local.

A utilização de elementos pré-moldados na construção civil vem crescendo nos últimos anos, isto acontece devido ao fato de apresentarem grandes benefícios, a falta de mão de obra no setor e visível a preocupação com o excesso de resíduos. Nas estruturas de pré-moldados e moldados no local, é imprescindível ter cuidado todo especial com a escolha dos materiais, o dimensionamento, a montagem de fôrmas, como também nos processos de desmoldagem, cura, transporte, montagem, pois sua funcionalidade e segurança dependem das mesmas.

### 2.2.1 Dimensionamento de Estruturas de Concreto Pré-Moldado

De modo geral, as regras e processos de cálculo das estruturas moldadas no local, dispostas na NBR 6118 (ABNT, 2014), aplicam-se às estruturas de concreto pré-moldado.

No entanto a NBR 9062 (ABNT, 2006): “Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado” prevê o dimensionamento de estruturas de concreto pré-moldado e, através do controle de qualidade que é aplicado na fabricação das peças, distingue pré-fabricados de pré-moldados. O primeiro é produzido industrialmente, com um grande controle de qualidade, diferentemente do segundo elemento que não segue tanta rigidez em sua produção. Ainda estão previstos, segundo a NBR 9062 (ABNT, 2006), os itens específicos a respeito de estruturas pré-moldadas, como folgas, tolerâncias aceitáveis e tipos de ligações, os quais se aplicam, também, às estruturas compostas, ou seja, aquelas que são compostas por elementos moldados no local, juntamente com elementos pré-moldados.



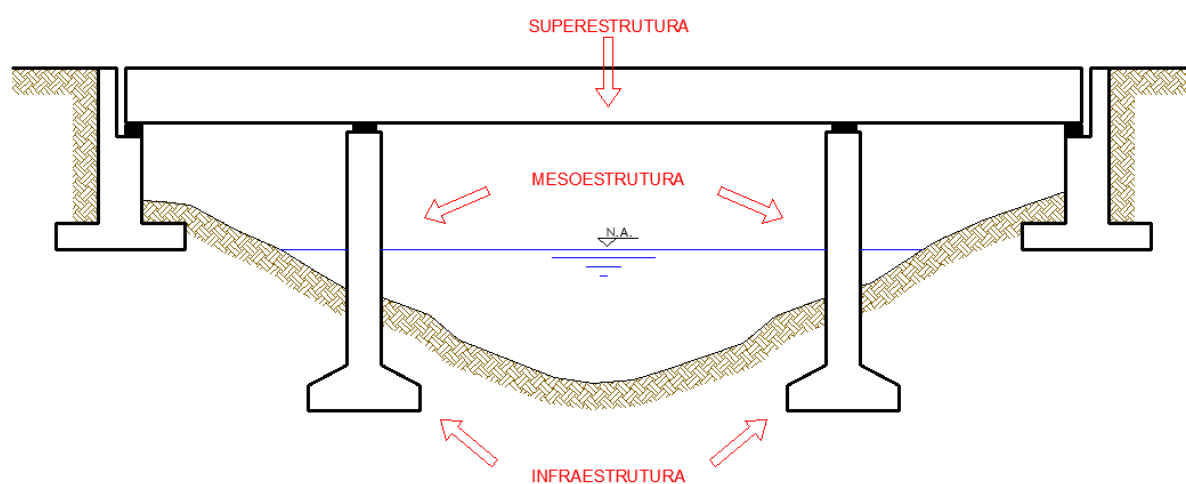
## 2.3 PONTES E VIADUTOS

Obras que são destinadas a estabelecer a continuidade da via de comunicação, ultrapassando obstáculos artificiais ou naturais formado em sua maioria por massas de água são chamadas de pontes, diferentemente de viadutos, onde normalmente o obstáculo é outra via ou um vale (PFEIL, 1983).

### 2.3.1 Estruturas das Pontes

Para entender como os vários tipos de pontes funcionam, segundo Salvadori (2006), deve-se considerar as pontes a princípio pelo ponto de vista estrutural, dado que as mesmas consistem praticamente toda em estruturas, e cada ponte deve ser a melhor solução estrutural para uma situação muito característica.

De acordo com Pfeil (1983), as pontes são constituídas de três elementos principais, quais sejam, a infraestrutura, a mesoestrutura e a superestrutura.



**Figura 1 - Elementos composição de pontes**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa AutoCad.

### 2.3.1.1 Infraestrutura

A infraestrutura é constituída pelas fundações e tem por finalidade transmitir todos os esforços da estrutura para o solo. As fundações, segundo Cavalcante (2005 apud POSSAM e PENNA, 2014 p.26), podem ser profundas ou superficiais. Existem diversos fatores para a seleção do tipo de fundação, porém, é imprescindível estudos para determinação do tipo mais apropriado. Todavia, as fundações rasas têm maiores probabilidades de recalque de sua base, o que prejudicaria a estrutura, sendo essa a opção menos usada.

### 2.3.1.2 Mesoestrutura

Pfeil (1983) entende que a mesoestrutura é formada pelos pilares, os quais têm por finalidade receber as cargas da superestrutura e encaminhá-las para as fundações. De acordo com Freitas (1978), a mesoestrutura tem por objetivo introduzir uma divisão do comprimento da ponte, sem bloquear inteiramente o obstáculo transposto e, geralmente, não estão sujeitos a empuxos de terra.

Os aparelhos de apoio, quando necessários, podem ser enquadrados na mesoestrutura. Os mesmos são elementos localizados entre o pilar e a superestrutura, com intuito de transmitir as reações de apoio e de permitir determinados movimentos da superestrutura. Podem ser fixos ou móveis. Frequentemente utilizam-se placas de neoprene por possuir mais versatilidades e menor custo, diferentemente de apoios metálicos.

### 2.3.1.3 Superestrutura

A superestrutura tem por finalidade receber as cargas, que trafegam sobre a ponte, e vencer o obstáculo. Basicamente a superestrutura é dividida em estrutura principal e secundária. A estrutura principal é encarregada por transferir as cargas

oriundas da estrutura secundária para a mesoestrutura, além de vencer o vão a ser transpassado. A superestrutura é composta por componentes longitudinais, que geralmente são as vigas, conhecidas também como longarinas. A estrutura secundária é composta por um conjunto de elementos que recebem direta ou indiretamente as cargas de utilização da ponte composta de lajes e das transversinas (FREITAS, 1978).

No Brasil, as pontes em vigas são as mais utilizadas. As mesmas podem ser de alma cheia ou celular, retas ou curvas, simplesmente apoiadas ou contínuas. As vigas simplesmente apoiadas geralmente são utilizadas para formação de vários vãos e é muito rotineiro o uso de pré-moldados. Nesse caso, os apoios requerem elementos auxiliares para ligação entre a viga e o pilar. No caso de vigas contínuas, a continuidade das mesmas provoca diminuição dos momentos fletores no meio do vão, assegurando maior eficiência que as vigas simplesmente apoiadas, sendo frequentemente moldadas no local (PFEIL, 1983).

Ao se falar em construir ponte é inevitável lembrar que são inúmeros fatores que podem influenciar na escolhas do sistema estrutural da superestrutura e materiais a ser utilizados, tais como, vão a ser vencido, os tipos de cargas que irão trafegar, a disponibilidade de materiais e mão de obra. Os mesmos devem ser averiguados antecipadamente, conforme as necessidades locais.

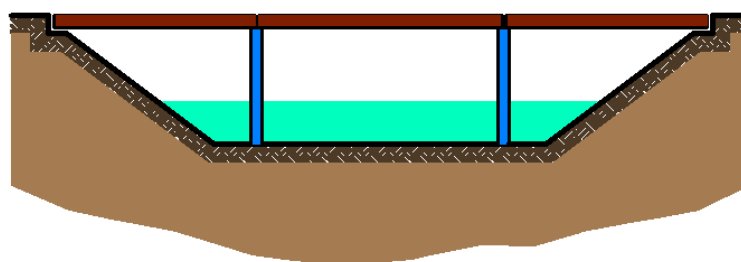
### 2.3.2 Classificação de pontes quanto ao sistema estrutural

De acordo com Marchetti (2008), dependendo do sistema estrutural da superestrutura, as pontes podem ser divididas em categorias diferentes, tais como, em vigas, pórticos, treliças, arcos, estruturas pênses e estruturas atirantadas.

#### 2.3.2.1 Pontes em Viga

Segundo Leonhardt (1979), são incluídas nesta classe as pontes em vigas com dois apoios simplesmente apoiadas, vigas sobre dois apoios com balanços e vigas

continuas. No primeiro, é uma viga isostática, podendo ser colocado em um único ou em uma série de vãos, os quais exigem juntas em todas as extremidades da viga. No caso de vigas com balanço, estas são semelhantes ao primeiro caso, porém devido ao balanço da peça, os esforços de momento estão distribuídos ao longo da estrutura, diferentemente do primeiro caso, que o maior momento se concentra normalmente no meio do vão. O último caso, são as vigas contínuas, que apresentam vantagens em seu sistema estrutural ao ser comparado os dois sistemas anteriores. Por serem estruturas hiperestáticas, apresentam uma distribuição mais equilibrada dos momentos entre os apoios e, vãos e devido a continuidade da viga, exigem menos juntas ao longo da ponte. As juntas móveis exigem manutenção, causam transtornos para o trânsito e encarecem a estrutura.

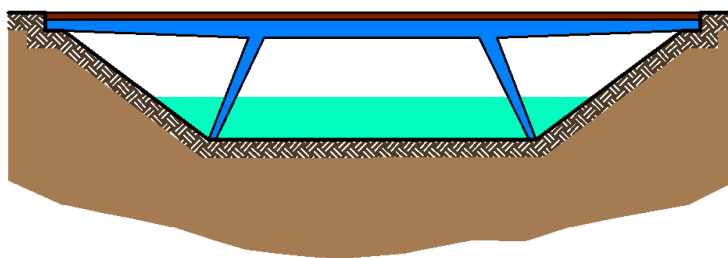


**Figura 2 - Ponte em Viga**

Fonte: Autoria própria, com uso do programa AutoCad.

### 2.3.2.2 Pontes em Pórtico

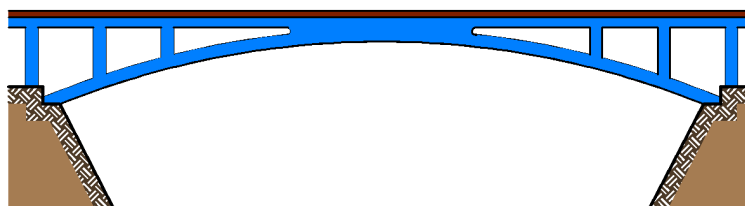
Leonhardt (1979) afirma que pontes em pórticos podem ser hiperestáticas, com nenhuma, uma ou duas articulações por vão ou também isostáticas com três rótulas por vão. O autor ainda define as pontes em pórtico como estruturas em que as vigas têm ligações rígidas à flexão com os pilares ou paredes de encontro que as suportam. Esse tipo de ligação possibilita que a superestrutura transfira parte de seus momentos para a mesoestrutura da ponte, possibilitando, assim, diminuir a altura estrutural necessária no vão.



**Figura 3 - Ponte em Pórtico**  
 Fonte: Autoria própria, com uso do programa AutoCad.

### 2.3.2.3 Pontes em Arco

De acordo com Leonhardt (1979), as pontes em arco podem ser biengastadas, biarticuladas ou triarticuladas. O primeiro caso destes, a estrutura é três vezes hiperestáticas, o segundo caso, a estrutura é uma vez engastada, e a última estrutura, é isostática. Para transposição de vales profundos, estes tipos de pontes são as indicadas, porém os custos deste tipo de estrutura são bastante elevados. O autor ainda ressalta que não é indicado para pontes em concreto armado o modelo de ponte em arco com apenas uma articulação.

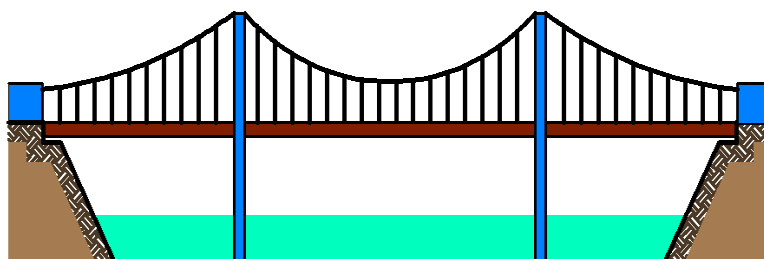


**Figura 4 - Ponte em Arco**  
 Fonte: Autoria própria, com uso do programa AutoCad.

### 2.3.2.4 Pontes Pênséis

Leonhardt (1979) pontua que a ponte pênsil clássica, com pendurais verticais e cabos organizados parabolicamente, não é adequada para pontes de concreto e,

por esse motivo, foi usada em apenas alguns casos excepcionais. A ponte pênsil por ter seus pendurais inclinados, ser ancorada em si mesma, é mais indicada para o caso que tenha carga leve, como de pontes para pedestres.

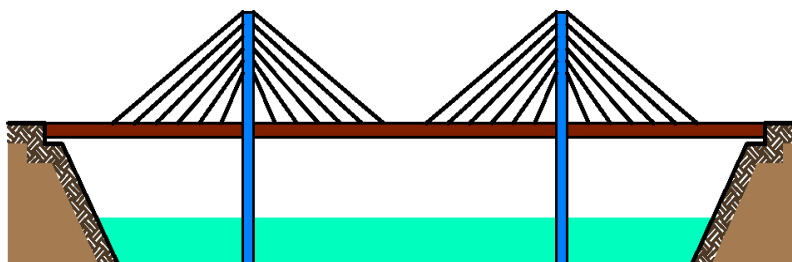


**Figura 5 - Ponte Pênsil**

Fonte: Autoria própria, com uso do programa AutoCad.

#### 2.3.2.5 Pontes Estaiadas

Segundo Leonhardt (1979), esses tipos de pontes são indicadas para vencer grandes vãos. Também podem ser classificadas em dois sistemas estruturais diferentes, conforme o espaçamento e posicionamento dos cabos inclinados que a suportam. Quando existir uma quantidade grande de cabos, pouco espaçados entre si, o sistema estrutural se assemelha ao de uma ponte em balanço. Caso exista uma pequena quantidade de cabos, bem espaçados, e apresentem uma grande distância ao ponto de suspensão, o sistema estrutural se assemelha ao de uma ponte em viga.



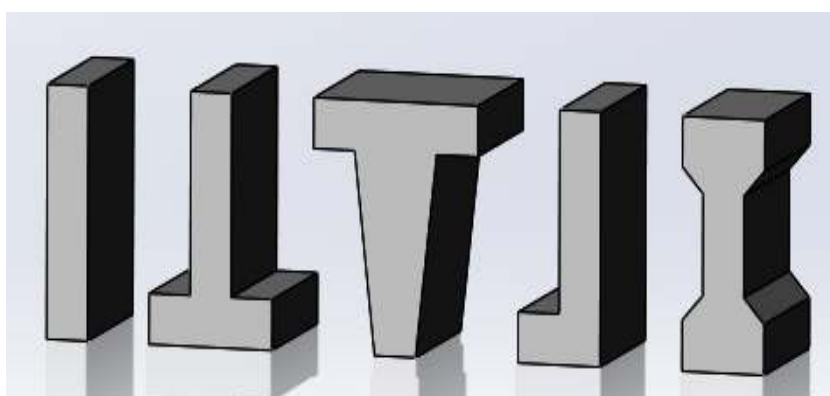
**Figura 6 - Ponte Estaiada**

Fonte: Autoria própria, com uso do programa AutoCad.

### 2.3.3 Pontes com Elementos Pré-Fabricados

O dimensionamento e execução dos projetos de estruturas de concreto armado estão regulamentados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da NBR 6118 (ABNT, 2014).

De acordo com El Debs (2000), a utilização da pré-fabricação do concreto nas pontes, aplica-se principalmente na superestrutura e normalmente é empregada com vigas simplesmente apoiadas dispostas na direção longitudinal ao eixo da ponte, de forma que vençam os vãos. O autor indica, ainda, diversos tipos de seções transversais dos elementos para a montagem da superestrutura. Podem ser empregadas seções do tipo painel, seção caixão, seção T, seção I, seção T invertido, seção trapezoidal e seção U.



**Figura 7 – Ilustração de perfis de vigas pré-moldadas em concreto**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SolidWorks.

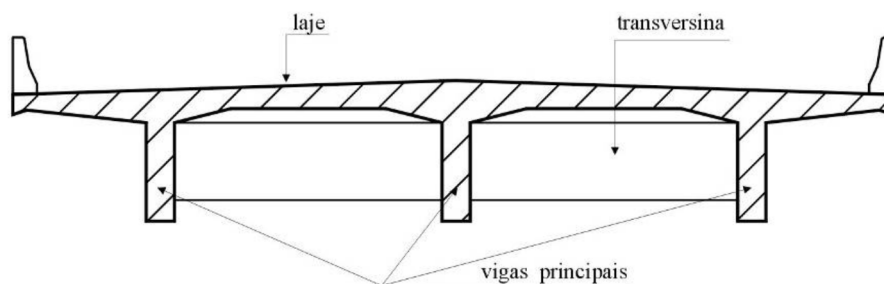
A utilização de elementos pré-fabricados para a construção de pontes torna-se econômica quando é necessário construir diversas pontes semelhantes ou pontes com muitos vãos iguais, conforme um projeto típico. Além do mais, devem estar à disposição os meios de transporte, equipamentos de elevação e os caminhos de acesso adequados para que a aplicação dos pré-fabricados continue economicamente viável (LEONHARDT, 1979).

