



Revista Interdisciplinar do Pensamento Científico. ISSN: 2446-6778  
Nº 5, volume 5, artigo nº 68, Julho/Dezembro 2019  
D.O.I: <http://dx.doi.org/10.20951/2446-6778/v5n5a68>  
Edição Especial

## **COMPARATIVO ENTRE O MODELO DE BIELAS E TIRANTES E O MODELO DE FLEXÃO ELÁSTICA DA NBR 6118/2014 APLICADO A UMA VIGA DE TRANSIÇÃO**

**Ruan Ferrari Marinho<sup>1</sup>**

Engenheiro Civil

**Gabriel Farias da Silva<sup>2</sup>**

Engenheiro Civil

**Igor Nascimento Baptista<sup>3</sup>**

Engenheiro Civil

**M. Sc. Cristiano Pena Miller<sup>4</sup>**

Orientador

**D. Sc. Amanda Camerini Lima<sup>5</sup>**

Orientador

### **Resumo**

O método comum de analisar e dimensionar uma estrutura decorrente dos esforços nela gerados, considera um limite para a deformação que o elemento sofrerá. Ocorre que, devido aos carregamentos incidentes na estrutura, pode-se ocasionar problemas de deformações excessivas e incontroláveis, com diversos pontos críticos, onde as análises seccionais não

---

<sup>1</sup> Centro Universitário Redentor, Engenheiro Civil, Itaperuna-RJ, [ruanferrari12@gmail.com](mailto:ruanferrari12@gmail.com)

<sup>2</sup> Centro Universitário Redentor, Engenheiro Civil, Itaperuna-RJ, [gabrielfariaseng@gmail.com](mailto:gabrielfariaseng@gmail.com)

<sup>3</sup> Centro Universitário Redentor, Engenheiro Civil, Itaperuna-RJ, [igorbaptista50@hotmail.com](mailto:igorbaptista50@hotmail.com)

<sup>4</sup> Centro Universitário Redentor, Engenheiro Civil, Itaperuna-RJ, [cristianomiller@yahoo.com.br](mailto:cristianomiller@yahoo.com.br)

<sup>5</sup> Centro Universitário Redentor, Engenheiro Civil, Itaperuna-RJ, [amandacamerini@hotmail.com](mailto:amandacamerini@hotmail.com)

conseguem resultados satisfatórios. Uma viga de transição, que tem a finalidade de receber um carregamento de um pilar e distribuí-lo para outros pilares, apresenta regiões com uma alta concentração de tensões. Todavia, com a influência que a geometria das peças e seu estado estático provoca nas análises e resultados estruturais, conforme é apresentado na hipótese de Bernoulli de distribuição linear de deformações, acarreta na necessidade de métodos diferenciados e particulares para o seu dimensionamento, tendo por objetivos, resultados mais claros visando sempre o mais adequado economicamente e que atenda a todas as necessidades levantadas. Com isso, o estudo de caso comparou resultados obtidos pelo Modelo de Bielas e Tirantes (MBTs) em diferentes propriedades normativas, até que conclui-se num dimensionado capaz de atender às especificações técnicas de projeto e que garantisse resultados satisfatórios. Portanto, o controle de deformações, estando os mesmos minimizados, apresentando uma menor taxa de aço considerável para seu dimensionamento, proporciona maior destaque na utilização desse modelo.

**Palavras-chave:** bielas; tirantes; deformações;

## **Abstract**

The common method of analyzing and dimensioning a structure resulting from the efforts generated in it, considers a limit to the deformation that the element will suffer. It occurs that, due to the loads incident on the structure, it can cause excessive and uncontrollable deformation problems, with several critical points, where the sectional analyzes can not achieve satisfactory results. A transition beam, which has the purpose of receiving a load from a pillar and distributing it to other pylons, presents regions with a high concentration of stresses. However, with the influence that the geometry of the parts and their static state causes in the analysis and structural results, as presented in the Bernoulli hypothesis of linear distribution of deformations, entails the need for differentiated and particular methods for their dimensioning, having as objectives , clearer results always aiming at the most economically appropriate and that meets all the needs raised. Therefore, the case study compared the results obtained by the Model of Rods and Rods (MBTs) in different normative properties, until it is concluded in a dimension capable of meeting the technical specifications of the project and that guarantees satisfactory results. Therefore, the control of deformations, being minimized, presenting a considerably lower steel rate for its dimensioning, gives greater prominence in the use of this model.

