



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**DYLSON JUNYER DE SOUZA LOPES**

**ANÁLISE DE MÉTODOS ANALÍTICOS DE BLOCOS RÍGIDOS SOBRE DUAS  
ESTACAS E AS TENSÕES LÍMITES DAS REGIÕES NODAIS**

**Natal**

**2019**

**DYLSO JUNYER DE SOUZA LOPES**

**ANÁLISE DE MÉTODOS ANALÍTICOS DE BLOCOS RÍGIDOS SOBRE  
DUAS ESTACAS E AS TENSÕES LÍMITES DAS REGIÕES NODAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil – ênfase em Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barros

Coorientador: Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel

**Natal**

**2019**

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN  
Sistema de Bibliotecas - SISBI  
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Lopes, Dylson Junyer de Souza.

Análise de métodos analíticos de blocos rígidos sobre duas estacas e as tensões limites das regiões nodais / Dylson Junyer de Souza Lopes. - 2019.

183f.: il.

Dissertação (Mestrado)-Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Natal, 2019.

Orientador: Dr. Rodrigo Barros.

Coorientador: Dr. Daniel Nelson Maciel.

1. Blocos rígidos - Dissertação. 2. Dimensionamento - Dissertação. 3. Regiões nodais - Dissertação. 4. Concreto armado - Dissertação. I. Barros, Rodrigo. II. Maciel, Daniel Nelson. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624

DYLSO JUNYER DE SOUZA LOPES

**ANÁLISE DE MÉTODOS ANALÍTICOS DE BLOCOS RÍGIDOS SOBRE DUAS  
ESTACAS E AS TENSÕES LÍMITES DAS REGIÕES NODAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil – ênfase em Estruturas.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Rodrigo Barros – Orientador, UFRN

---

Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel – Coorientador, UFRN

---

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho – Examinado Interno, UFRN

---

Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes – Examinador Externo, UFPB

**Natal, 18 de março de 2019**

## DEDICATÓRIA

A Dyckson Junyano de Souza Lopes [*in memoriam*], grande irmão, um segundo pai, um exemplo de homem de bom coração. Partiu de forma inesperada, mas deixou ensinamentos para toda minha vida, além de ser um dos grandes incentivadores para que continuasse meus estudos.

A Ana Lucia de Lima Souza, minha querida mãe, que amo muito e dedicou sua vida à seus filhos e sempre me fazendo continuar e acreditar, até mesmo nos dias mais sombrios, tirando forças de onde não tinha para dizer que eu não poderia desistir.

A Marcos Alberto Lopes, meu pai, pessoa que cresci tendo como exemplo e que sempre me abriu os olhos para enxergar mais longe.

A Alinne Viviane de Souza Lopes, minha irmã querida, cuidadosa, que faz de tudo para ver o bem-estar da nossa família

Posso descansar em Ti  
Você me ensinou meu Mestre  
E se o fardo estiver pesado  
Posso colocar sobre Ti  
E leve estarei.

*(Descanso - Oficina G3).*

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar a Deus por ter me concedido a vida, sempre me dando forças e me mostrando seus propósitos para comigo.

A minha família por estarem sempre comigo, apoiando, ensinando, incentivando até nas horas difíceis

A Rodrigo Barros, professor e orientador, que apesar do pouco tempo de convívio, mostra de maneira exemplar como devem ser executadas as tarefas, sendo fundamental não somente neste trabalho, mas para um aprendizado de grande valia, repassando seus conhecimentos e os caminhos para a busca da evolução.

A Fabiana Stripari Munhoz e ao Rodrigo Gustavo Delalibera pelo fornecimento dos dados experimentais, para elaboração deste trabalho.

A Lisarb Brasil, Hidelbrando Diógenes, Marcio Furukava e Aglaer Nasia pela amizade de sempre e pelo estímulo ao prosseguimento dos estudos com o mestrado.

Aos grandes amigos e companheiros de estudo, Marcos Daian, Jacilândio Segundo, Anna Christinna, Valbelan Albuquerque, Olimpia Pujatt, Igor Araújo, Sara e Lorena Neris, que em meio aos estudos desenvolvemos um excelente convívio.

A todos os Professores e coordenadores do PEC, em especial aos Professores Rodrigo Barros, José Neres, Daniel Maciel, Joel Nascimento e Francisco Adriano, por todo conhecimento a mim repassado.