## 2.4 TIPOS DE ALARGAMENTO DE PONTES

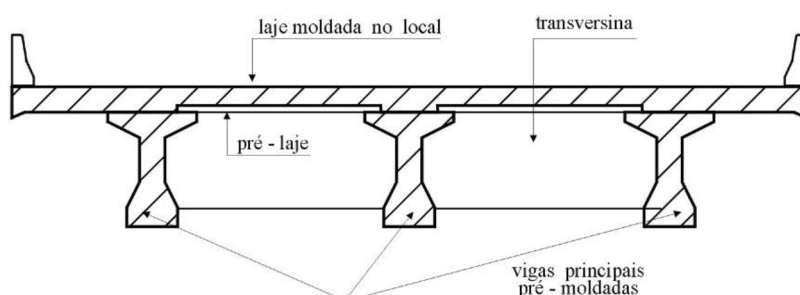
Segundo Vitório (2013), ponte com tabuleiro em vigas de concreto armado ou protendido é o sistema estrutural mais utilizado em construções. Em torno de 94% das obras utilizam este tipo de sistema, informações obtidas do DNIT(2013). Podendo se classificar em dois tipos de sistemas, com tabuleiro em grelha de duas vigas e de vigas múltiplas.

Ainda, segundo o autor, para pequenas pontes com vão máximo da ordem de 15,00m, são utilizados tabuleiros em lajes maciças de concreto armado. O tabuleiro celular é outro tipo de sistema bastante utilizado, principalmente nas obras de viadutos não lineares (curvos) em estrutura contínua, no qual possibilita uma moderada distribuição transversal dos esforços nas vigas principais e grande resistência à torção.

Nas figuras abaixo, é possível encontrar os principais sistemas estruturais existentes nas rodovias brasileiras da atualidade, em se tratando de tabuleiros de pontes.

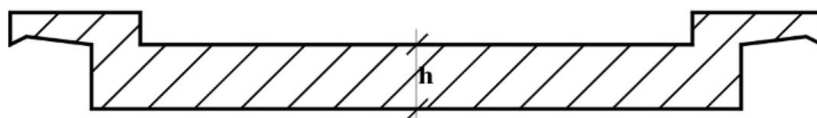


**Figura 8 – Vigas e lajes de concreto moldadas no local**  
 Fonte: VITÓRIO, J. A. P. (2013).

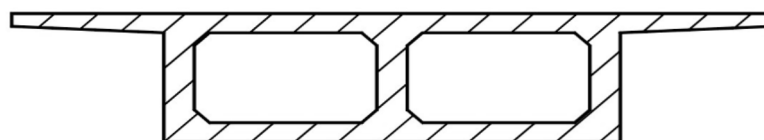


**Figura 9 – Vigas pré-moldadas**  
 Fonte: VITÓRIO, J. A. P. (2013).





**Figura 10 – Laje maciça**  
Fonte: VITÓRIO, J. A. P. (2013).



**Figura 11 – Tabuleiro celular**  
Fonte: VITÓRIO, J. A. P. (2013).

De acordo com Vitório (2013), as primeiras pontes rodoviárias que sofreram intervenções de reforço e alargamento, o qual consistia em aumentar a pista de rodagem e incluir passeios para pedestres, foram executadas por meio do acréscimo de duas novas vigas de cada lado do tabuleiro. A ligação entre tabuleiro existente com o de alargamento não estava previsto, de maneira que, para efeito estrutural, a superestrutura que foi alargada tornava-se constituída por tabuleiros independentes, separados por juntas longitudinais ao longo de toda a extensão da ponte. Ainda, de acordo com autor, é possível encontrar uma considerável quantidade de pontes alargadas com este tipo de sistema em operação nos dias atuais, de modo que tal sistema de alargamento passou a ser o principal responsável por instalação de grandes manifestações patológicas, provocadas pela infiltração de água nas juntas entre o tabuleiro original e de seus alargamentos laterais. No entanto, tal tipo de alargamento está em extinção, e recomenda-se que as juntas longitudinais sejam eliminadas, onde passe a utilizar emendas nas seções longitudinais dos tabuleiros após uma análise estrutural.

A partir de meados da década de 90, a atividade de projeto de reforço e alargamento de pontes rodoviárias no Brasil passou a ter importância significativa entre a comunidade técnica, pois neste período deram-se início a algumas obras de alargamento e duplicação de rodovias federais e estaduais. No entanto, uma grande quantidade de obras de adequação de pontes antigas aos novos gabaritos se deu nos últimos dez anos (VITÓRIO, 2013).

Evidentemente que na atualidade existem grandes inovações, quanto aos métodos usados para o alargamento e reforço, porém, em sua maioria são empregados normalmente dois processos construtivos. Segundo Vitório (2013) um dos métodos, consiste no ampliação lateral com novas longarinas de concreto armado moldadas, incorporadas ao tabuleiros antigo, que se caracteriza uma nova grelha. O outro processo consiste em um alargamento da laje com a aplicação de protensão transversal, junto com reforço das vigas existentes com protensão longitudinal externa.

#### 2.4.1 Método de alargamento com concreto armado moldado no local

Segundo Vitório (2013), esse método construtivo é largamente empregado em ampliação de pontes, principalmente nas de pequeno porte. Para tal método se adota o modelo de grelha, o qual se solidariza com todas vigas e lajes (novas e antigas) com o tabuleiro ampliado. Essa solidarização entre as estruturas, geralmente é feita por meio de uma camada de concreto sobre a parte existente e ampliada do tabuleiro da ponte, evitando assim os inconvenientes decorrentes das duas juntas longitudinais.

#### 2.4.2 Método de alargamento com protensão externa

Conforme Vitório (2013), esse método de alargamento ou reforço é muito utilizado em pontes antigas quando existe a necessidade de adequação da capacidade de carga, pois com a ampliação das pontes, as estruturas devem ser reforçadas para atender aos esforços oriundos da nova distribuição das cargas nos tabuleiros alargados. O autor ainda afirma que, após a execução de protensão, em pontes antigas, a capacidade de carga das longarinas e da laje do tabuleiro tem uma melhora no desempenho estrutural. Mesmo porque o efeito da protensão melhora a resistência ao cisalhamento, diminui significativamente a fissuração e ainda aumenta a rigidez da estrutura.

Ainda, de acordo com Vitório, a protensão pode ser efetuada nas modalidades limitada, total e parcial. A protensão limitada é quando ocorrem tensões de compressão mais brandas no concreto e permite-se tensões de tração limitadas. Diferentemente da limitada, a protensão total configura-se pela extinção de tração no concreto para as combinações desfavoráveis das cargas em serviço. Na protensão parcial utilizam-se tensões de compressão ainda menores do que na modalidade limitada, de maneira que as tensões de tração existentes no concreto sejam bem mais elevadas para as combinações desfavoráveis das cargas. Em geral, recomenda-se que seja adotada a protensão limitada para o projeto de pontes, devido ao fato de proporcionar soluções mais acessíveis economicamente.

#### 2.4.3 Método de alargamento com vigas pré-moldadas

Geralmente em pontes construídas com concreto armado moldado no local, a aplicação de peças pré-moldadas no alargamento do tabuleiro caracteriza-se pelo emprego de elementos compostos, cujas segmentos resistentes são definidas por componentes pré-moldados de seção parcial, integralizadas com concreto moldado no local. No entanto, a utilização do concreto pré-moldado em pontes delimita-se aos tabuleiros com vãos não superiores a 40m, pois, conforme as delimitações como pesos e dimensões, possibilitam que os elementos sejam produzidos em fábrica e transportadas para os locais das obras. Frequentemente, conforme a disponibilidade de espaço, os elementos são moldados no próprio canteiro da obra e, em seguida, são içadas e posicionadas em seu local final (VITÓRIO, 2013).

Devido ao fato de ser uma seção composta por dois concretos com características diferentes, o módulos de elasticidades devem ser considerado por uma análise diferenciada. El Debs (2000) declara que para concreto moldado no local o módulo de elasticidade deve ser 0,85 do módulo de elasticidade do concreto pré-moldado.

Segundo Vitório (2013), a utilização de vigas pré-moldadas de concreto já está consolidada como uma opção para o caso de projetos de pontes, tanto pela garantia da qualidade do concreto, quanto pela rapidez de execução, normalmente proporcionado pelos pré-moldados. Mas, em se tratando de alargamento de pontes,

a utilização de pré-moldados ainda não está tão difundida quanto as construções de novas pontes com tais elementos. No entanto, é uma técnica que vem sendo bastante utilizada atualmente.

#### 2.4.4 Método de alargamento com vigas mistas

De acordo com Vitório (2013), a definição de vigas mistas é a junção de vigas metálicas com um tabuleiro de concreto. Todavia, para que isso seja possível, é necessário garantir a solidarização estrutural entre os dois materiais, normalmente isso ocorre através de elementos de ligação, denominados como conectores de cisalhamento, sendo o conector tipo *Stud Bolt* um dos mais utilizados. Ainda, conforme o autor, no Brasil foram projetadas e construídas diversas pontes mistas com vigas “I” ou “caixão”, nos últimos anos. No entanto, diferente do que acontece nos Estados Unidos e em países da Europa onde esse tipo de construção é mais comum, o conhecimento sobre a utilização deste sistema construtivo em obras de alargamento e reforço de pontes antigas, ainda está pouco difundida, devido a poucos estudos sobre o assunto. Por esse motivo, existe a necessidade de acrescentar este assunto em estudos e pesquisas, o qual possibilite conhecer as particularidades do seu desempenho estrutural, especialmente no que está relacionado às diferenças com o sistema habitual em concreto armado.

## 2.5 SOLICITAÇÕES NAS PONTES E VIADUTOS

A NBR 7187 (ABNT, 2003) prevê vários critérios para o dimensionamento das pontes de concreto armado, dentre eles estão enquadradas as ações que podem ser classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais.

### 2.5.1 Ações Permanentes

Segundo a NBR 7187 (ABNT, 2003), ações permanentes são aquelas no qual as intensidades podem ser classificadas como constantes. São consideradas também as que crescem ao decorrer do tempo, que tendem a um valor limite constante, tais como, a da carga originária do peso próprio dos elementos constituintes da ponte, cargas provenientes de pavimentação, cargas de empuxos da terra, as forças de protensão e as deformações impostas.

### 2.5.2 Ações Variáveis

De acordo com a NBR 7187 (ABNT, 2003), são ações variáveis que tem caráter provisório como cargas móveis, cargas de construção e cargas de vento, pressão da água em movimento, entre outras.

### 2.5.3 Cargas móveis

A NBR 7188 (ABNT, 2013) prevê valores característicos das cargas móveis rodoviárias de veículos sobre pneus e ações de pedestres, em projetos de pontes. Segundo a mesma, as cargas são obtidas por meio de ponderação de cargas estáticas utilizando coeficientes que levam em consideração, o impacto vertical devido ao efeito dinâmico, o número de faixas de tráfego, as juntas estruturais e as juntas nas extremidades da obra. As cargas móveis podem ser movimentadas para qualquer posição em toda a pista rodoviária a fim de assumir os efeitos mais desfavoráveis à estrutura.

#### 2.5.4 Ações Excepcionais

Conforme a NBR 7187 (ABNT, 2003), ações excepcionais são aquelas que acontecem em ocasiões anormais, como choques de objetos móveis, explosões, fenômenos naturais pouco frequentes, tais como, ventos ou enchentes e sismos.

## 2.6 DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

Quando um elemento é submetido a um carregamento, sua resposta pode ser dividida em duas partes, uma imediata e outra ao decorrer do tempo. Ambas devem estar conforme normas técnicas vigentes, que preveem deformações, tensões, flechas, fissuração, tanto no Estado Limite de Serviço, quanto no Estado Limite Último.

A retração e fluência são propriedades reológicas do concreto fresco e endurecido, uma vez que se um elemento estiver sujeito a um carregamento prolongado, sua resposta será uma deformação gradual em função do tempo, causado por ambas as propriedades.

As principais causas de retração e fluência no concreto é a perda de água adsorvida, pois, segundo Metha e Monteiro (2008), uma pasta de cimento saturada perderá a estabilidade dimensional quando submetida a umidade do ambiente sem saturação, especialmente porque a perda de água fisicamente adsorvida do silicato de cálcio hidratado (C-S-H) resulta em deformação por retração. Semelhantemente a deformação por fluência, acontecerá quando uma pasta de cimento hidratada é sujeitada à tensão constante, dependendo do espaço de tempo e da relevância da tensão aplicada, o C-S-H perde uma grande quantidade de água fisicamente adsorvida. Os autores também pontuam que isso não significa que não existam outros fenômenos que possam causar fluência no concreto. No entanto, os autores concluem que apesar de existirem outras causas que contribuem para esses fatores, pressupõem que, tanto a retração por secagem, quanto as de fluências no concreto sejam equivalentes, especialmente, à remoção da água adsorvida da pasta do

cimento hidratado. A diferença é que, em um caso, a força que leva a este fenômeno é a umidade diferencial relativa entre o concreto e o ambiente, enquanto, no outro, é relativo à tensão constante aplicada. O C-S-H é o componente da pasta de cimento hidratado, que compõem a maior parte dos sólidos, com isso torna-se uma das principais fases na determinação da propriedades da mesma.

Silicato de cálcio hidratado. A fase silicato de cálcio hidratado, abreviada como C-S-H compõe de 50 a 60% do volume sólidos em uma pasta de cimento completamente hidratada e é, portanto, a fase mais importante, determinando as propriedades da pasta (METHA e MONTEIRO, 2008, p. 29).

Segundo Neville (1997), o concreto quando submetido a um carregamento, tal como em vários outros materiais, as deformações podem ser plásticas (não reversíveis) viscoelásticas (parcialmente reversíveis, contendo de uma fase elástica e outra viscosa) e elásticas (reversíveis).

A deformação plástica é instantânea, irreversível, em que não existe proporcionalidade entre a tensão aplicada e deformação plástica, ou entre tensão e velocidade de deformação e, também, não existe variação volumétrica do material (NEVILLE, 1997).

A deformação viscoplástica segundo Neville 1997, é irreversível no descarregamento, e ao contrário da deformação plástica, tal deformação, sempre depende do tempo e existe proporcionalidade entre a tensão aplicada e a velocidade de deformação viscosa.

A deformação elástica é linear, instantânea e recuperável ao fazer o descarregamento da estrutura, tendo como princípio a lei de Hooke a relação tensão deformação.

A carga aplicada em uma estrutura causa-lhe deformações, no entanto, existe deformações ligadas ao concreto ocasionada pela perda de água, chamada de deformação por retração. Deste modo, a deformação no concreto pode ser classificada da seguinte maneira: retração plástica, retração autógena, retração por secagem, retração por carbonatação, deformação térmica, deformação imediata ou instantânea e deformação lenta ou fluência.

### 2.6.1 Retração Plástica

A retração plástica ocorre com o concreto ainda não endurecido, sua deformação é devido a perda de água, por causa da exposição de sua superfície às intempéries como vento, baixa umidade relativa do ar e altas temperaturas, as quais podem levar também à fissuração, conhecida como dessecação superficial. Tal fenômeno pode ser intensificado com um maior consumo de cimento, a relação água/cimento alta e as proporções de finos no concreto elevados, estando ligado ao fenômeno de exsudação. Se a evaporação da água da superfície for mais rápida que a exsudação, podem ocorrer fissuras por retração plástica (HASPARYK et al, 2005)

### 2.6.2 Retração autógena

A redução do volume do material cimentício na hidratação do cimento após o início de pega, é denominado como retração autógena. A mesma é resultante da retirada de umidade dos poros capilares pela hidratação do cimento ainda não hidratado. Vale ressaltar que, a perda ou redução de ganho de umidade para o ambiente, variação de temperatura e restrições, não são as causadoras da retração de volume que ocorre na retração autógena (NEVILLE, 1997).

Em uma estrutura com teores de cimento maiores, relações de água/cimento elevadas e temperaturas muito altas, a deformação autógena tende a aumentar (NEVILLE, 1997), com isso, cabe aos responsáveis pela execução das estruturas, diminuir tais fatores para amenizar as consequências de tais fatores.

### 2.6.3 Retração por secagem

Retração por secagem também conhecida por hidráulica, é propriedade que consiste na contração irreversível decorrente a variação de umidade das pastas de



cimento, argamassa ou concreto, da mesma maneira que em outros materiais, onde a estrutura interna tenha porosidade (EQUIPE DE FURNAS, 1997).

Esta deformação uma das principais causadoras de fissuração de uma estrutura, onde a mesma está associada a perda de umidade para o meio ambiente, a qual faz com que assuma papel importante, pois sua ocorrência pode afetar a durabilidade do concreto (KALINTZIS, 2000).