**Keywords:** connecting rods; braces; deformations;

## **1. INTRODUÇÃO**

Tendo em vista o acelerado desenvolvimento da engenharia no cenário atual, onde demanda-se cada vez mais de resultados precisos e econômicos, o Modelo de Bielas e Tirantes (MBTs) mostrou-se ideal para o dimensionamento de estruturas de concreto armado.

Dentre os diversos métodos já pesquisados, é bastante empregado os Modelos de Bielas e Tirantes (MBTs) para a verificação de demasiados esforços como a flexão e tração, assegurando um estudo eficiente entre ele e as análises seccionais. Assim nos permite ter uma melhor visualização do comportamento dos elementos estruturais de uma edificação, possibilitando uma melhor verificação da distribuição das tensões e dessa forma tornar

ainda mais compreensível o reconhecimento das regiões nas quais há uma maior solicitação de esforços.

De maneira direta, o modelo estudado é formado por barras comprimidas e tracionadas, tendo uma conexão entre elas características de um nó, de aspectos semelhantes a uma treliça. Tendo as bielas com uma trabalhabilidade mais favorável no campo de compressão e de forma oposta, define-se os tirantes atuantes de maneira confortável no campo de tração.

De acordo com o Método de Elementos finitos, o Método de Bielas e Tirantes permitiu de maneira eficaz conhecermos os valores das principais tensões nas quais a estrutura está submetida, que por sua vez, houve diminuição no número de eventos de superdimensionamento de projeto, o que nos beneficiou em termos econômicos.

As atuações impostas pelo Modelo de Bielas e Tirantes (MBTs) compreende todo o campo de compressão e tração de qualquer elemento estrutural analisado, com o propósito de verificação de sua resistência, levando em consideração a complexa condição de carregamentos e tensões concentradas em determinados pontos. À vista disso, a grande vantagem desse modelo é a capacidade de verificar a estrutura de forma completa, sem que haja a necessidade da separação das forças internas e das solicitações dos esforços influentes para o seu equilíbrio (NEPOMUCENO, 2012).

Cada estrutura é considerada única para o seu dimensionamento, elas apresentam comportamentos distintos para regiões determinadas ao longo de todo o trecho, especificamente, da distribuição e a concentração de tensões, além de sua deformação. Deste modo, Miller *et al.* (2006) estabelece que essa estrutura é dividida em regiões B e D.

Sendo a primeira, regiões que apresentam a possibilidade do emprego da teoria clássica da flexão, ao passo que, nas últimas são verificadas perturbações e alterações nas distribuições de tensões, ocasionadas principalmente pela alta concentração de forças, aberturas e interrupções geométricas. Ou seja, nas regiões D, o elemento estrutural deformado não mantém sua forma plana, apresentando deformações expressivamente não-lineares o que caracteriza instabilidade e riscos definitivos na estrutura (CAMPOS FILHO, 2006).

Isto posto, Campos Filho (1996) defende a necessidade do emprego desse modelo para sua análise e dimensionamento diretamente para as regiões D. Pois a forma inadequada que essa região é tratada, acarreta nos principais comportamentos defectivos de uma estrutura, bem como, apresentam falhas estruturais preocupantes.

De acordo com Nepomuceno (2012), o desenvolvimento da análise e aplicabilidade do modelo na determinada região especificada anteriormente, é realizado através do emprego do teorema do limite inferior da plasticidade, onde é obtido um limite para carga última desde que o equilíbrio e critérios de ruptura apresentados tenham gerados resultados satisfatórios, ou seja, que os esforços externos e internos estejam em equilíbrio de forma que os valores últimos não sejam ultrapassados.