A Maik Moura, Vanusa Oliveira, Sandro Ribeiro e Erique Ferreira, pelos ótimos momentos do convívio enquanto moramos juntos, como também pela hospitalidade, paciência e companheirismo nas madrugadas.

A Hevla Kezia, pelo auxílio no desenvolvimento do programa utilizado neste trabalho.

Ao amigo e companheiro de trabalho José Nilton, pelo companheirismo e auxílio durante esse período.

A Tio Luizinho, por toda a disponibilidade em ajudar no que for preciso.

A Marciano Furukava por disponibilizar sua sala, para meu ambiente de estudo, que favoreceu de forma significativa para a realização das atividades e estudos.

Enfim, agradeço a todos que contribuíram de forma direta e indireta nessa trajetória.

# **ANÁLISE DE MÉTODOS ANALÍTICOS DE BLOCOS RÍGIDOS SOBRE DUAS ESTACAS E AS TENSÕES LÍMITES DAS REGIÕES NODAIS**

DYLSON JUNYER DE SOUZA LOPES

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barros

Coorientador: Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel

## **RESUMO**

Os blocos são importantes para o equilíbrio da estrutura e entre as principais dificuldades encontradas para o dimensionamento consiste em não existir um consenso ao se tratar do modelo de dimensionamento e comportamento desses elementos, o que gera lacunas a respeito das considerações que devem ser feitas no dimensionamento, gerando discrepâncias, por exemplo, dos valores das tensões de compressão na biela e área de aço. Este trabalho conduziu um estudo analítico, frente a ensaios experimentais realizados por Delalibera (2006) e Munhoz (2014), utilizando métodos de dimensionamento nacionais e internacionais, com o objetivo de avaliar os limites e resultados que promovem. Diante disso, observamos que o código espanhol possui maiores forças de avaliação enquanto Santos (2013), ABNT NBR 6118 (2014) e CEB (1990), menores. Outro fator importante foi a discrepância dos valores da resultante de tração do tirante teórico e experimental, apresentando variações de acordo com o bloco. Porém, na maior parte dos casos, a força experimental no tirante foi inferior a força no tirante referente aos métodos analíticos, o que pode estar relacionado a influência das armaduras secundárias, confinamento e a contribuição da resistência à tração do concreto.

**Palavras-chave:** Blocos rígidos; Dimensionamento; Concreto armado; Regiões nodais.

# **ANALYTICAL METHODS ANALYSIS OF RIGID TWO PILES CAPS AND THE LIMITS STRESS OF NODAL REGIONS**

DYLSO JUNYER DE SOUZA LOPES

Advisor: Prof. Dr. Rodrigo Barros

Co-advisor: Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel

## **ABSTRACT**

The pile caps are of great importance for the balance of structure and among the main difficulties for the dimensioning is the fact that there is no consonance when dealing with the model of dimensioning and behavior of these elements, which leaves various gaps on the considerations that should be made in the dimensioning, generating discrepancies, for example, the values of the compression stress in the connecting rod and the steel area value. This research led to an analytical study, compared to previous experimental tests by Delalibera (2006) and Munhoz (2014), using national and international standard codes, with the objective of evaluate the stress limits in nodal regions. Faced with this, we observe the spanish standard code has bigger evaluation forces and Santos (2013), ABNT NBR 6118 (2014) and CEB (1990) minors. Another important factor was the discrepancy of the values of the resulting of traction of the theoretical and experimental tie rods, where it presented variations according to the pile cap, but in all cases there was conservatism of the analytical methods, which may be related to the influence of the secondary reinforcement, confinement and the contribution of the tensile strength of the concrete.

**Keywords:** Piles caps; Dimensioning; Reinforced concrete; Nodal regions.

# Sumário

<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>13</b>
<b>Introdução</b> .....	<b>13</b>
1.1. JUSTIFICATIVA.....	15
1.2. OBJETIVOS.....	16
1.2.1. <b>Objetivo geral</b> .....	16
1.2.2. <b>Objetivos específicos</b> .....	16
1.3. METODOLOGIA .....	16
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	<b>18</b>
<b>Revisão Bibliográfica</b> .....	<b>18</b>
2.1. PESQUISAS EM BLOCOS SOBRE ESTACAS COM ÊNFASE EXPERIMENTAL.....	18
2.2. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO.....	24
2.2.1. Norma brasileira .....	24
2.2.2. Normas internacionais:.....	25
2.2.3. Outros métodos.....	38
2.3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES.....	49
2.3.1. Definição das regiões de descontinuidade e continuidade: .....	50
2.3.2. Análise estrutural .....	51
2.3.3. Processo do caminho das cargas .....	51
2.3.4. Escolha do modelo mais adequado.....	52
2.3.5. Bielas de compressão .....	52
2.3.6. Nós e Regiões nodais .....	54
2.3.7. Dimensionamento dos tirantes .....	62
2.3.8. Detalhamento das armaduras .....	62
2.4. CONFINAMENTO E CONTRIBUIÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO À TRAÇÃO .....	63
2.4.1. Comportamento de ligação e modos de falha .....	63