#### 2.6.4 Retração por carbonatação

Este fenômeno é provocado pela reação dos produtos hidratados do concreto com o CO<sub>2</sub>, que além de neutralizar a natureza cristalina da pasta de cimento hidratado causa a sua retração. Quando o CO<sub>2</sub> é fixado pela pasta de cimento, a massa deste aumenta. Conseqüentemente, também, aumenta a massa do concreto. A compressibilidade da pasta de cimento é aumentada temporariamente, provavelmente, devido à dissolução dos cristais de Ca(OH)<sub>2</sub> enquanto sujeito a tensões de compressão e à deposição de CaCO<sub>3</sub> nos locais livres de tensão (HASPARYK et al, 2005).

#### 2.6.5 Deformação térmica

Segundo Rüsç (1981), a deformação térmica de uma estrutura de concreto, depende de vários fatores, tais como o gradiente térmico, o coeficiente de dilatação térmica do material e a que estarão submetidas. A influência da temperatura em peças estruturais esbeltas de concreto não são significativas, porém, em peças estruturais de grande porte, são atingidas com bastante intensidade por essas mudanças, pela grande influência do calor de hidratação associada à baixa quantidade de dissipação de calor, propriedades do concreto massa.

A retração por origem térmica é devida ao calor gerado durante a hidratação do cimento Portland, que causa tensões térmicas que tracionam o concreto na fase de resfriamento. Estes problemas ocorrem principalmente em estruturas massivas,

onde o esfriamento à temperatura ambiente pode levar à fissuração (HASPARYK et al, 2005).

#### 2.6.6 Deformação imediata ou instantânea

A deformação imediata ou instantânea, ocorre no momento em que é aplicado a carga em uma estrutura, onde a velocidade de aplicação da carga, influencia na deformação instantânea anotada (RÜSCH, 1981).

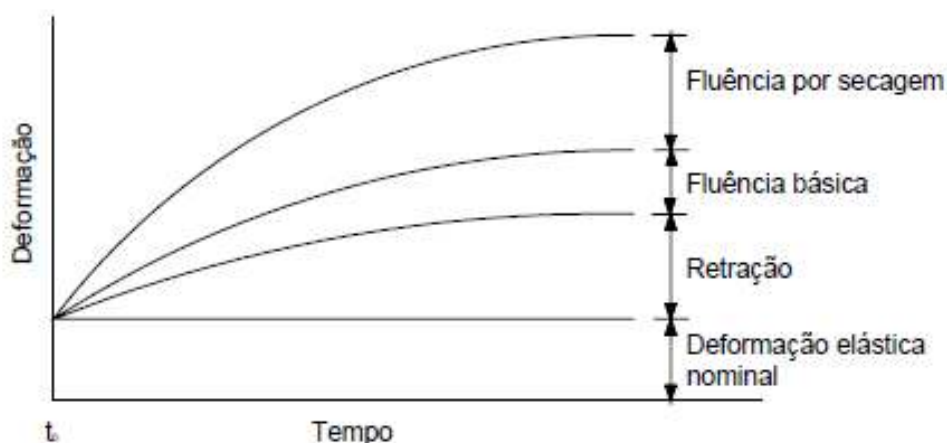
#### 2.6.7 Deformação lenta ou fluência

De acordo com Rüsçh (1981), a fluência do concreto deve ser atribuída à dispersão de água causada pela carga oriundo de um meio externo. Para as camadas de água absorvida da estrutura porosa, bem como o efeito das tensões capilares, ou seja, ao se aplicar a carga no concreto, existe uma distribuição da mesma ao longo da estrutura sólida e pelas águas contidas nos poros.

De acordo com Neville (1997), fluência pode ser definida como o aumento de deformação perante um tensão constante, ou caso a deformação for mantida constante, a fluência se manifesta como relaxação, ou seja, com uma redução progressiva da tensão com o tempo.

Segundo Mehta e Monteiro (2008) a fluência por secagem é uma fluência adicional que ocorre quando a peça está sob secagem. Tal condição ocorre quando a umidade relativa 100%, a qual, geralmente acontece em estruturas de grande porte onde a retração por secagem pode ser desprezada.

A fluência total consiste na soma da fluência básica, da fluência por secagem e a deformação total. A deformação total é obtida com soma da deformação devido a fluência total e a deformação por retração (NEOVILLE, 1997). No Gráfico 1 pode ser observado deformação versus tempo e as ocorrências de fluência e retração.



**Gráfico 1 - Deformação versus tempo em concreto submetido à carga constante**  
 Fonte: (NEVILLE, 1997).

Para fins práticos, se faz uma diferenciação arbitrária: a deformação que ocorre imediatamente ou simultaneamente à aplicação do carregamento é considerada elástica e o aumento subsequente desta deformação devido à carga constante é considerado como fluência (SAMPAIO, 2004)

Segundo Souza e Ripper (1998), as deformações citadas proporcionam a redistribuição de tensões, perdas de protensão, um aumento das flechas e curvaturas. Os efeitos causados pelos fenômenos reológicos podem ser previstos através de um conhecimento das propriedades de retração e fluência do concreto utilizado e procedimentos analíticos ou numéricos que processem esses efeitos na solução da análise da estrutura.

Ainda, de acordo com Souza (1998), existem três requisitos básicos da análise de qualquer estrutura, em que uma solução analítica de uma estrutura sujeita à retração e à fluência deve satisfazer, que são o equilíbrio de forças, a compatibilidade de deslocamentos e as equações constitutivas. Para a verificação do dimensionamento de estruturas em concreto armado e protendido foram elaborados inúmeros métodos numéricos e analíticos. Porém, como todo método, possui níveis de aperfeiçoamento e estimativas inerentes à modelagem matemática.

### 3. METOLOGIA DE TRABALHO

Neste capítulo é apresentada a análise da interface de ligação alargamento de OAE estrutural da superestrutura de uma ponte, a qual foi realizada em vigas e lajes moldadas no local, sujeitas à ampliação com vigas pré-moldadas e lajes confeccionadas no local, tal ampliação para ambos os lados configurando uma estrutura simétrica.

É importante ressaltar que o objeto deste estudo está direcionado para os fatores relacionados ao tabuleiro (original e alargado) da ponte, isto é, a modelagem realizada por elementos finitos e análises da interface de alargamento estão limitadas ao componente conhecido como superestrutura das pontes. Com isso, as questões relativas as fundações (infraestrutura) e aos pilares e encontros (mesoestrutura) não serão abordados neste estudo, mas, sim, apenas comentadas naqueles pontos em que possam ser considerados relevantes.

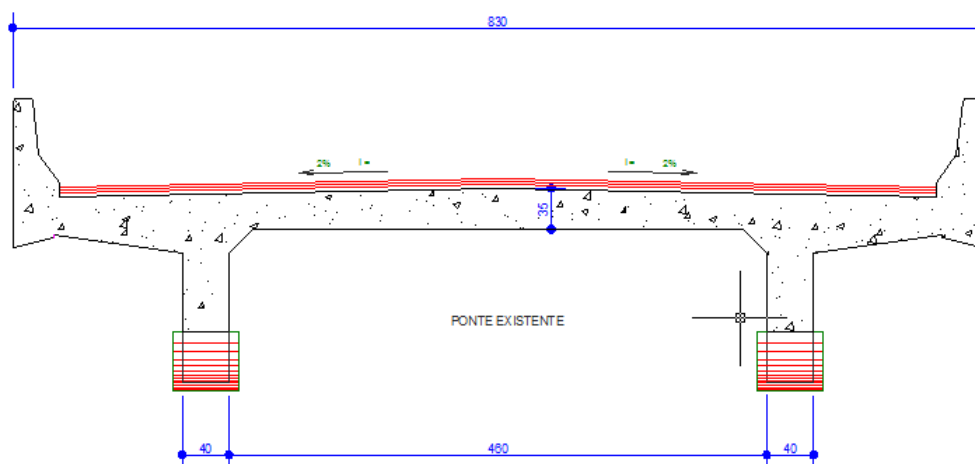
É importante destacar que os estudos aqui apresentados se referem ao tabuleiro da obra de arte em estudo, isto é, são analisados os acréscimos de esforços na estrutura, gerados pelos efeitos da retração, módulo de elasticidade do concreto, com uso de modelagens por elementos finitos e por métodos clássicos.

#### 3.1 SELEÇÃO DA OBRA DE ARTE ESPECIAL A SER ESTUDADA

Para a realização do estudo estrutural da interface de alargamento, foi escolhida uma ponte existente construída na década de 70. A mesma está situada no estado do Paraná, na rodovia BR-476, localizada no subtrecho entre Lapa e São Mateus do Sul, no quilômetro 197,7.

Sua configuração inicial é de uma ponte de vigas e lajes de concreto moldadas no local, de 8,30 metros de largura de seção transversal, com 16,80 metros de comprimento longitudinal, constituída com duas vigas longitudinais com as seguintes dimensões de 0,40 metros por 1,00 metro e com os apoios localizados em suas extremidades. Como é possível ver na Figura 12, a sua geometria e dimensões

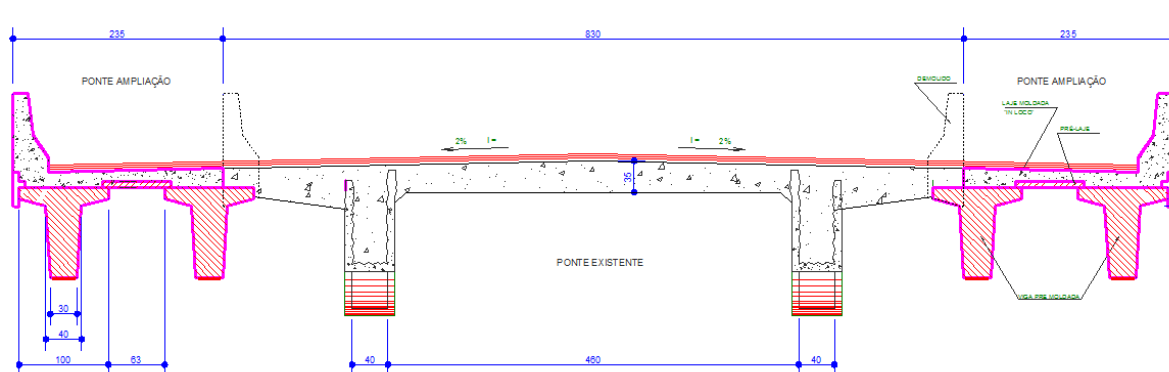
seguem padrões das normas da época, com isso o valor da resistência a compressão utilizado para os cálculos das variáveis foi de 18MPa, valor este normalmente utilizado na década de 70.



**Figura 12 - Tabuleiro da ponte existente**  
Fonte: Confeção Própria.

Como se trata de uma ampliação de ponte envolvendo vigas pré-fabricadas, o procedimento de alargamento utilizado, foi o método de alargamento com vigas em pré-moldados descrito no item 2.4.3.

Na Figura 13, observa-se, que o alargamento foi realizado em ambos os lados, caracterizando uma ampliação simétrica, utilizando em sua extensão duas vigas pré-moldadas para cada parte aumentada, com isso, a ponte passou de 8,30 metros para 13,00 metros de largura transversal, isto é, um acréscimo de 2,35 metros para direita e para esquerda.



**Figura 13 - Tabuleiro da ponte com ampliação**  
Fonte: Confeção Própria.

As características referentes ao sistema estrutural, aos vãos e aos materiais empregado, a classifica como Obras de Arte Especiais típicas das rodovias federais brasileiras, conforme os dados do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes).

### 3.2 ANÁLISE E SELEÇÃO DOS PROGRAMAS DE CÁLCULO COM MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS E TIPO DE ELEMENTO A SER EMPREGADO

Os programas de análise estrutural são utilizados praticamente em todo mundo e através deles podem-se analisar e projetar uma estrutura dentro de parâmetro pré-estabelecidos, utilizando uma interface gráfica, geralmente de fácil utilização.

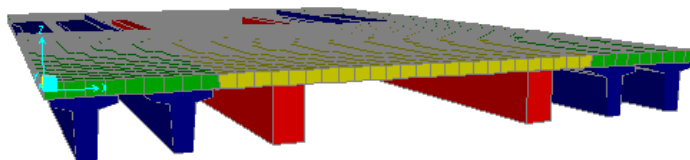
O SAP2000, versão 14, é um software comercial difundido em todo mundo, seus cálculos são realizados a partir da subdivisão da estrutura por elementos finitos, isto é, transforma a estrutura em pequenas regiões para que sejam efetuados os cálculos. Para apuração dos resultados é necessário a discretização da estrutura e sua precisão varia conforme o número de elementos finitos no qual a estrutura é subdividida, isto é, quanto maior o número de discretizações, melhor será apuração do seu resultado.

Considerando as dimensões da ponte, o modelo foi dividido em elementos de placa de 30cm, sendo o modelo então discretizado em uma malha 30cmx30cm. A malha do modelo foi construído para representar a laje da ponte e para as vigas foram utilizadas elementos de barras.

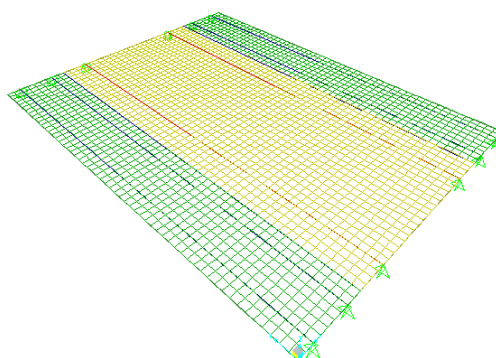
A definição da malha se deu a partir de uma análise inicial de quatro tamanhos iniciais, 100x100cm, 50x50cm, 30x30cm e 20x20cm. Com isso, verificou-se que os resultados do modelo com a malha de 30x30cm apresentaram resultados bastante satisfatórios, não obtendo diferenças significativas quanto ao modelo de malha de 20x20cm.

Esta discretização de 20cm, alcançou ótimos resultados, no entanto, sua malha não obteve uma boa adaptação com as dimensões da ponte objeto de estudo.

Na Figura 14 e 15 que seguem podem ser observados dois modelos 3D.



**Figura 14 – Modelo estrutural 3D extrudado**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.



**Figura 15 - Modelo estrutural 3D com elementos de barras e placas**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

### 3.2.1 Forças internas de elementos de barras

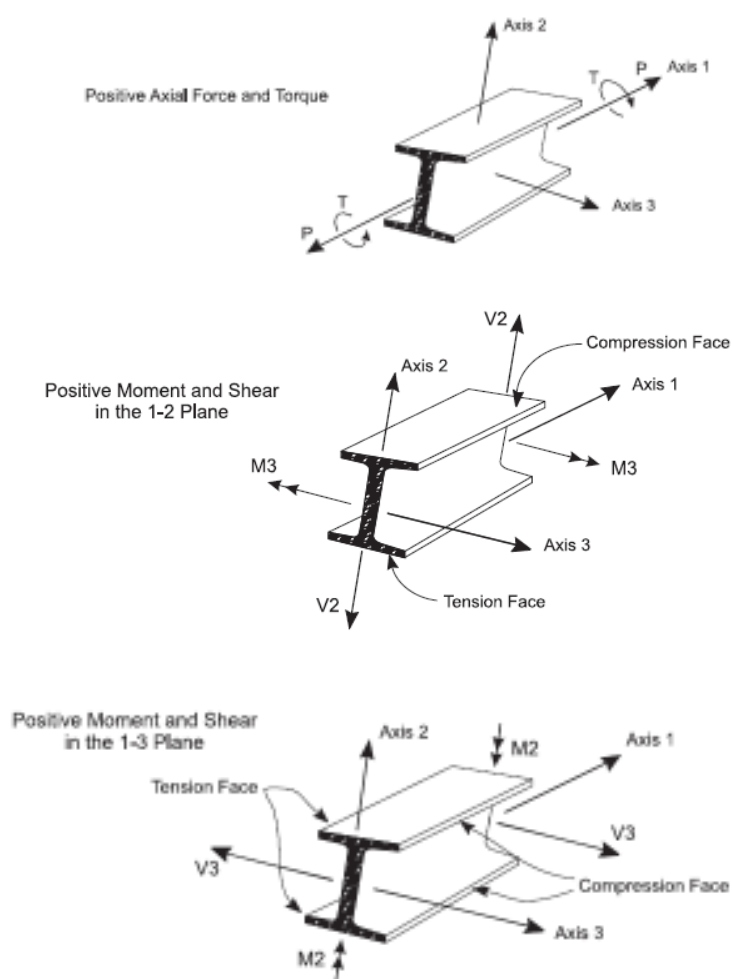
Para uma melhor análise dos resultados, é necessário um bom entendimento sobre as forças atuantes nos modelos de elementos finitos. As forças internas do elemento Frame são as forças e momentos que resultam da integração das tensões sobre uma seção transversal de elemento. Essas forças internas são:

- P, a força axial
- V2, a força de cisalhamento no plano 1-2
- V3, a força de cisalhamento no plano 1-3
- T, o torque axial
- M2, o momento de flexão no plano 1-3 (cerca do eixo 2)
- M3, o momento de flexão no plano 1-2 (cerca do eixo 3)

Essas forças e momentos internos estão presentes em cada seção transversal ao longo do comprimento do elemento.