## 2. TENSÕES LIMITES E ÂNGULO DAS BIELAS

### 2.1. Tensões limites nas bielas

As bielas são modeladas através de discretizações de campos de tensão de compressão na estrutura de concreto. Sendo as mesmas classificadas quanto à três tipos, dependendo da forma de como as tensões de compressão são distribuídas por meio da estrutura. Quando as tensões de compressão são distribuídas radialmente, com curvatura desprezível, sem a manifestação de tensões transversais de tração, recebem o nome de tipo “leque”. Geralmente encontram-se onde as forças são introduzidas e propagadas suavemente. Quando um campo de tensões de compressão com tensões transversais de tração é representado, essas são referentes ao tipo “garrafa”. A curvatura do campo de tensões é realçada e a propagação de tensões neste campo causa compressão biaxial ou triaxial abaixo das forças atuantes. O tipo “prismático” demonstra o campo de tensões de compressão de maneira uniforme, sem perturbações, e não gera tensões transversais de tração.

Para verificação dos campos de tensão em formato de “leque” e “prismático” é utilizado a resistência uniaxial de cálculo do concreto

$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd}$  e não desenvolvem tensões transversais. Para campos de tensão em forma de “garrafa”, emprega-se uma metodologia de ruptura multiaxial.

“A resistência do concreto em campos de tensão de compressão depende do estado multiaxial de tensões e da presença de fissuras e armaduras” (CAMPOS FILHO, 1996, p. 11).

Os parâmetros básicos de resistência das bielas, de acordo com Schlaich *et al.* (1987), são:

- $f_{cd} = 1,0 \sigma_{cd}$  – para estado uniaxial e sem perturbação;

- $f_{cd} = 0,8 \dots_{cd}$  – para campos de tensão de compressão com fissuras paralelas às tensões de compressão;
- $f_{cd} = 0,6 \dots_{cd}$  – para campos de compressão com fissuras inclinadas.

Estes valores se aplicam ao concreto estrutural, com limitações de aberturas que são normalmente demonstradas nas normas.

Quando uma armadura de tração atravessar o campo de tensões, os valores concernentes ao concreto fissurado têm de ser utilizados no concreto com tensões de tração transversal abaixo da resistência à tração.

Seguindo a teoria da elasticidade durante a modelagem, fissuras inclinadas não deverão aparecer. Contudo, se ocorrer uma situação de carga distinta da que originou o modelo, fissuras inclinadas podem aparecer.

Campos Filho (1996), afirma que para estados de tensão de compressão bi ou tridimensionais, pode-se considerar um aumento da resistência. Em regiões confinadas isso pode ocorrer, sendo que o confinamento pode ocorrer quando um volume de concreto envolve um campo de compressão ou utilizando-se uma armadura transversal.

Segundo Curty (2009), é de grande importância enfatizar que a resistência do concreto nas bielas é função do estado multiaxial de tensões e das perturbações causadas pela armadura e fissuras. Principalmente quando ocorre em ambas as direções transversais, a compressão transversal se torna favorável. Já as tensões de tração transversais e as fissuras que elas causam são prejudiciais, podendo levar o concreto à ruptura com tensões menores do que a sua resistência à compressão.

## 2.2. Regiões Nodais

Giongo e Santos (2008) definem nós como uma idealização de uma região em que mudanças abruptas acontecem nas direções das forças, oriundas das bielas comprimidas, tirantes tracionados, forças de ancoragem e forças externas (ações concentradas ou reações de apoio). Entretanto, essa mudança abrupta de direção das forças é idealizada para ocorrer de forma simples pontual, e na realidade acontece em um certo comprimento e largura do elemento estrutural de concreto armado.

Segundo Shalaich (1987), os nós dos modelos de bielas e tirantes são classificados em:

- singulares ou concentrados;

- distribuídos ou contínuos.

Os nós são considerados singulares se uma biela ou tirante, que são ligados em um determinado nó representa um campo de tensões concentrado. Campos Filho (2009), aborda que os nós são distribuídos quando se têm três campos de tensão no concreto de determinada largura, se ligando a outros do mesmo tipo ou com tirantes tracionados, que consistam de muitas barras de armadura distribuídas.

Campos Filho (2009) ainda define que os nós distribuídos não são críticos e é considerável verificar a ancoragem das barras de armadura, e se tem barras de armadura nos desvios das fibras mais externas dos campos de compressão.