Forças internas positivas e o torque axial que atua sobre uma face positiva 1 está orientado na direção positiva do eixo de coordenadas locais do elemento. Forças internas positivas e torque axial atuando sobre a face negativa estão orientadas na direção negativa da coordenadas locais do elemento eixo. A face positiva 1 é aquela cuja normal para fora (apontando para longe do elemento) está na direção local positiva 1.

Os momentos de flexão positivos causam compressão nas faces 2 e 3 superior e tração nas faces 2 e 3 inferior. As faces 2 e 3 positivas são aquelas faces no direções positivas 2 e 3 locais, respectivamente, do eixo neutro. Na figura 16 estão mostradas as forças existentes em um elemento Frame.



**Figura 16 - Esforços atuantes em elementos de barra**  
 Fonte: Adaptado de Computer and Structures (2007).



### 3.2.2 Força interna de elementos Shell

Os forças atuantes no elemento Shell são as forças por unidade de área que atuam dentro do volume do elemento para resistir ao carregamento. Essas tensões são:

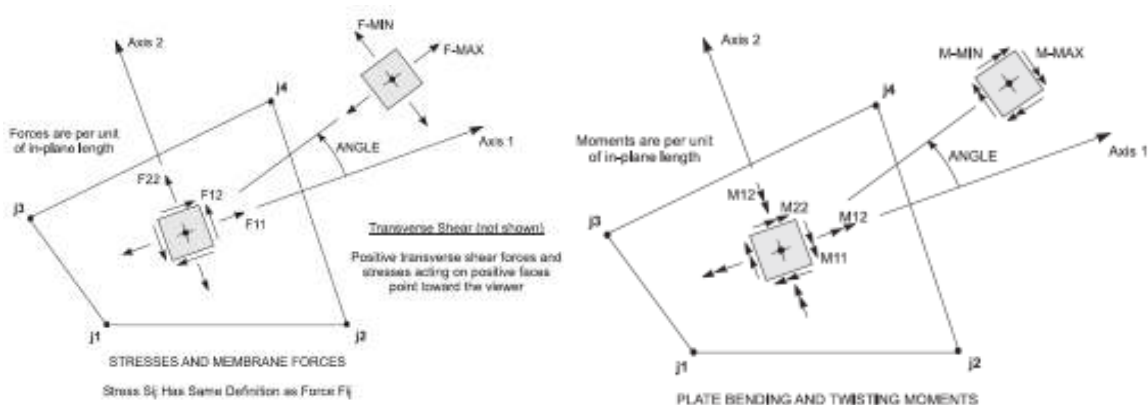
- Esforços diretos no plano:  $S_{11}$  e  $S_{22}$
- Esforço de cisalhamento no plano:  $S_{12}$
- Esforços de cisalhamento transversais:  $S_{13}$  e  $S_{23}$
- Esforço direto transversal:  $S_{33}$  (sempre assumido como zero)

As três tensões no plano são adotadas como constantes ou variam linearmente através da espessura do elemento.

As duas tensões de cisalhamento transversais são adotadas como constantes através da espessura. A distribuição real do esforço de cisalhamento é parabólica, sendo zero na parte superior e inferior das superfícies e tendo um valor máximo ou mínimo na superfície média do elemento.

As forças internas do elemento Shell são as forças e momentos que resultam da integração das tensões sobre a espessura do elemento. Essas forças internas são:

- Forças diretas da placa:  $F_{11}$  e  $F_{22}$
- Força de cisalhamento da placa:  $F_{12}$
- Momentos de flexão da placa:  $M_{11}$  e  $M_{22}$
- Momento de torção de placas:  $M_{12}$



**Figura 17 - Esforços atuantes em elementos de shell**  
 Fonte: Adaptado de Computer and Structures (2007).

### 3.3 ASPECTOS PARA A CONSIDERAÇÃO DAS VARIAÇÕES DE VALORES DE RETRAÇÃO E MODULO DE ELASTICIDADE

#### 3.3.1 Retração do concreto

De acordo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os efeitos de retração são determinados a partir dos seguintes parâmetros.

- a) umidade relativa do ambiente;
- b) consistência do concreto no lançamento;
- c) espessura fictícia da peça.

O valor da retração é dado entre os instantes  $t$  e  $t_0$

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad [1]$$

onde:

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} * \varepsilon_{2s} \quad [2]$$

$\varepsilon_{cs\infty}$  é o valor final da retração;

$\varepsilon_{1s}$  é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto ilustrado no quadro 1;

$\varepsilon_{2s}$  é o coeficiente dependente da espessura fictícia da peça, dada por:

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33+2h_{fic}}{20,8+3h_{fic}} \quad [3]$$

onde:

$h_{fic}$  é a espessura fictícia, dada em centímetros;

$\beta_s(t)$  ou,  $\beta_s(t_0)$  é o coeficiente relativo à retração, no instante  $t$  ou  $t_0$ , os quais são possíveis de determinar através do quadro 2;

$t$  é a idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

$t_0$  é a idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado, em dias.

Ambiente	Umidade $U$ %	Fluência $\varphi_{1c}$ <sup>1) 3)</sup>			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}$ <sup>2) 3)</sup>			$\gamma$ <sup>4)</sup>
		Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67 cm						
		0 - 4	5 - 9	10 - 15	0 - 4	5 - 9	10 - 15	
Na água	-	0,6	0,8	1,0	+ 1,0	+ 1,0	+ 1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	- 1,0	- 1,3	- 1,6	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	- 2,5	- 3,2	- 4,0	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	- 4,0	- 5,2	- 6,5	1,0

<sup>1)</sup>  $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$  para abatimento no intervalo de 5 cm a 9 cm e  $U \leq 90\%$ .  
<sup>2)</sup>  $10^4 \varepsilon_{1s} = -6,16 - (U/484) + (U^2/1590)$  para abatimentos de 5 cm a 9 cm e  $U \leq 90\%$ .  
<sup>3)</sup> Os valores de  $\varphi_{1c}$  e  $\varepsilon_{1s}$  para  $U \leq 90\%$  e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25% menores e para abatimentos entre 10 cm e 15 cm são 25% maiores.  
<sup>4)</sup>  $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$  para  $U \leq 90\%$ .

NOTAS

1 Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados no caso de tração.

2 Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

**Quadro 1- Valores numéricos para a determinação da fluência e da retração**  
**Fonte: ABNT NBR 6118:2014**

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad [4]$$

onde:

$$A = 40;$$

$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8;$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h^2 + 40,7;$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8;$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8;$$

$h$  é a espessura fictícia, em metros; para valores de  $h$  fora do intervalo ( $0,05 \leq h \leq 1,6$ ), adotam-se extremos correspondentes;

$t$  é o tempo, em dias ( $t \geq 3$ ).

A NBR 6118 (2014) define como espessura fictícia o seguinte valor:

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_C}{U_{ar}} \quad [5]$$

onde:

$\gamma$  é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente ( $U\%$ ) dada por:

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U) \quad [6]$$

onde:

$A_C$  é a área da seção transversal da peça;

$U_{ar}$  é a parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

Porém, para o tratamento da modelagem numérica, o valor representativo deste efeito pode ser tomado como uma variação de temperatura uniforme negativa. Este procedimento será empregado neste trabalho, após as avaliações, de acordo com os parâmetros acima, do comportamento da estrutura nova e da estrutura velha. Então, para a consideração de quanto foi utilizado para obtenção de uma retração coerente com o tempo estimando, foi usado uma dilatação térmica condizente com a literatura. Segundo Pfeil (1979), o coeficiente de dilatação do concreto é igual a  $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , o mesmo será utilizado para a simulação da retração do concreto da ponte ampliada. No entanto, os valores da temperatura utilizados para a simulação, contemplam apenas os valores de retração, pois outros valores de deformações da estrutura, não fazem parte do estudo.

### 3.3.2 Módulo de elasticidade do concreto

O módulo de elasticidade também varia com tempo.

A NBR6118 (ABNT, 2014) permite avaliar o módulo de elasticidade a partir da resistência característica do concreto. Ainda a mesma norma possibilita avaliar a evolução da resistência de acordo com idade. Assim, o módulo de Elasticidade inicial é obtida da equação:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 (f_{ck})^{1/2} \quad [7]$$

onde:

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em megapascal.

$\alpha_E = 1,0$  para granito como agregado graúdo.

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad [8]$$

onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad [9]$$

### 3.3.3 Estimativa da resistência à compressão do cimento em diferentes idades

A NBR 6118 (ABNT, 2014) esclarece que, para a resistência de cálculo do concreto com idades superiores a 28 dias, adota-se a seguinte expressão:

$$f_d = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad [10]$$

Porém, ainda, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), para verificação da resistência de cálculo do concreto com data inferior a 28 dias, adota-se a seguinte expressão:

$$f_d = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} = \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad [11]$$

sendo  $\beta_1$  a relação  $f_{ckj}/f_{ck}$  dada por:

$$\beta_1 = \exp\{s[1 - (28/t)^{1/2}]\} \quad [12]$$

onde:

$s = 0,38$  para concreto de cimento CIII e IV;

$s = 0,25$  para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$  para concreto de cimento CPV-ARI;

$t$  é a idade efetiva do concreto, em dias.

$\gamma$  é o coeficiente de ponderação das resistências no limite último (ELU) dado na Tabela 1:

**Tabela 1 - Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$**

Combinações	Concreto $\gamma_c$	Aço $\gamma_s$
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1

**Fonte: ABNT NBR 6118:2014.**

Assim, estas avaliações serão empregadas para descrever estas variações entre as duas estruturas.

As equações dada pela NBR 6118 (ABNT, 2014), referente a fluência ou deformação lenta, não foram apresentadas, pois a mesmas não fazem parte desse estudo.

### 3.4 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS INICIAIS DAS VARIÁVEIS

Ampliação de uma ponte envolve duas estruturas executadas provavelmente com materiais diferentes, devido a diferenças de idade de ambas estruturas em que os materiais utilizados não devem ter as mesmas características físicas e químicas, e outra em relação a resistência características do concreto, pois os critérios normativos são de diferentes época, o qual vem sofrendo alterações ao longo dos anos. Devido a este fato, é necessário realizar uma análise com o intuito de avaliar qual a influência desse fator nos resultados de concentração de esforço na interface de alargamento.

Uma avaliação de concreto diferentes pode ser feita com base no módulo de elasticidade secante, a NBR 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, pontua que estas determinações devem ser usadas nas análises elásticas de projeto, principalmente para determinação de esforços solicitantes.

Os valores do módulo de elasticidade secante, foram determinados com utilização das equações que foram apresentadas no item 3.3.2. Na Tabela 2 são apresentados os resultados dos módulos de elasticidade para elementos da ponte

existente, executada com concreto de resistência característica à compressão igual a 18 MPa, e para elementos de ampliação da ponte, executada com concreto de resistência característica à compressão igual a 30 MPa.

**Tabela 2 – Módulo de elasticidade secante dos materiais**

Propriedade	Seção Existente	Seção Ampliada
Resistência à compressão ( $f_{ck}$ )	18 MPa	30 MPa
$\alpha_i$	0,845	0,875
Módulo de Elasticidade Inicial ( $E_{ci}$ )	23759 MPa	30672 MPa
<b>Módulo de Elasticidade Secante (<math>E_{cs}</math>)</b>	<b>20076 MPa</b>	<b>26838 MPa</b>

Fonte: Autoria própria.

Os valores do coeficiente de retração e equivalência de temperatura por coeficiente de retração, foram determinados com utilização das equações que foram apresentadas no item 3.3.1. Na Tabela 3, são apresentados os resultados dos coeficientes de retração e temperatura equivalente a retração para a diferença de idades entre as duas estruturas determina a temperatura a ser utilizada na simulação, em que para início de retração foi utilizado 28 dias, e para o valor decorrente de retração foi utilizado o instante de 1000 dias, valor arbitrário muito utilizado por vários estudos.

**Tabela 3 – Valores de Retração e Temperatura equivalentes**

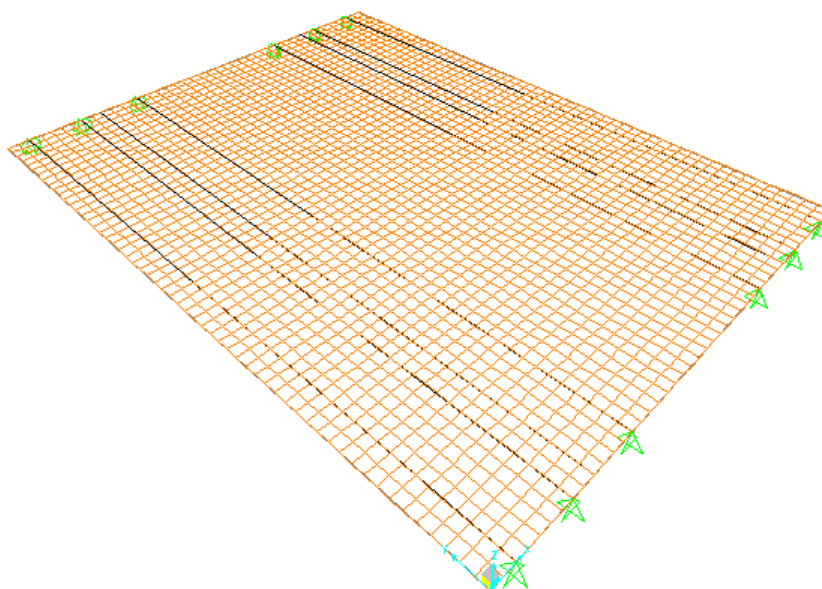
Dias	Retração	Temperatura	Varição Temperatura
28	-2,24E-05m	-2,24°C	-
1000	-1,77E-04m	-17,71°C	-
			<b>-15,47°C</b>

Fonte: Autoria própria.

Este valor está dentro do limite estipulado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para análises simplificadas dos efeitos de retração, acordo com o item 8.4.3 da referida norma.

### 3.5 PROCEDIMENTO DO ESTUDO

Para desenvolvimento do estudo, foi necessário a elaboração de modelagem numérica, como explicado anteriormente. A princípio foi construído um modelo no programa AutoCad, desenhando as linhas principais da ponte, conforme as dimensões descritas no projeto. Na sequência, este modelo foi importado para o programa SAP2000, transformando as linhas em um modelo tridimensional com elementos de barra. Tal modelo foi discretizado em uma malha de 30x30cm. A Figura 18 apresenta a discretização do modelo, onde a malha representa a laje e as barras as vigas da ponte.



**Figura 18 – Modelo tridimensional discretizado com elementos de barra e placa**  
**Fonte: Autoria própria, com uso do programa Sap2000.**

No item 3.4 foram definidos as propriedades dos materiais utilizados, tanto para as estruturas existente, quanto para a de ampliação. Para o concreto com a resistência característica de 18 MPa, referente ao concreto existente, as propriedades dos materiais utilizados estão apresentados na Figura 19.



The dialog box 'Material Property Data' is shown with the following settings:

- General Data:** Material Name and Display Color: Conc. C18 (with a red color swatch); Material Type: Concrete; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 25; Mass per Unit Volume: 2,5493; Units: KN, m, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 20076000; Poisson's Ratio, U: 0,2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05; Shear Modulus, G: 8365000
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 18000;  Lightweight Concrete; Shear Strength Reduction Factor: (empty field)
- Switch To Advanced Property Display
- Buttons: OK, Cancel

**Figura 19 – Propriedades do material utilizado (existente)**  
**Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.**

Na Figura 20 estão apresentados as propriedades do concreto com a resistência característica de 30 MPa referente à estrutura de ampliação.