A verificação dos nós singulares deve ser analisada com enorme cuidado, a fim de atender as seguintes particularidades:

- as tensões médias de compressão nos contornos da região nodal não devem exceder os valores:

à  $f_{cd}^* = 1,1 \dots_{cd}$  nos nós onde somente tensões de compressão se encontram, formando um estado de tensões bi ou tridimensional.

à  $f_{cd}^* = 0,8 \dots_{cd}$  nos nós onde as barras tracionadas são ancoradas, deve-se realizar um desconto na resistência.

Deve-se realizar a verificação da ancoragem dos tirantes nos nós, considerando o raio mínimo de curvatura das barras e o comprimento de ancoragem das barras, seguindo às normas.

A Tabela 1 e Tabela 2, a seguir, expõe os valores de resistências disponíveis e predefinidos pelo programa CAST (2000) para nós e bielas, podendo os mesmos, serem adotados de forma arbitrária pelas necessidades do projetista.

**Tabela 1 – Propriedades dos nós segundo as normas e expressões disponíveis no CAST (2000)**

Propriedades dos nós							
Eq. Códigos	Fator	Fator	Fator	Fck (MPa)			
	Eficiência	Redução Resistência	Resultante	20	30	40	50
ACI CCC	0,850	0,750	0,638	12,75	19,13	25,50	31,88

ACI CCT	0,680	0,750	0,510	10,20	15,30	20,40	25,50
ACI CTT	0,510	0,750	0,383	7,65	11,48	15,30	19,13
Marti (1985) CCC	0,600	0,750	0,450	9,00	13,50	18,00	22,50
Schlaich (1987) CCC	0,850	0,750	0,638	12,75	19,13	25,50	31,88
Schlaich (1987) CCT / CTT	0,680	0,750	0,510	10,20	15,30	20,40	25,50
MacGregor (1997) CCC	0,777	0,750	0,583	11,66	17,48	23,31	29,14
MacGregor (1997) CCT	0,661	0,750	0,496	9,92	14,87	19,83	24,79
MacGregor (1997) CTT	0,583	0,750	0,437	8,75	13,12	17,49	21,86

**Tabela 2 – Propriedades das bielas segundo as normas e expressões disponíveis no CAST (2000)**

Propriedades das bielas							
Eq. Códigos	Fator Eficiência	Fator Redução Resistência	Fator Resultante	Fck (MPa)			
				20	30	40	50
ACI prismatic	0,850	0,750	0,638	12,75	19,13	25,50	31,88
ACI “forma garrafa” c/ armad.	0,637	0,750	0,478	9,56	14,33	19,11	23,89
ACI “forma garrafa” s/ armad.	0,510	0,750	0,383	7,65	11,48	15,30	19,13
ACI bielas em elem. Tracionados	0,340	0,750	0,255	5,10	7,65	10,20	12,75
ACI bielas para	0,510	0,750	0,383	7,65	11,48	15,30	19,13

todos os outros casos							
Nielsen (1978)	0,550	0,750	0,413	8,25	12,38	16,50	20,63
Ramirez & Breen (1983)	0,515	0,750	0,386	7,73	11,59	15,45	19,31
Marti (1985)	0,600	0,750	0,450	9,00	13,50	18,00	22,50
Schlaich (1987)	0,850	0,750	0,638	12,75	19,13	25,50	31,88
biela não fissurada							
Schlaich (1987)	0,680	0,750	0,510	10,20	15,30	20,40	25,50
biela c/ armad. Tracionada perpendicular ao seu eixo							
Schlaich (1987)	0,340	0,750	0,255	5,10	7,65	10,20	12,75
bielas c/ fissuras de grande abertura							
MacGregor (1997)	0,777	0,750	0,583	11,66	17,48	23,31	29,14
bielas não fissurada							
MacGregor (1997)	0,622	0,750	0,467	9,33	14,00	18,66	23,33
biela fissurada c/ armad. Perpendicular ao eixo							
MacGregor (1997)	0,505	0,750	0,379	7,58	11,36	15,15	18,94
biela fissurada s/ armad. Perpendicular ao eixo							
MacGregor (1997)	0,466	0,750	0,350	6,99	10,49	13,98	17,48
biela em zona							



### 2.3. Parâmetros de resistência das regiões nodais

Os nós são elementos que precisam de atenção especial pelo fato de precisarem certificar uma transferência de forças adequada entre bielas e tirantes. O ângulo formado pelas bielas e tirantes que nele ocorrem é um fator limitante de segurança. Quanto menor o ângulo, menor a resistência à compressão da biela. A Tabela 3, a seguir, demonstra os intervalos permitidos para o ângulo formado entre uma biela e tirante, de acordo com as recomendações das principais normas internacionais e pesquisadores.

**Tabela 3 - Limites inferior e superior para o ângulo formado entre as diagonais comprimidas e a armadura longitudinal da viga.**

Norma ou pesquisador	Ângulo permitido
NBR 6118:2003	$30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
ACI 318 (2002)	$25^\circ \leq \theta \leq 65^\circ$
EUROCODE 2 (1992)	$31^\circ \leq \theta \leq 59^\circ$
Projeto de revisão do EUROCODE 2 (1999)	$21^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
CEB-FIP Model Code (1990)	$18,4^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
FUSCO (1984)	$26^\circ \leq \theta \leq 63^\circ$
SCHLAICH & SCHÄFER (1987)	$45^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$

Fonte: Dos Santos (2006, p. 40).

Os parâmetros da ACI 318 (2002) foram adotados para classificação das regiões nodais. A classificação das regiões nodais é sugerida pelas prescrições da norma norte americana como:

**CCC:** região nodal circundada somente por bielas;

**CCT:** região nodal circundada por bielas e por um único tirante;

**CTT:** região nodal circundada por uma única biela e por tirantes em uma ou mais direções;

**TTT:** região nodal circundada por três ou mais tirantes.

Os critérios de resistência da região nodal de acordo com o Apêndice A do ACI 318 (2002) são:

$$\phi \cdot F_{nn} \geq F_u$$

$$F_{nn} = f_{cu} \cdot A_n$$

$$f_{cu} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f_c'$$

Sendo:

$f_c$  = resistência característica do concreto;

$$\phi = 0,85;$$

$\beta_s = 1,0$  para regiões nodais circundadas por bielas e/ou placas de apoio (nós tipo CCC);

$\beta_s = 0,80$  para regiões nodais ancorando somente um tirante (nós tipo CCT);

$\beta_s = 0,60$  para regiões nodais ancorando dois ou mais tirantes (nós tipo CTT).

### 2.3. Determinação da inclinação do ângulo das bielas

O ângulo  $\theta$  formado entre as bielas e o eixo longitudinal do elemento que pode ser atribuído no intervalo  $\theta_{\min} \leq \theta \leq \theta_{\max} = 45^\circ$ .

A taxa de armadura transversal que é necessária aumenta conforme o ângulo escolhido se aproxima do valor máximo de  $45^\circ$ , em contrapartida a tensão nas bielas diminui. A área da armadura transversal diminui ao se assumir um valor de  $\theta$  próximo a  $\theta_{\min}$ , contudo o que faz resultar um acréscimo nas tensões de compressão que atuam nas bielas. Desse modo Santos (2006) define que se sugere a adoção de valores da inclinação

São verificadas de forma direta, pois deve-se apenas garantir que estas tensões estejam dentro dos limites estabelecidos. As normas, os códigos e os pesquisadores diferenciam o valor mínimo que pode ser utilizado para inclinação  $\theta$  das bielas. O MC CEB-FIP (1990) apud Santos (2006) recomenda a utilização da inclinação mínima  $\theta_{\min} = 18,4^\circ$  ( $\cotg\theta_{\min} = 3$ ). Esse valor sugerido se relaciona a casos de viga em flexo-compressão, usualmente encontrada em vigas protendidas.

Sugestões baseadas em experimentos indicam valores mínimos para inclinação das bielas comprimidas em torno de  $\theta_{\min} = 26,5^\circ$ , pois alguns pesquisadores não concordam com esse valor, com a alegação de ser um valor muito baixo.