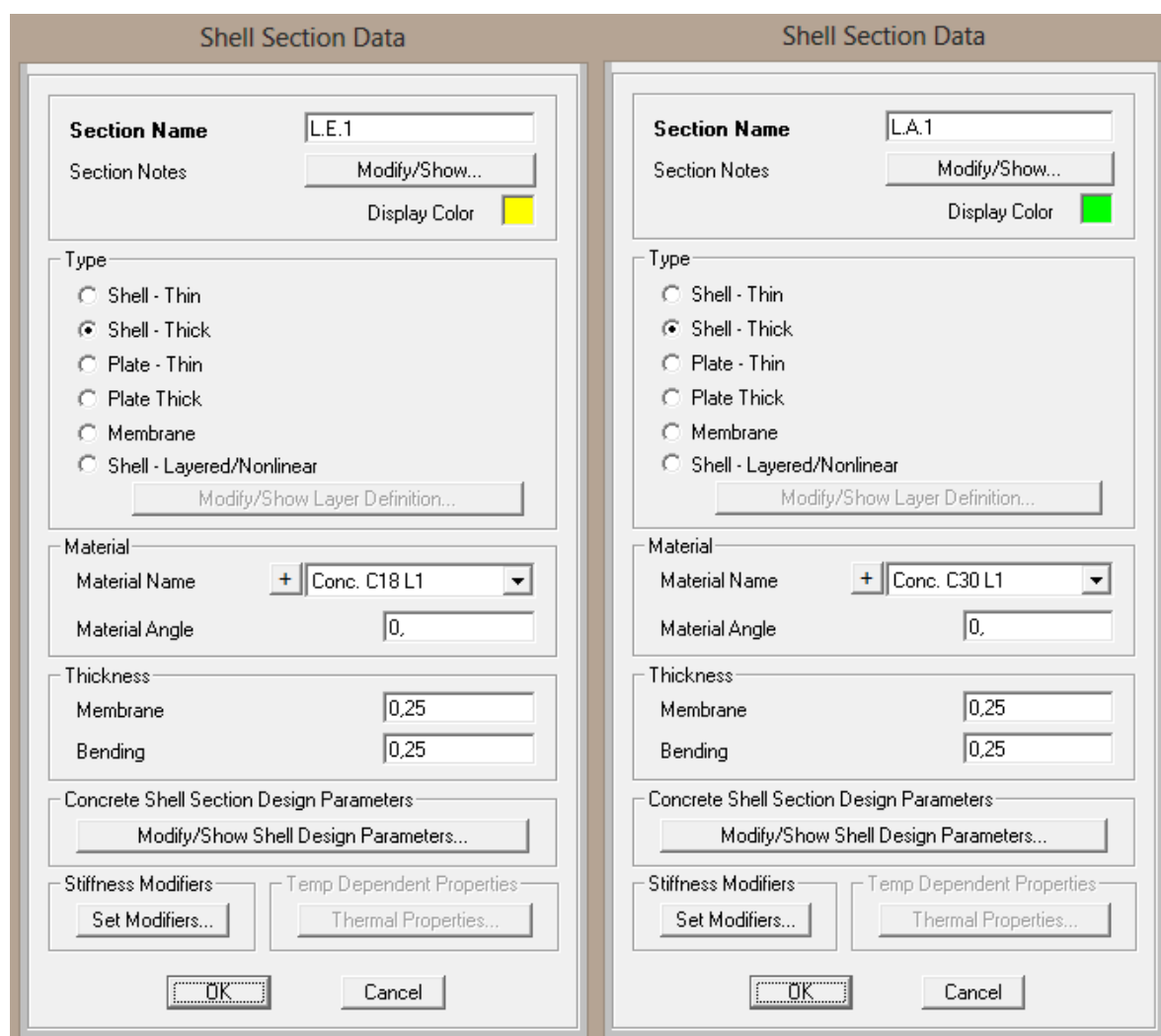
The dialog box 'Material Property Data' is shown with the following settings:

- General Data:** Material Name and Display Color: Conc. C30 (with a blue color swatch); Material Type: Concrete; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 25; Mass per Unit Volume: 2,5493; Units: KN, m, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 26838000; Poisson's Ratio, U: 0,2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05; Shear Modulus, G: 11182500
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 30000;  Lightweight Concrete; Shear Strength Reduction Factor: (empty field)
- Switch To Advanced Property Display
- Buttons: OK, Cancel

**Figura 20 – Propriedades do material utilizado (ampliação)**  
**Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.**

Para a construção da espessura da laje, foi utilizado a ferramenta *Area Sections*, o qual foi especificado a altura da laje conforme as dimensões do projeto da ponte.

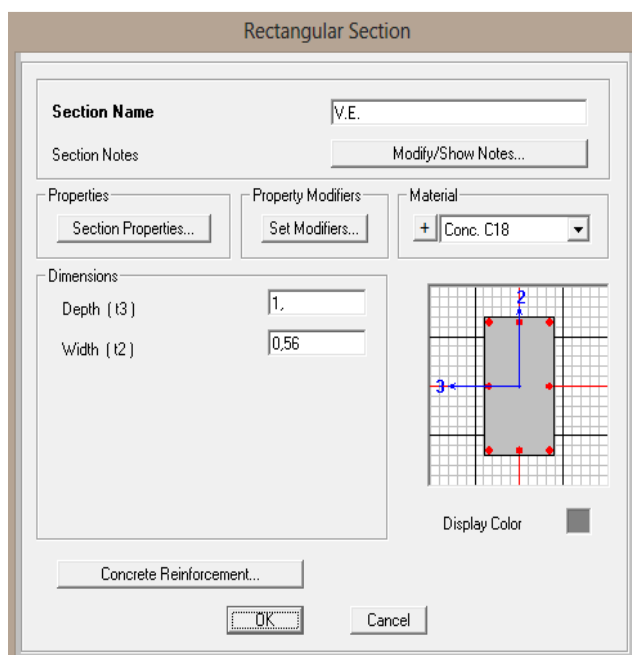
Na Figura 21 é possível notar as especificações da estrutura, as quais estão definidas conforme as indicações de projeto. Para a laje existente (L.E.1), o concreto utilizado foi de 18 MPa e para laje de ampliação (L.A.1), utilizou-se o concreto de 30 MPa. A estruturas também estão diferenciadas por cores para melhor visualização no programa.



**Figura 21 – Especificações das espessuras das lajes existente e ampliadas**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

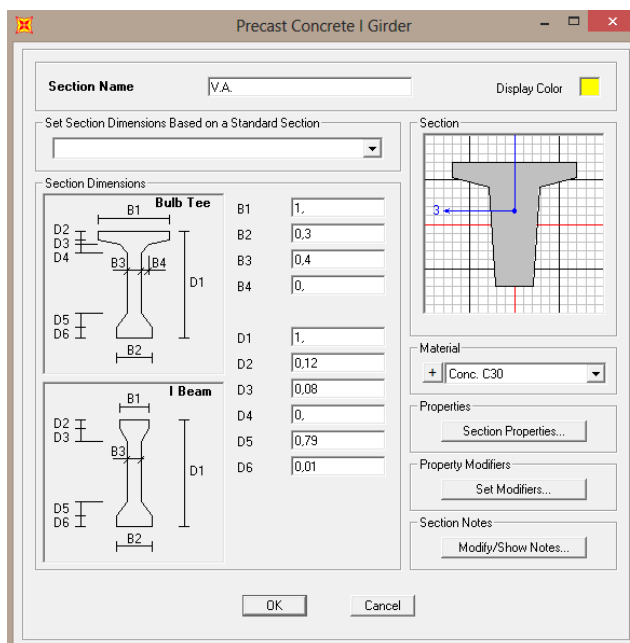
Os elementos de barras representam as vigas da estrutura, para a construção das mesmas empregou-se a ferramenta *Frame Sections*.

Portanto, com o uso da *frame sections*, no módulo retangular foi possível estabelecer as dimensões das seções das vigas existentes. Na Figura 22 estão apresentadas as características físicas, tais como, as dimensões das vigas existentes (V.E.) e a especificação do concreto (18 MPa) utilizado.



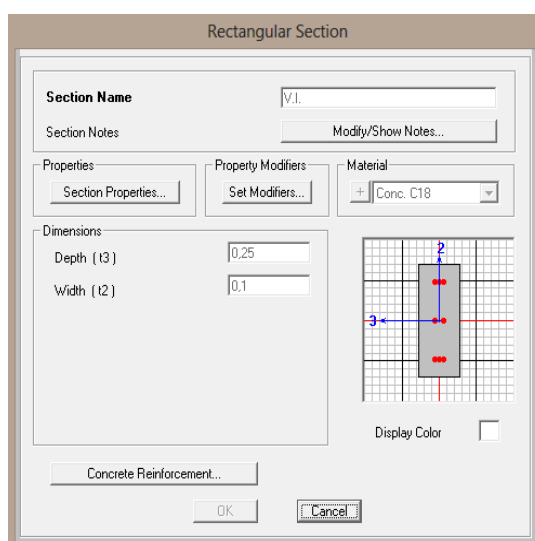
**Figura 22 – Propriedades das vigas retangulares existentes**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

Para a confecção das vigas pré-moldadas, utilizou-se o mesmo recurso do programa a ferramenta *frame sections*, no entanto, o módulo utilizado foi o pré-moldado. Assim foi possível reproduzir as dimensões das vigas ampliadas (V.A.), conforme o projeto. Na Figura 23 estão apresentadas as características físicas e a especificação do concreto (30 MPa) utilizado.



**Figura 23 – Propriedades das vigas de ampliação pré-moldadas**  
 Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

Para obtenção de esforços gerados pela retração, foi criada uma viga com as dimensões de 10cm x 25cm, localizada entre estrutura existente e ampliada, a mesma serve para simular da interface de ligação, para isso utilizou-se o mesmo recurso do programa, a ferramenta *frame sections* no módulo retangular. Na Figura 24 estão apresentadas as características físicas e a especificação do concreto (18 MPa) utilizado.



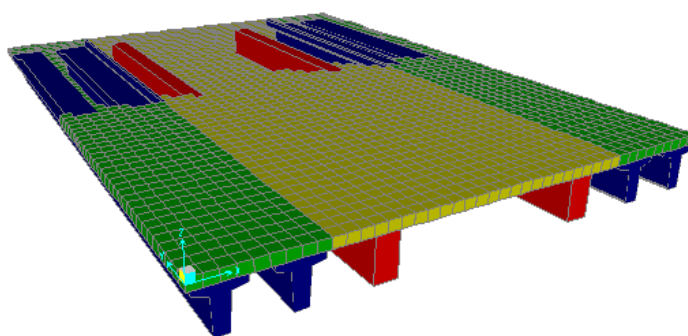
**Figura 24 – Propriedades das vigas de simulação da interface**  
 Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

Para que possam ser feitas as análises dos esforços da interface de alargamento entre duas estruturas de concreto, foi necessário fazer dois modelos distintos.

O primeiro consiste em um modelo construído com propriedades distintas, conforme as resistências características de cada estrutura, ou seja, a estrutura existente ficou atribuído módulo de elasticidade e demais propriedade provenientes do concreto 18 MPa e, para a estrutura de ampliação, todas características e propriedades advindas do concreto 30 MPa.

No item 3.4 foi definido a temperatura equivalente para retração de um concreto de 30 MPa. Dessa forma foi possível atribuir à estrutura de alargamento uma temperatura para a simulação de sua retração, considerando assim a estrutura existente como retraída devido ao seu longo tempo de vida.

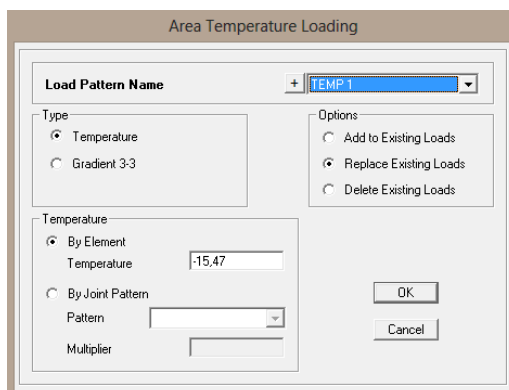
Na Figura 25 é apresentado o modelo da estrutura com as atribuições, onde a estrutura das lajes estão em verde e vigas estão em azul, estão relacionada a estrutura de ampliação, ou seja, obtiveram propriedades vinculadas ao concreto de 30 MPa, a estrutura em amarelo e vigas em vermelho estão vinculadas ao concreto de 18 MPa equivalente a estrutura existente.



**Figura 25 – Ponte com propriedades e atribuições distintas**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

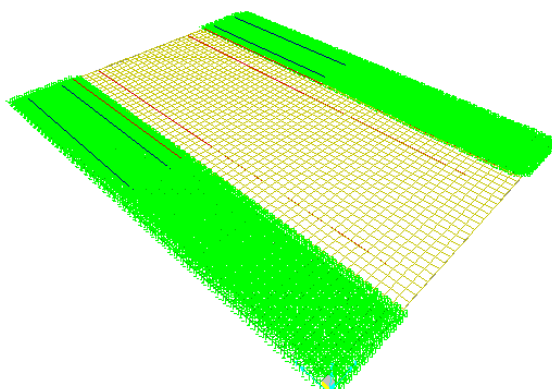
Como mencionado anteriormente para a simulação foi necessário carregar a estrutura ampliada com uma temperatura de 15,47 graus centígrados negativos para simular o efeito de retração do novo concreto e gerar os esforços objeto de análise. Para tal, foi necessário utilizar a ferramenta *Load Patterns*, onde foi criado a variável Temp1 e, em seguida, a mesma foi utilizada para carregar toda área da estrutura de

ampliação com a temperatura pré-estabelecida. A Figura 26 está apresentado o carregamento utilizado.



**Figura 26 – Valor da temperatura para a simulação de retração**  
**Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.**

Para o carregamento utilizou-se a ferramenta *Area Load*, com a mesma foi possível inserir diretamente na estrutura ampliada as temperaturas negativas. Na Figura 27 é possível observar o carregamento com as temperaturas negativas sobre a estrutura, tal carregamento está localizado nas laterais em verde, a área do meio da laje não tem carregamento, pois a mesma é considerada retraída devido ao longo tempo de construção da ponte.

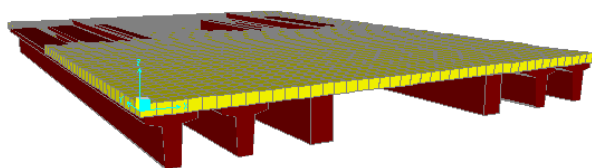


**Figura 27 - Carregamento de simulação de retração na estrutura ampliada**  
**Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000**

No segundo modelo, as propriedades são iguais, ou seja, a estrutura tem o mesmo módulo de elasticidade e demais propriedade provenientes do concreto 18 MPa, conforme a estrutura já existente. No entanto, o carregamento na estrutura ampliada com uma temperatura de 15,47 graus centígrados negativos (Temp1) serão mantidos.

Esta situação foi criada para comparar as duas simulações, isto é, o primeiro modelo simula os esforços de retração do concreto junto com os esforços causados pelas diferenças de módulos de elasticidades e o segundo modelo apenas os esforços de retração.

A Figura 28 apresenta o modelo 3D da segunda estrutura de simulação.



**Figura 28 - Ponte com propriedades e atribuições iguais**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

Valer salientar que não estão contemplados os esforços causados pela fluência, pois a mesma não é objeto deste estudo, porém, os valores possíveis de tal variável podem potencializar os esforços encontrados neste estudo. Cabe ao projetista avaliar diversos critérios para a realização de um projeto com este tipo de amplitude.

## 4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Este trabalho tem como objetivo o estudo dos esforços encontrados na interface de ligação de um tabuleiro de uma ponte que foi alargada, quando submetido aos efeitos da retração. O comportamento das tensões axiais da laje, bem como seu deslocamento vertical, permitem avaliar, de forma geral, a influência da retração na estrutura em análise.

Utilizando duas diferentes abordagens para a análise estrutural, foram criados dois modelos de elementos finitos, para demonstrar a interferência dos efeitos causados pela retração. No primeiro modelo, descrito neste trabalho como modelo MD - D1, utiliza-se a metodologia tradicional de análise elástica, com os módulos de elasticidades diferentes, pois são consideradas as resistências características à compressão de cada estrutura. O segundo modelo, chamado neste estudo como modelo MD - I2, é utilizada a mesma estratégia, no entanto os módulos de elasticidade de toda estrutura são iguais para análise. Com isso, pretende-se analisar a estrutura, com o intuito de avaliar qual a interferência dos esforços na interface de uma estrutura de ponte de concreto alargada, considerando em um dos modelos os efeitos da retração, junto com o módulo da elasticidade conforme a resistência características de cada estrutura (existente / ampliada) e, no outro modelo apenas os efeitos da retração deixando os módulos de elasticidade das estruturas todos iguais.

Para melhorar a compreensão da análise dos resultados, o modelo que leva em consideração os efeitos por diferença de módulo de elasticidade do concreto, foi nomeado de MD – D1. O segundo modelo, em que não foi considerado os efeitos do módulo de elasticidade do concreto na interpretação da análise, foi denominada de MD – I2.

### 4.1 MODELO MD – D1 (MÓDULOS DIFERENTES)

No modelo MD - D1, os módulos de elasticidade de todas as estruturas são diferentes, neste caso, foram utilizados os módulos de elasticidade considerando a



resistência características da estrutura existente de 18MPa e ampliada de 30MPa. Na Figura 29 está detalhado o gráfico das forças cortantes V2 igual a 3,422kN localizado próximo as extremidades da laje, momento fletor M3 igual a 0,816kN.m e deslocamento vertical no valor de 0,0091m, ambos localizados no centro longitudinal da laje.

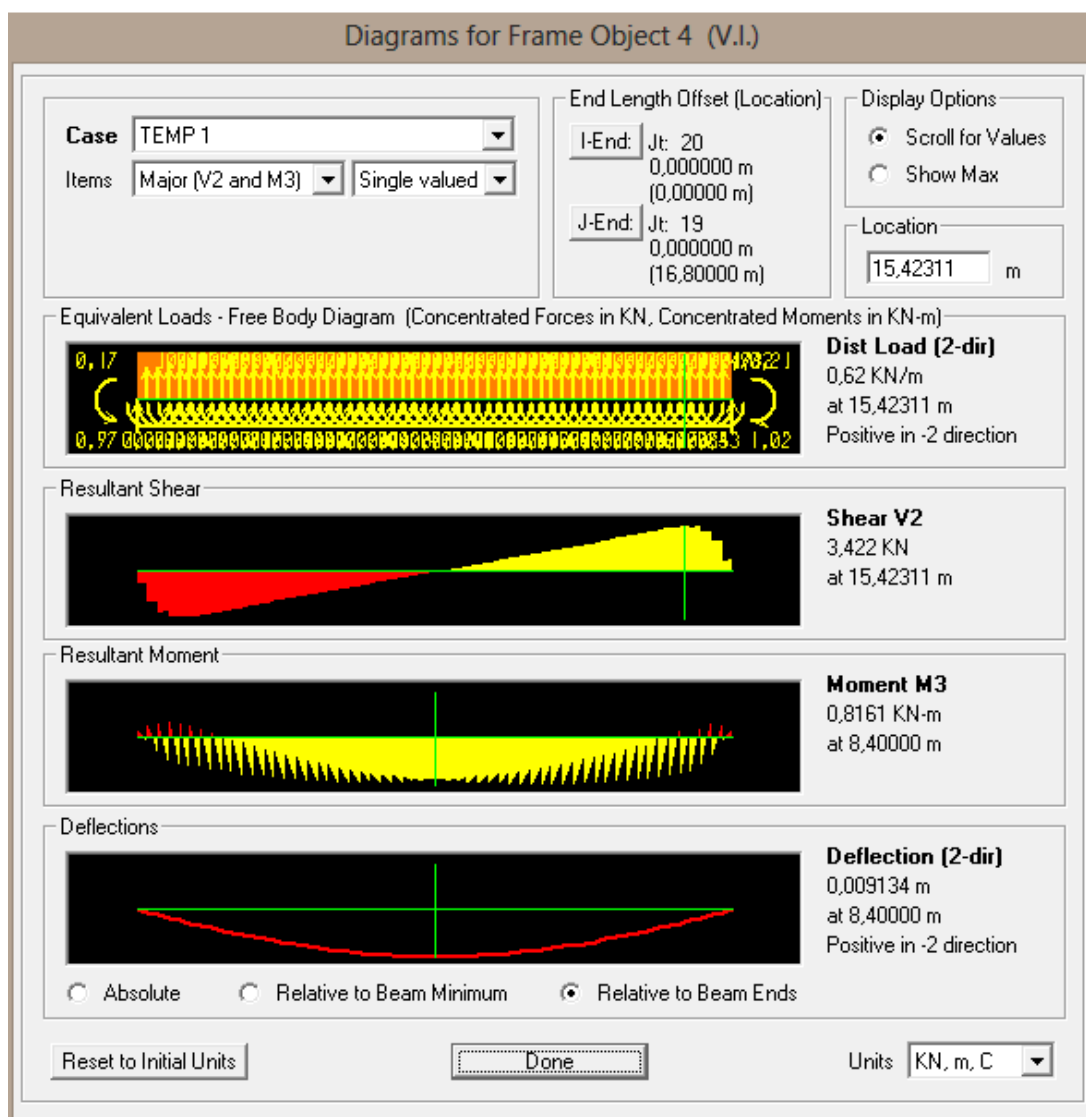


Figura 29 – Diagrama de cortante e momento V2 – M3 Módulos diferentes  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

Na Figura 30 está detalhado o gráfico das forças cortantes V3 igual a 3,003kN localizado próximo as extremidades da laje, momento fletor M2 igual a 0,518kN.m e

deslocamento vertical no valor de 0,00046m, ambos localizados próximos a extremidade longitudinal da laje.

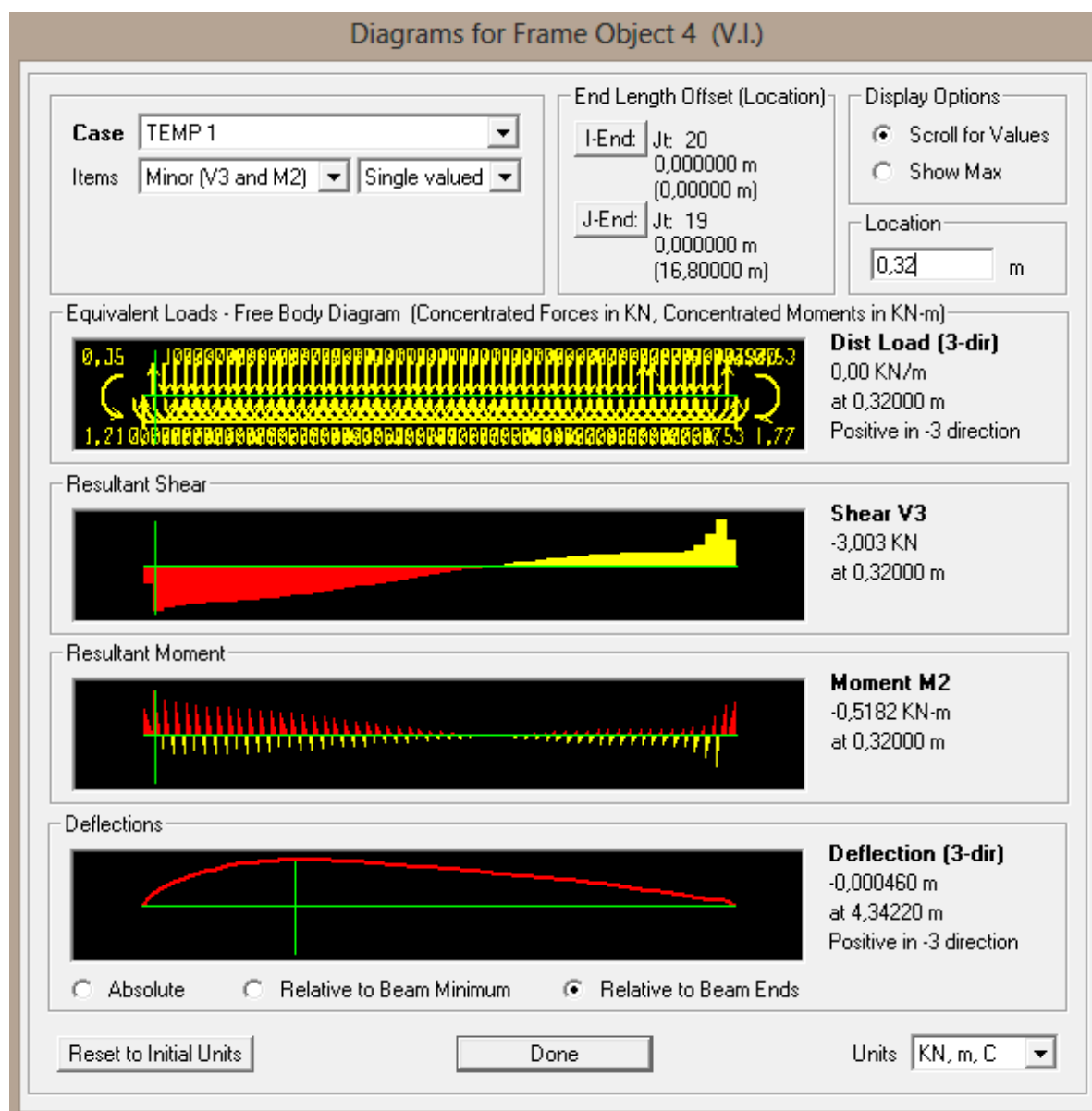
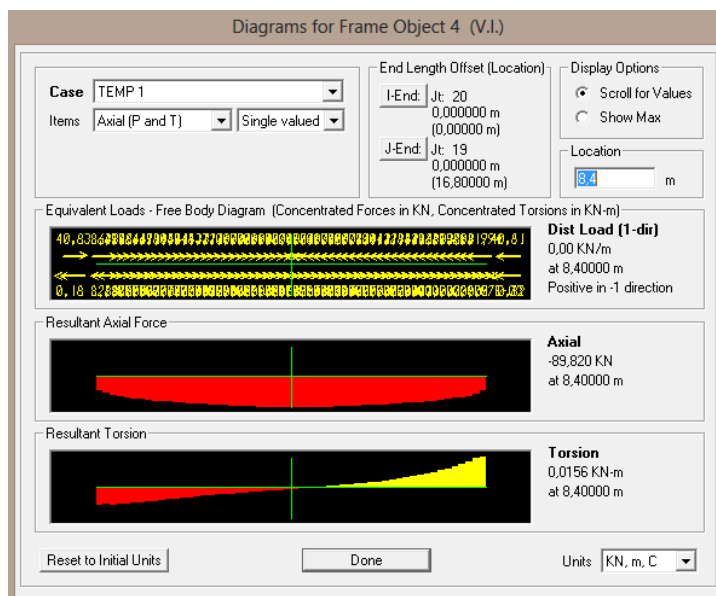


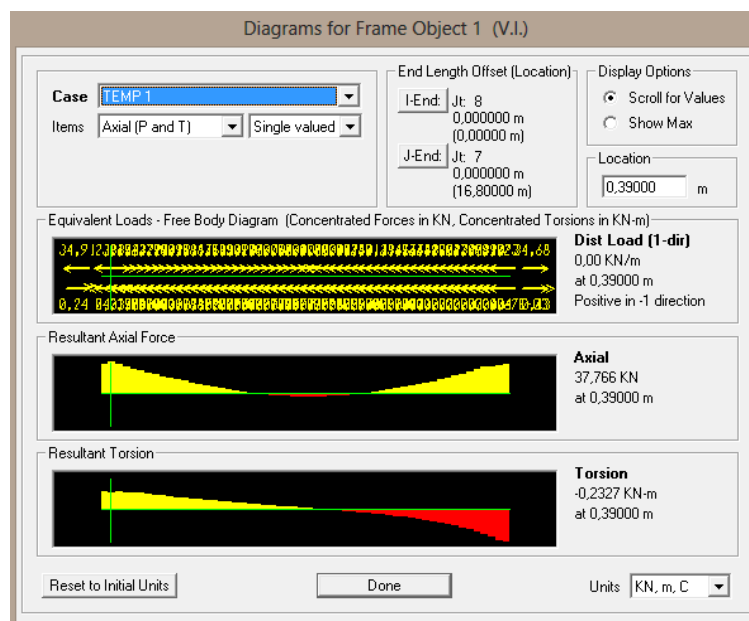
Figura 30 – Diagrama de cortante e momento V3 – M2 Módulos diferentes  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

Na Figura 31, está detalhado o gráfico das forças normais N igual a -89,82KNna estrutura existente, localizado no meio do vão da laje.



**Figura 31 – Diagrama de tensão Normal Módulos diferentes**  
 Fonte: Autoria própria, com uso de programa SAP2000.

A Figura 32, está detalhado o gráfico das forças normais  $N$  igual a 37,77KNna estrutura ampliada, localizado nem uma das extremidades longitudinais.



**Figura 32 – Diagrama de tração no concreto de ampliação (MD – D1)**  
 Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

## 4.2 MODELO MD – I2 (MÓDULOS IGUAIS)

No modelo MD – I2, o módulo de elasticidade de toda estrutura são iguais, neste caso, foi utilizado o módulo de elasticidade referente à resistência característica 18MPa, conforme a estrutura existente. Na Figura 33 está detalhado o gráfico das forças cortantes V2 igual a 3,768kN localizado próximo as extremidades da laje, momento fletor M3 igual a 0,935kN.m e deslocamento vertical no valor de 0,0104m, ambos localizados no centro longitudinal da laje.

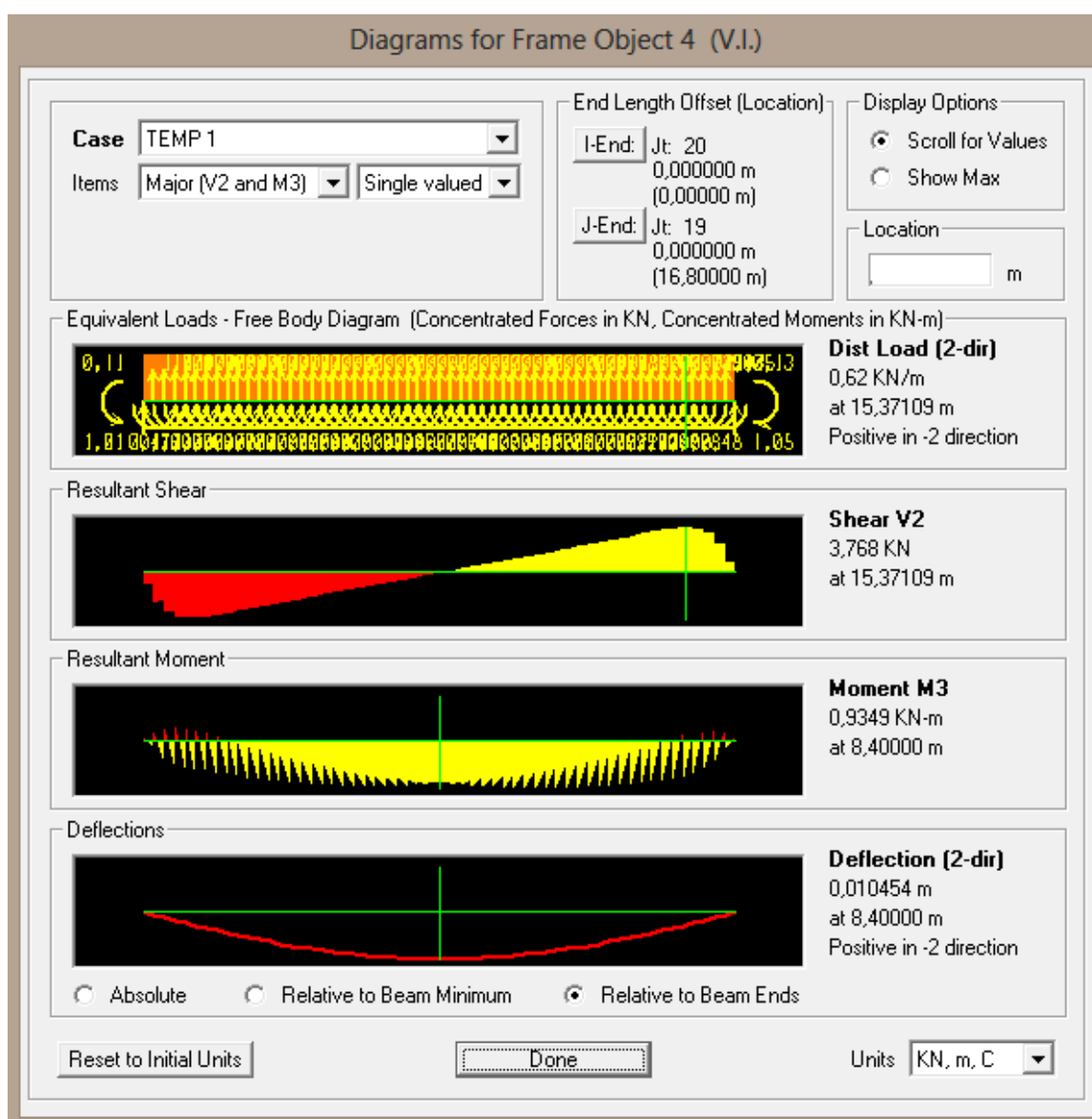


Figura 33 – Diagrama de cortante e momento V2 – M3 Módulos Iguais  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

Na Figura 34 está detalhado o gráfico das forças cortantes V3 igual a 3,044kN localizado próximo as extremidades da laje, momento fletor M2 igual a 0,526kN.m e deslocamento vertical no valor de 0,00046m, ambos localizados próximos as extremidade longitudinal da laje.

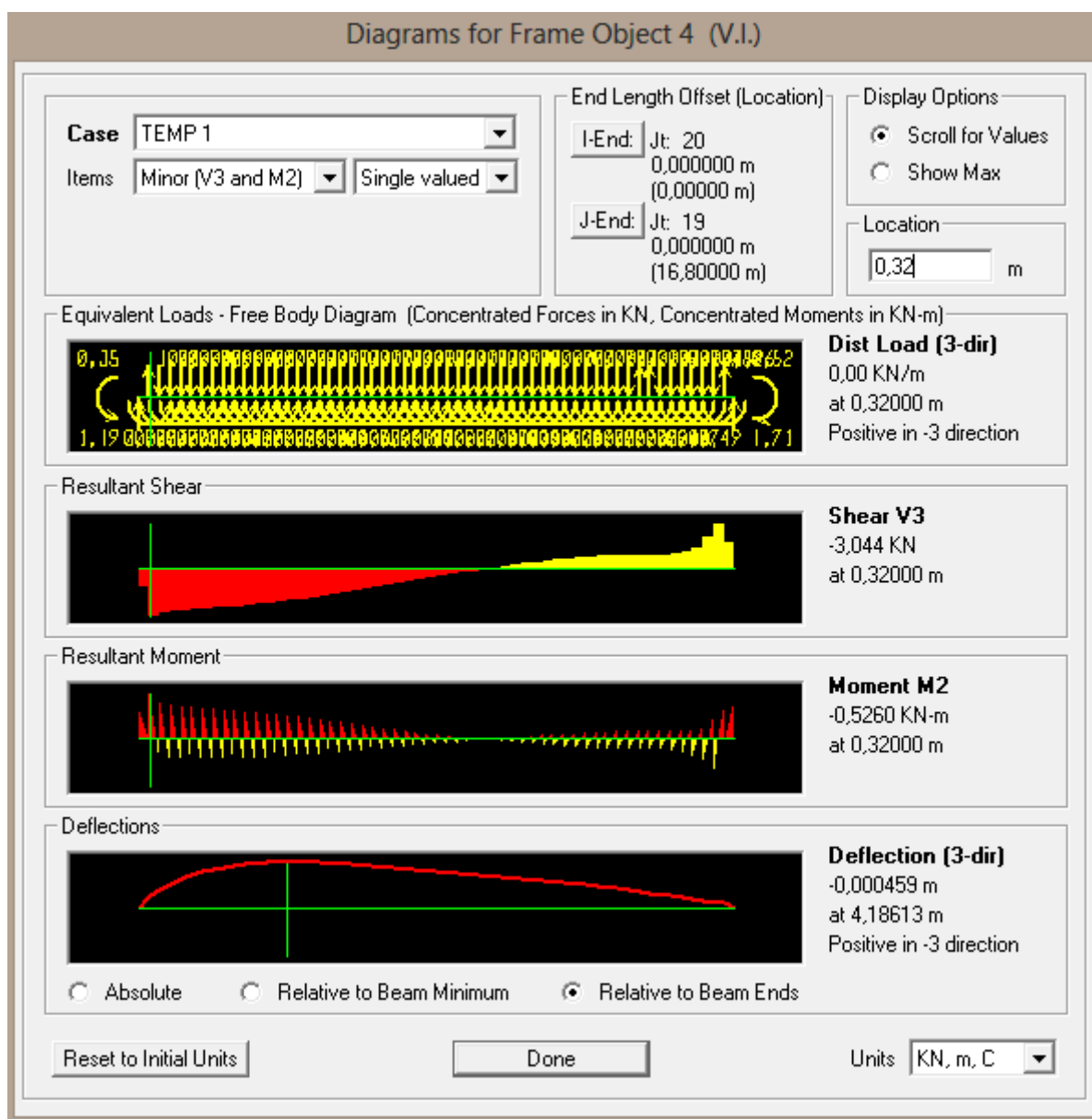


Figura 34 – Diagrama de cortante e momento V3 – M2 Módulos iguais  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

Na Figura 35 está detalhado o gráfico das forças normais N igual a -90,028kN na estrutura existente, localizado no meio do vão da laje.