Deve-se então destacar que “bielas com inclinações baixas resultam em alta tensão na armadura transversal entre o início da fissuração e o estado limite último, além de requererem maior comprimento de ancoragem da armadura longitudinal.” (SANTOS, 2006, p. 28). Nesse caso, o projeto pode ser limitado então pelo controle da fissuração, impedindo valores de  $\theta$  próximos a  $\theta_{\min}$ . Além disso, é aconselhado não usar pequenas inclinações em elementos sujeitos a tração axial. Por fim, Santos (2006) aborda que valores de  $\theta$  próximos a  $45^\circ$  demonstram que a armadura tracionada irá atuar sem colaboração do concreto, sendo que, ao se aproximar  $\theta$  de seu valor mínimo, igual a  $30^\circ$ , os mecanismos alternativos ao de treliça passam a atuar.

### 3. PROBLEMA ANALISADO

Trata-se de uma viga de transição com dimensões de 30x80 centímetros, localizada no 1º pavimento de um Centro Esportivo e Sede Administrativa, com vão total de 8,15 metros, com apoios nas suas extremidades, sendo pilares com dimensões de 50x50 centímetros. Nasce um pilar com carregamento de 188,41 kN, apresentando dimensões de 20x40 centímetros, exatamente no meio da viga, provocando carregamentos pontuais na mesma.

Os carregamentos considerados no elemento foi o peso próprio, carga de revestimento e sobrecarga de utilização.



**Figura 1 – Esquema da viga de transição apresentada pelo software Eberick**

Fonte: Eberick-AltoQi

#### 4. METODOLOGIA

A princípio foi realizado o pré-dimensionamento da viga de transição com base nos critérios da norma NBR 6118/2014, e em seguida, o lançamento dos seus respectivos valores e solicitações.

Dessa maneira, para dimensionamento e modelagem da viga, foi utilizado o programa Eberick, em que se baseia a modelagem da estrutura em um pórtico espacial composto por barras, que apresentam as vigas e pilares e que são vinculados por nós.

Utilizando-se especificamente os princípios do modelo de bielas e tirantes, a fim de verificar as tensões e os nós nas bielas e tirantes com as condições de carregamentos e propriedades da viga, esta foi modelada no programa CAST (2000). O programa manuseado permite a realização da verificação das estruturas de concreto. Como afirma Miller *et al.* (2006), o programa possui interface gráfica que possibilita a realização dos modelos a partir de condições de contorno geométricas e estáticas, e emprega tensões limites que são prescritas pela ACI 318.

Por fim, foram analisados os resultados obtidos no programa CAST (2000) pelo método MBTs, que demonstraram os valores de tensões e dos nós nas bielas e tirantes.

#### 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos pelo programa Eberick-AltoQi expõe as condições em que a peça apresenta ao ser dimensionada, levando em consideração suas características geométricas e sua resistência no estado limite último e de serviço. A Tabela 4, a seguir, apresenta os parâmetros levantados.

Tabela 4 – Parâmetros obtidos pelo software Eberick-AltoQi

Pilar Trecho	Dados			Resultados						
	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm <sup>2</sup> )	As Sup (cm <sup>2</sup> )	As esq trecho (cm <sup>2</sup> )	Asw min (cm <sup>2</sup> )	As dir trecho (cm <sup>2</sup> )	Asw Pele (cm <sup>2</sup> )	Fissura (mm)	Flecha (cm)
P57	0.50			10 ø 16.0 20.15					0.07	
1	8.15	30.00 x 80.00	8 ø 16.0 15.85		ø 5.0 c/ 7 160.00	ø 5.0 c/ 13	ø 5.0 c/ 7 160.00	2x4 ø 10.0	0.07	1.19
P58	0.50			10 ø 16.0 20.17					0.07	

Verificando a estrutura pelo método dos elementos finitos, analisado pelo regime elástico-linear, foi demonstrado o caminho das tensões principais aplicadas na peça.

De acordo com o fck de 25MPa utilizado e as propriedades da peça, bem como, o comprimento dos vãos e as cargas atuantes, foi possível determinar no estado de serviço com o auxílio do software CAST (2000) uma variação de 30° a 45° dos ângulos das armaduras. Sendo que, especificamente as bielas, apresentaram um melhor comportamento com inclinação menor que 45°.

A determinação do ângulo capaz de determinar a maior ou menor linha de transferência dos carregamentos aplicados à estrutura, define sua capacidade de resisti-los e garantir sua funcionalidade estrutural.