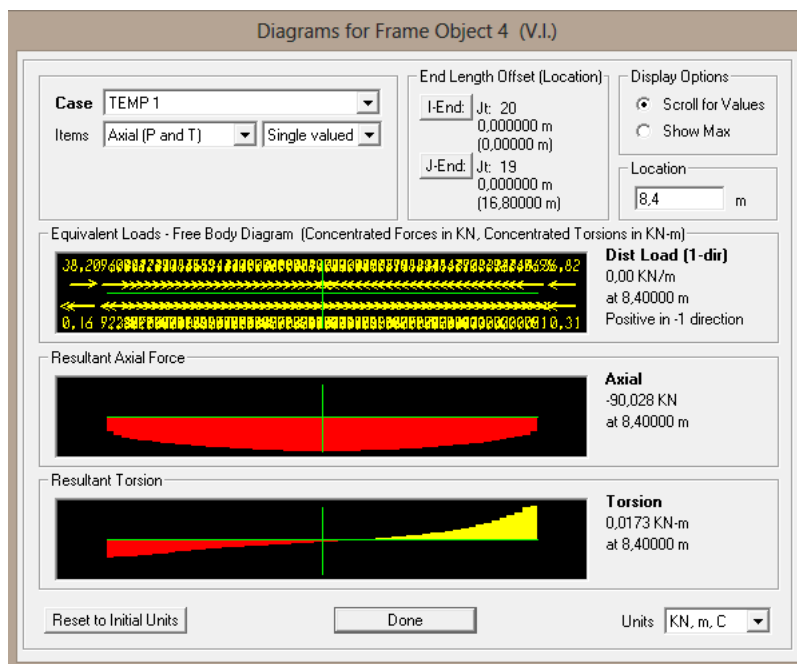


Figura 35 – Diagrama de tensão Normal Módulos Iguais  
Fonte: Autoria própria, com uso de programa SAP2000.

A Figura 36, está detalhado o gráfico das forças normais  $N$  igual a 30,063KN na estrutura ampliada, localizado em uma das extremidades longitudinais.

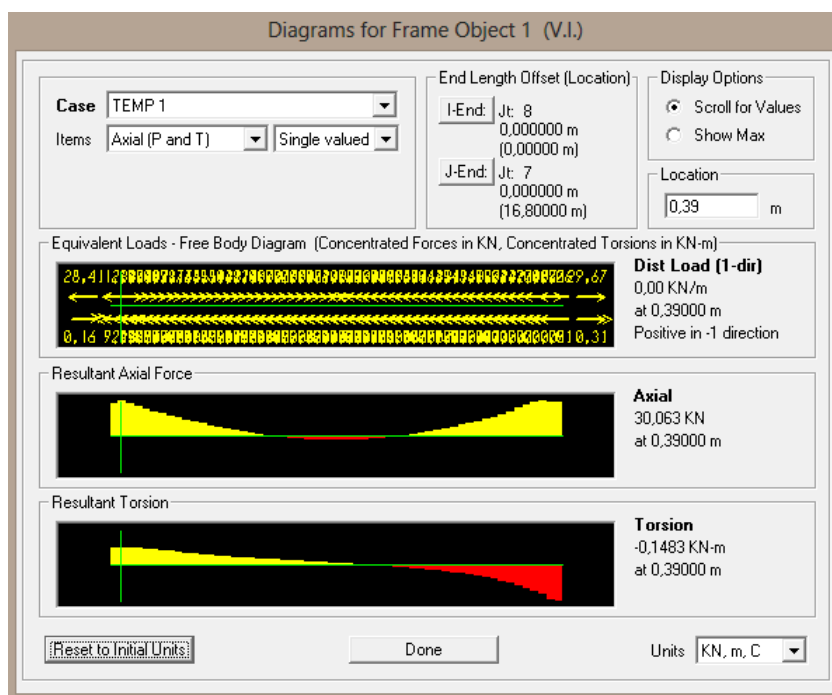


Figura 36– Diagrama de tração no concreto de ampliação (MD – I21)  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

O modelo numérico deste estudo conseguiu obter com êxito seus objetivos. Encontrar, através de variação de temperatura, esforços gerados na estrutura pela simulação da retração do concreto. Há de se destacar que em todos os casos foi levada em consideração a simetria do concreto e da armadura ao longo da estrutura para facilidade do estudo. Porém, se tal fato não ocorresse, deveria ser feito uma equivalência dos momentos resultantes das forças de reação do concreto e do aço.

As forças resultantes são bastantes notórias, no entanto, a variação entre o modelo MD – D1 de módulos de elasticidade diferentes e o modelo MD – I2 de módulos de elasticidade iguais foram pequenas, tendo sua maior diferença no momento fletor M3 de 14,58%, porém este dado se torna irrelevante para fins de sobrecarga na estrutura, pois considerando de momento fletor calculado por Rüsçh, no valor de 11,44KN.m, se torna desprezível para efeito de cálculo estrutura, no entanto, devido a diferença de percentual, nota-se que neste caso os módulos de elasticidade diferentes no caso do modelo MD – D1, com exceção a normal N - 2, traz no seu efeito um menor valor numérico, mostrando que com os módulos diferentes, a interface de alargamento tende a ter menos esforços de retração com o comparativo do modelo MD – I2. A Tabela 4 apresenta os comparativos dos esforços gerados dos modelos MD – D1 e MD – I2. Nota-se que os valores obtidos nos estudos não são representativos na questão de projeto, porém, vale ressaltar que os acréscimos de tensões na estrutura observados neste estudo abrangem apenas os esforços obtidos com a retração e diferenças de módulos de elasticidades do concreto, não contemplando os efeitos da fluência do concreto, fatores estes que podem potencializar tais valores, ou seja, podem aumentar tais forças e, conseqüentemente, causar danos a estrutura analisada.

**Tabela 4 – Esforços gerados pela retração e modulo de elasticidade**

Forças	MD - D1	MD - I2	Percentual
V2	3,454 KN	3,768 KN	9,09%
M3	0,816 KN.m	0,935 KN.m	14,58%
V3	3,003 KN	3,044 KN	1,37%
M2	0,518 KN.m	0,526 KN.m	1,54%
N - 1	-89,82 KN	-90,03 KN	0,23%
N - 2	37,77 KN	30,06 KN	25,65%

Fonte: Aatoria própria.

A força normal N - 1, tanto para o caso do modelo MD – D1, igual a -89,82 KN e modelo MD – I2, igual a -90,03kN, obtiveram valores expressivos, em questão dos efeitos e tais forças podem causar danos nas estruturas, não cabendo neste caso uma reavaliação de projetos, porém, são valores que necessitam de uma atenção especial, principalmente no que diz respeito as fissuras que possam surgir devidos a tais forças geradas por este efeitos na estrutura, deixando pequenos canais em sua estrutura proporcionando um caminho aberto para agentes agressivos externos para penetrar na estrutura e, conseqüentemente, deteriorar as armaduras reduzindo assim a vida útil da obra de arte em questão.

A força normal N – 2, a qual se refere a tração na parte ampliada da ponte, obteve valores de 37,77KN para o modelo MD – D1 e 30,06KN para o modelo MD – I2. Os valores descritos acima são referente comportamento a tração no concreto novo, devido, à resistência a retração por parte da estrutura existente. Esta análise foi feita na direção longitudinal, sentido no qual tem uma menor quantidade de armadura, deve-se verificar, se quantidade de armadura longitudinal é suficiente para tal esforço, pois podem aparecer fissuras, devido a movimentação causadas pelas forças normais de tração na estrutura.

Para realizar uma melhor análise, foi necessário realizar a comparação dos resultados obtidos de tração ( $f_t$ ), com o valor de resistência a tração do concreto ( $f_{ctd}$ ). Para isso temos as seguintes equações:

$$f_t = \frac{N}{A} < f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = 0,21 * \frac{(f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c}$$

$$f_t = \frac{37,77}{10 * 25} = \frac{0,151KN}{cm^2} = 1,51MPa$$

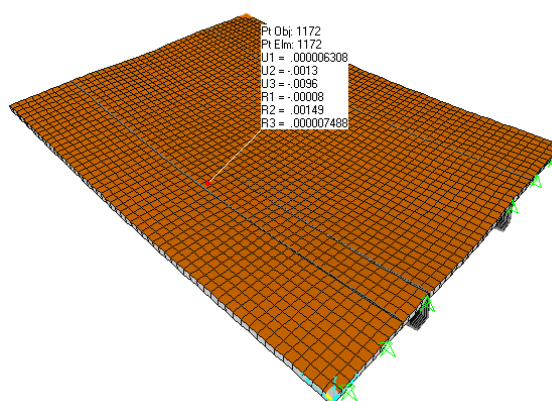
$$f_{ctd} = 0,21 * \frac{(30)^{2/3}}{1,4} = 1,45MPa$$

Tal análise mostrou que a força de tração gerada, é maior que a resistência a tração do concreto, no entanto, a tração de 37,77KN, é um valor pontual retirado em uma das extremidades, normalmente, o comportamento da estrutura faz a redistribuição naturalmente desses valores ao longo da mesma, deixando assim, os



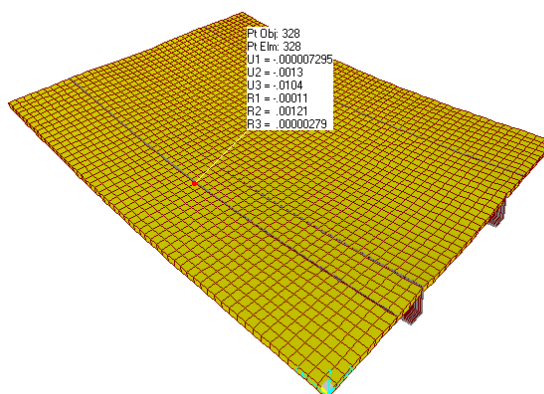
valores de trações mais homogêneos. No entanto, percebeu-se que tal valor se torna crítico, devido a sua relevância na questão de análise estrutural.

A Figura 37 apresenta o gráfico da variação dos deslocamentos verticais obtidos no ponto da laje posicionada no meio do vão, sobre uma das áreas da interface de alargamento da ponte, referente ao modelo MD – D1. É válido ressaltar que o resultado foi extraído no nó do elemento finito do modelo da laje.



**Figura 37 – Deslocamentos do modelo MD – D1**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

A Figura 38 apresenta o gráfico da variação dos deslocamentos verticais obtidos no ponto da laje posicionada no meio do vão, do segundo modelo denominado MD – I2, onde o dado foi retirado sobre a área da interface de alargamento da ponte, como na anterior.



**Figura 38 – Deslocamentos do modelo MD – I2**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

Na Tabela 5, estão expressos os resultados de deslocamentos entre os modelos em questão. Observa-se que existem diferenças representativas, percentualmente, entres os dois modelos, nos casos do R1 e R3 com 37,70% e -64,00%, respectivamente. Como percentual de diferença, porém, em números absolutos são praticamente desprezíveis. No entanto, os valores obtidos em U3, o qual diz respeito ao deslocamento vertical da estrutura, tem uma representatividade maior em número absoluto. O valor máximo de deslocamento vertical é verificado no meio do vão onde o modelo MD – D1 obteve 0,0096m de deslocamento vertical e modelo MD – I2 0,0104M, com um percentual de 8,33% de diferença, sendo considerada uma margem muito próxima entre ambos. É válido ressaltar que o deslocamento da laje ocorre no sentido de Z.

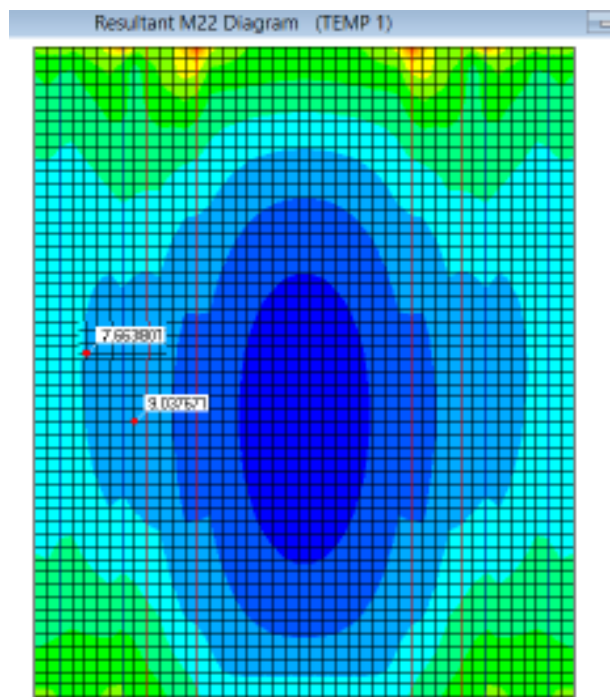
**Tabela 5 – Comparação de deformadas dos modelos**

<b>Deslocamentos</b>	<b>MD - D1 (m)</b>	<b>MD - I2 (m)</b>	<b>Percentual</b>
<b>U1</b>	0,0000063	0,0000073	15,87%
<b>U2</b>	0,0013	0,0013	0,00%
<b>U3</b>	0,0096	0,0104	8,33%
<b>R1</b>	0,00008	0,00011	37,50%
<b>R2</b>	0,00149	0,00121	-18,79%
<b>R3</b>	0,0000075	0,0000027	-64,00%

**Autoria própria.**

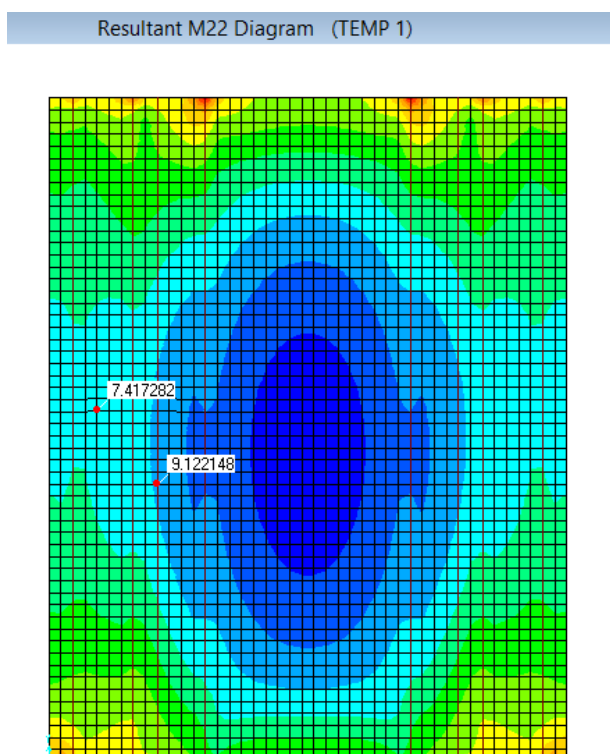
O comportamento da curva dos valores de momentos das Figuras 39 e 40, tem uma semelhança e uma certa simetria, no entanto, na Figura 39 esta simetria não é tão aparente quanto a Figura 38, isso ocorre devido ao efeito dos módulos de elasticidade diferentes, o qual, deixa mais evidente no gráfico sua representatividade em valores, em que os mesmos tem sua faixa azulada mais próximas as bordas da estrutura, fato que não acontece de modo evidente com o modelo MD – I2.

Na Figura 39 apresenta-se a disponibilidade gráfica dos momentos causados pelo modelo MD – D1.



**Figura 39– Momentos gerados no do modelo MD – D1**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

A Figura 40 apresenta a disponibilidade gráfica dos momentos causados pelo modelo MD – I2.



**Figura 40– Momentos gerados no do modelo MD – I2**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

Os resultados dos momentos no meio do vão (M22 – 1), onde se encontra o interface de alargamento e momentos mais próximo as bordas (M22 – 2), se apresentam na Tabela 6. Nela estão os valores obtidos em cada modelo, onde observa-se que os momentos obtidos em M22 - 1 teve uma pequena variação na ordem percentual de 0,94%. O modelo MD – D1 obteve o valor de seu momentos (9,037KN.m), menor que o modelo MD – I2 (9,122KN.m). Isso demonstra uma similaridade com outros resultados em que o modelo MD – D1, onde seu módulos de elasticidade são diferentes, tem valores absolutos menores que o modelo MD – I2, com módulos de elasticidade iguais, evidenciando que o efeito da diferença de modulo de elasticidade não tem tanta representatividade quanto a retração. No entanto, os momentos em M22 passa a se destacar, por se manifestar no sentido longitudinal da estrutura, onde a composição de armadura é menor. Ou seja, os momentos fletores, originados na estrutura devido as manifestações causadas pela retração, estão no sentido longitudinal da estrutura e são caracterizadas por um comportamento de flexo-tração na mesma

**Tabela 6 – Comparação de momentos dos modelos no sentido transversal**

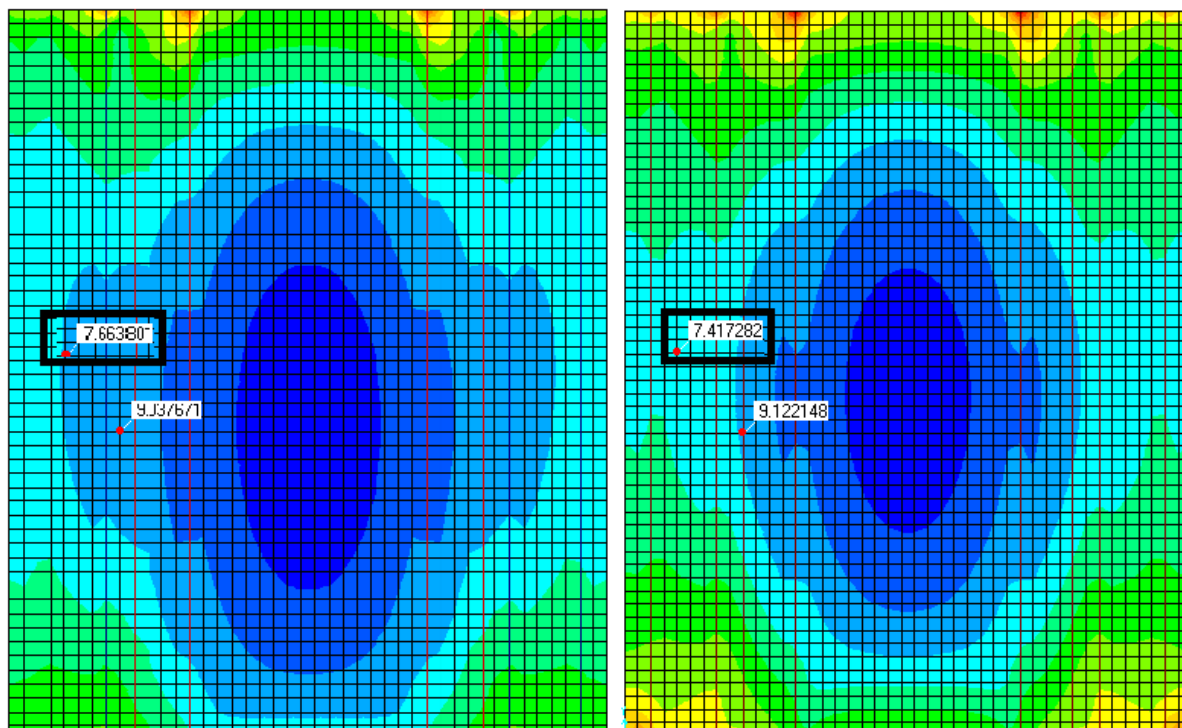
Momento	MD - D1 (KN.m)	MD - I2 (KN.m)	Percentual
M22 - 1	9,037	9,122	0,94%
M22 - 2	7,663	7,417	3,32%

**Autoria própria.**

A tabela acima demonstra que a variação dos momentos obtidos no meio do vão longitudinal, na área de interface de alargamento da estrutura e a variação mais próxima as bordas transversais. Os valores apresentados não demonstram variações de grande expressividade, no entanto, ao se percorrer a estrutura em sentido das bordas, nota-se uma diferença maior em seu percentual de comparação, mas tais percentuais ficam fora da área de análise que contemplam este estudo. Porém, ao comparar os momentos M22 – 1 e M22 - 2, nota-se que houve uma inversão nas ordens de grandeza, configurando assim, a inversão da região tracionada, podendo afetar as condições dos estados limites de abertura de fissuras. Vale ressaltar ambos momentos estão se manifestando no sentido longitudinal da estrutura, no mesmo sentido em que tem menor quantidade de armadura, porém, não foi realizada

nenhuma análise de resistência a tração da armadura longitudinal, por não se tratar de objeto desse estudo.

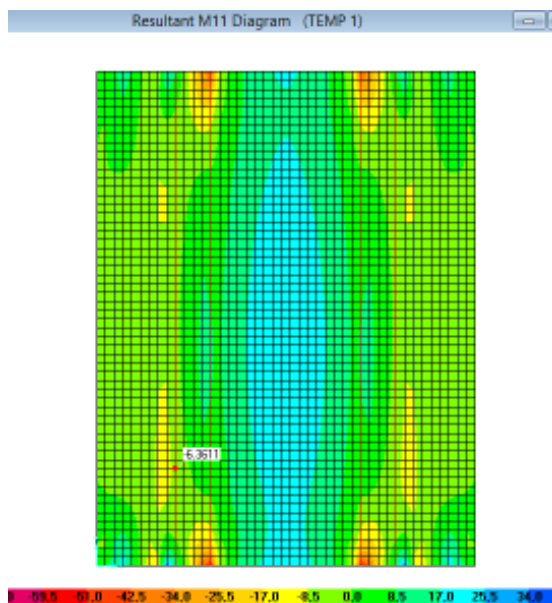
Na Figura 41 destacam-se as disponibilidades gráficas dos momentos causados pelos modelos fora da região de análise.



**Figura 41– Momentos gerados nos modelos com inversão de valores**  
Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

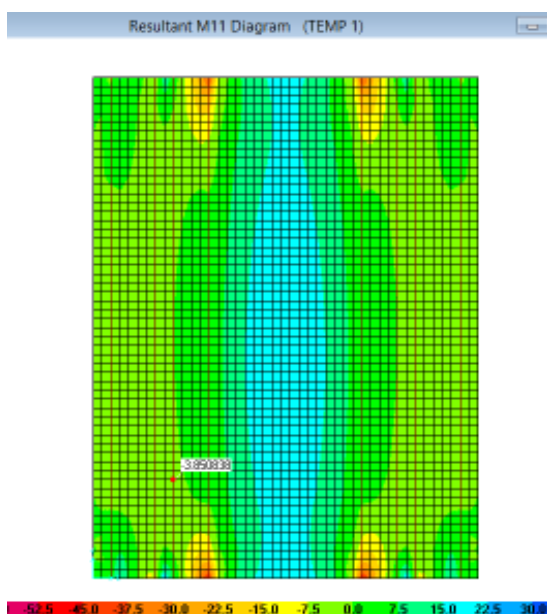
A análise do momento em M11 se manifesta no sentido transversal da estrutura, é possível notar que os valores obtidos estão com o sinais negativos, demonstrando que se trata de momentos negativos, ou seja, necessita de armadura negativa, isso ocorre por que a interface de analise esta localizada próxima as longarinas, onde estes momentos negativos na laje, são devido aos efeitos da rigidez das vigas.

Na Figura 42 apresenta-se a disponibilidade gráfica dos momentos M11 no sentido longitudinal causados pelo modelo MD – D1.



**Figura 42 - Momento fletor no sentido longitudinal (MD-D1)**  
 Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

A Figura 43 apresenta a disponibilidade gráfica dos momentos M11 no sentido longitudinal causados pelo modelo MD – I2.



**Figura 43 – Momento fletor no sentido longitudinal (MD-I2)**  
 Fonte: Autoria própria, com uso do programa SAP2000.

Os resultados obtidos dos momentos fletores no sentido transversal, retirados onde se encontra o interface de alargamento, se apresentam na Tabela 7. Na mesma

estão os valores obtidos em cada modelo, o qual observa-se que a variação dos momentos obtidos, teve uma grande variação na ordem percentual de 65,19%. O modelo MD – D1 obteve o valor de seu momento de - 6,36KN.m, maior que o modelo MD – I2, em que o valor é -3,85KN.m. Com Isso, é possível avaliar que existe uma diferença considerável entre o modelo MD – D1, onde seu módulos de elasticidade são diferentes e o modelo MD – I2, com módulos de elasticidade iguais, evidenciando que o efeito da diferença de modulo de elasticidade neste caso tem representatividade quanto a retração.

**Tabela 7 - Comparação de momentos dos modelos no sentido longitudinal**

<b>Momento</b>	<b>MD - D1 (KN.m)</b>	<b>MD - I2 (KN.m)</b>	<b>Percentual</b>
<b>M11</b>	-6,36	-3,85	65,19%

**Autoria própria.**

## 5. CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo, a ampliação de conhecimento em relação às esforços oriundos dos efeitos causados pela retração e módulo de elasticidade, nas interfaces de alargamento de uma estrutura existente, com uma estrutura de alargamento de uma obra de arte especial em pré-moldados, que compõem a malha rodoviária brasileira.

Foi analisado um estudo de caso de uma obra em vigas pré-moldadas na parte ampliada e vigas moldada no local a parte existente, com características pré-definidas, como material, dimensões e composições estruturais, com o intuito de analisar os diferentes métodos possíveis de estudo para esse tipo de estrutura.

O estudo permitiu um melhor entendimento sobre as tensões provocadas pela retração e o módulo de elasticidade em uma estrutura de concreto armado e cada um dos efeitos isoladamente. Foi possível realizar uma modelagem por elementos finitos que mostrassem a aplicação de tais efeitos e a quantidade de variáveis que envolvem um estudo científico.

Os modelos proporcionaram um maior conhecimento sobre os esforços no concreto armado oriundos de forças concentradas da própria estrutura, carregamentos contínuos e, principalmente, da variação de retração e módulo de elasticidade. Ainda resta compreender melhor o surgimento de fissuras e sua abertura e espaçamento causados por tais efeitos.

Os esforços originados na interface da estrutura em alargamento de Obras de Artes Especiais em elementos pré-moldados mais expressivos foram obtidos com as forças normais, em ambos os casos. O modelo MD – D1 referente ao modelo que tem módulos de elasticidade diferentes obteve uma força de compressão na estrutura existente de 89,82KN e o segundo modelo, o MD – I2, o valor de 90,03KN. Para a força de tração na estrutura ampliada o modelo MD – D1 obteve o valor de 37,77KN e o modelo MD – I2 o valor foi de 30,06 KN.

Os momentos fletores originados interface no sentido longitudinal do modelo MD – D1 foi 9,038KN.m e o do modelo MD – I2, foi 9,122KN.m. Tais valores ganharam atenção por se manifestarem longitudinalmente, sentido no qual existe uma menor quantidade de armadura e, por se comportar como flexo-tração.



Os esforços cortantes observados na situação V2 foram os mais representativos entre aos esforços cortantes, os quais obtiveram os valores de 3,454KN para o primeiro modelo e 3,798KN para o segundo modelo. Os momentos fletores originados interface no sentido transversal, obtiveram valores ainda menos expressivos, em que na análise do momento no modo M3, obtiveram 0,816KN.m para o primeiro caso e 0,935KN.m para o segundo. Ambos esforços cortante e momento fletor, não tem muita representatividade para questão de análise de projetos, porém vale ressaltar que avaliando de forma geral os esforços aqui apresentados, observa-se a ocorrência que deve ser composta a outros esforços oriundos de fluência e temperatura.

## 5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

É de interesse, ainda, que o estudo possa ser enriquecido fazendo-se análise de outros fatores, dos quais alguns são citados a seguir:

- a) Análise dos esforços gerados na interface de alargamento pelos os efeitos da fluência em ampliação de obras de artes especiais;
- b) Estudo de outras obras, com números devãos diferentes, com diferentes espaçamentos e com ou sem balanços.
- c) Estudo de outros tipos de seções, tais como, caixão e de diferentes geometrias.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: [s.n.], 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro: [s.n.], 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: [s.n.], 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Rio de Janeiro: [s.n.], 2006.
- ANDRADE T. CONCRETO: **Ensino, pesquisa e Realizações**, Vol.1 - Tópicos sobre Durabilidade do Concreto. Ed.Geraldo Cechella Isaia - São Paulo: IBRACON, 2005. 1v.
- BARROS, M. M.; MELHADO, S. B. **Recomendações para a Produção de Estruturas de Concreto Armado em Edifícios**. Projeto Epusp/Senai. Universidade de São Paulo. 1998. São Paulo/SP.
- BAUER, L. A. F. **Materiais de Construção**: 5.ed. Rio de Janeiro: ABDRAfilhada. Editora LTC, 1994.
- BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O. **Concreto Armado Eu Te amo**. 3ª. ed. São Paulo: Edgard Blücher, v. 1, 2004.
- CARDOSO, J. M. L. B. **Ponte de concreto protendido com seção caixão. Estabelecimento entre a relação entre a altura da seção transversal e o vão**. Porto Alegre: Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso), 2014.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. D. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 3. ed. São Carlos: EduFSCar, 2007.
- EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 1ª Edição Projeto Reenge. Escola de engenharia de São Carlos/SP – USP, 2000.
- EQUIPE DE FURNAS, LABORATÓRIO DE CONCRETO, DEPARTAMENTO DE APOIO E CONTROLE TÉCNICO. **Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades**. São Paulo: Pini, 1997.
- FREITAS, M. **Pontes**: Introdução Geral - Definições. São Paulo: [s.n.], 1978
- FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto - Fundamentos do Projeto Estrutural**. São Paulo: McGRAW-HILL do Brasil, v. 1, 1976.

GUIMARÃES, A.T.C. **CONCRETO: Ensino, pesquisa e Realizações**, Vol.1 - Propriedades do Concreto Fresco. Ed.Geraldo Cechella Isaia - São Paulo: IBRACON, 2005. 1v.

HASPARYK, N. P.; LOPES, A. N. M.; ANDRADE, M. A. S.; SANTOS, S. B. **Deformações por Retração e Fluência**. In: ISAIA Geraldo Celhella (Ed.) **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005.

HELENE, P. **CONCRETO: Ensino, pesquisa e Realizações**, Vol.1 - Dosagem dos concretos de cimento portland. Ed.Geraldo Cechella Isaia - São Paulo: IBRACON, 2005. 1v.Janeiro/RJ.

KALINTZIS, C.A. A. **Estudo da fluência do concreto de elevado desempenho**. 2000. 146 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto: princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. V.6.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto: Principios Básicos do dimensionamento de estruturas de Concreto Armado**. Rio de Janeiro: Interciência, v. 1, 1977.

IBGE - **Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística**, 2016 Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/apps/populacao/projecao/>> Acesso em: dia 16 setembro 2016

MACGREGOR, J. G.; WIGHT, J. K. **Reinforced Concrete**. 5ª. ed. New Jersey: Pearson Education, 2009.

MARCHETTI, O. **Pontes de Concreto Armado**. São Paulo: Bluncher, 2008.

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

NAKAMURA, J. Pré-fabricados de concreto já são largamente empregados em projetos com alto grau de repetição e amplos vãos livres. Mas uso em edifícios altos, especialmente residenciais, ainda é restrito. **Construção Mercado**, São Paulo, n. 149, Dezembro 2013.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. São Paulo: Pini, 1997.

PAULON, V. A. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. IBRACON, 2005.

PFEIL, W. **Pontes - Curso Básico: Projeto, Construção e Manutenção**. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado**. Rio de Janeiro: LTC, 1979. Projeto Reenge. Escola de Engenharia de São Carlos. 2000. São Carlos/SP.

POSSAM, M. ; PENNA, P. D. **Estudo de vigas pré-fabricadas utilizadas nas estradas vicinais da região do sudoeste do Paraná**. Pato Branco: Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso), 2014.

RÜSCH, H. **Concreto armado e protendido – propriedades dos materiais e dimensionamento**. Rio de Janeiro: Campus, 1981.

SALVADORI, M. **Por que os edifícios ficam em pé**. 1ª. ed. São Paulo: Martins Fontes, 2006.

SAMPAIO, C. D. C. **Comparação entre a modelagem numérica e experimental da deformação por fluência em vigas de concreto armado**. 2004. 162p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

SOUSA, A. L.; Silva, I. R. R.; Castro, P. H. M. **Retração térmica e fissuração em Concreto por calor de hidratação**. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Federal de Goiás, Goiás, 2014.

SOUZA, M. ; RIPPER, T V. C. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

VITÓRIO, J. A. P. **Um estudo comparativo sobre métodos de alargamento de pontes rodoviárias de concreto armado**. Porto: Tese (Doutorado), 2013