Resulta-se que analisando a estrutura pode-se observar os pontos críticos do elemento, sendo definidos em suas extremidades e no ponto de nascimento do pilar. A alta taxa de armadura que seria necessária para sustentar as variações de carga incididas pelo estado de serviço, transparece a aplicação dos modelos de bielas e tirantes se comparado aos métodos seccionais.

As aplicações dos carregamentos sobre a estrutura define o quão a mesma apresentará deformações. O conjunto como é trabalhado nos modelos de bielas e tirantes consegue controlar essas deformações de forma direta, transmitindo as tensões aos apoios sem que a estrutura sofra com o momento de atuação dos carregamentos.

## **6. CONCLUSÃO**

O modelo de bielas e tirantes é aplicado em diversos elementos estruturais, onde os mais comuns são de concreto armado e protendido. Sua generalidade é capaz de identificar de modo realista e sistemático valores de forma aproximada dos pontos críticos e taxas de armadura necessária para uma resistência eficiente.

As bielas e tirantes são representações claras e objetivas sobre as atuações dos campos de compressão e tração de uma estrutura. Sendo assim, pode-se analisar como é a distribuição desses modelos aplicados ao elemento em estudo. Vale ressaltar que através desse modelo estudado, abre-se novas pesquisas e campos de atuação para diferentes aplicações de dimensionamentos, sucedendo a estrutura ao melhor resultado necessário.

Foi notado que as vigas de transição são elementos de grandes dimensões, com altura elevada, influenciada pelos altos carregamentos pontuais aplicados em sua estrutura.

Prejudicando portanto, os resultados finais de um dimensionamento, conseqüentemente, apresentando a necessidade de métodos diferenciados de análises, para alcançar os melhores resultados possíveis.

Na prática, é uma viga cada vez mais utilizada, devendo ser evitada, quando possível, tendo em vista uma altura elevada, causando problemas para o dimensionamento da estrutura e para o projeto de engenharia. De modo a gastar menos armadura e possibilitar uma melhor facilidade na execução da construção utilizou-se esse estudo, apresentando suas vantagens e aplicabilidades.

## 7. REFERÊNCIAS

Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. ACI 318R-14 - American Concrete Institute. [S.l.]. 2014. (978-0-87031-930-3).

CURTY, L. A. **Estudo Experimental dos Consoles Curtos de Concreto Armado Reforçados com Compósitos de Fibras de Carbono**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Riode Janeiro, p. 193. 2009.

DOS SANTOS, D. **ANÁLISE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO MODELO DE BIELAS E TIRANTES**. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2006.

MILLER, C. P. et al. **APLICAÇÃO DO MODELO DE BIELAS E TIRANTES: ESTUDO DE CASO**. XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural. Campinas. 2006.

NEPOMUCENO, C. L. **ANÁLISE DE VIGAS-PAREDE APLICANDO MODELO DE BIELA E TIRANTE E MICROTRELIÇA**. Faculdade de Tecnologia. UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA. Brasília. 2012.

FILHO, A. C. **DETALHAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PELO MÉTODO DAS BIELAS E DOS TIRANTES**. UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL. RIO GRANDE DO SUL, p. 25. 1996.

GIONGO, J. S.; SANTOS, D. D. **ANÁLISE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO MODELOS DE BIELAS E TIRANTES**. São Carlos. 2008. (1809-5860).

PATONJA, J. D. C. **Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e tirantes**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 240. 2012.

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWEIN, M. **Toward a Consistent Design of Structural Concrete**. PCI JOURNAL. [S.l.]. 1987.

### Sobre os Autores

**Autor 1:** Engenheiro Civil. E-mail: [ruanferrari12@gmail.com](mailto:ruanferrari12@gmail.com)

**Autor 2:** Engenheiro Civil. E-mail: [gabrielfariaseng@gmail.com](mailto:gabrielfariaseng@gmail.com)

**Autor 3:** Engenheiro Civil. E-mail: [igorbaptista50@hotmail.com](mailto:igorbaptista50@hotmail.com)

**Autor 4:** M. Sc. Engenharia Civil. E-mail: [cristianomiller@yahoo.com.br](mailto:cristianomiller@yahoo.com.br)

**Autor 5:** D. Sc. E-mail: [amandacamerini@hotmail.com](mailto:amandacamerini@hotmail.com)