2.4.2. Influência do confinamento em estruturas tridimensionais .....	63
2.5. ESTUDOS COMPARATIVOS COM A ABNT NBR 6118 (2014).....	68
2.5.1. Thomaz (2015).....	68
2.5.2. Medeiros (2016) .....	70
2.5.3. Thomaz & Alves (2017).....	72
<b>CAPÍTULO 3.....</b>	<b>74</b>
<b>Estudo Analítico.....</b>	<b>74</b>
3.1. DESCRIÇÃO DOS MODELOS .....	74
3.2. DIMENSIONAMENTO .....	77
3.2.1. Resistência dos materiais .....	77
3.2.2. Força de avaliação.....	78
3.2.3. Taxa de armadura do pilar .....	79
3.2.4. Procedimento analítico.....	79
<b>CAPÍTULO 4.....</b>	<b>134</b>
<b>Força máxima de solicitação .....</b>	<b>134</b>
4.1. FORÇA TEORICA MÁXIMA DE TRAÇÃO NO TIRANTE E ÂNGULO TEÓRICO MÁXIMO.....	134
4.2. FORÇA EXPERIMENTAL DE TRAÇÃO NO TIRANTE E ÂNGULO EXPERIEMENTAL .....	135
4.2.1. Comparações com os valores experimentais .....	135
<b>CAPITULO 5.....</b>	<b>145</b>
<b>Desenvolvimento e implementação do programa .....</b>	<b>145</b>
5.1. INTRODUÇÃO .....	145
5.1.1. VBSE <sub>beta1.0</sub> .....	146
5.1.1.1. Dados de entrada.....	146
5.1.1.2. Metodologias aplicadas .....	147
5.1.1.3. Interface do programa .....	147
5.1.1.4. Composição do relatório .....	149

<b>CAPÍTULO 6.....</b>	<b>150</b>
<b>Resultados.....</b>	<b>150</b>
6.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	150
6.1.1. Bloco B35P25E25e0 .....	150
6.1.2. Bloco B35P25E25e0A <sub>sw,C</sub> .....	152
6.1.3. Bloco B35P25E25e0A <sub>sw0</sub> .....	154
6.1.4. Bloco B35P25E25e0CG .....	156
6.1.5. Bloco B45P25E25e0 .....	158
6.1.6. Bloco B45P25E25e0CG .....	160
6.1.7. Bloco B45P25E25e0A <sub>swc</sub> .....	162
6.1.8. Bloco B45P25E25e0A <sub>sw0</sub> .....	164
6.1.9. Bloco B35P50E25e0 .....	166
6.1.10. Bloco B45P50E25e0 .....	168
6.1.11. Blocos B110P125R1, B110P125R25, B110P125R4 .....	169
6.1.12. Blocos B115P250R1, B115P250R25, B115P250R4 .....	171
6.1.13. Blocos B120P375R1, B120P375R25 E B120P375R4 .....	173
6.1.14. Blocos B127P500R1, B127P500R25 E B127P500R4 .....	175
<b>CAPÍTULO 7.....</b>	<b>178</b>
<b>Considerações finais .....</b>	<b>178</b>
7.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	180
<b>Referências Bibliográficas .....</b>	<b>181</b>

## CAPÍTULO 1

# Introdução

Os blocos sobre estacas são submetidos a cargas concentradas, resultando em distribuições de deformação não lineares, apresentando principalmente regiões perturbadas levando em contestação a teoria da flexão. Logo, surge uma abordagem fundamentada no teorema do limite inferior da teoria da plasticidade, intitulado Modelo das bielas e tirantes, sendo, seguramente, indicado para o projeto de blocos fundação (CHANTELOT E MATHERN, 2010).

Em estruturas de concreto, pode ser feita uma diferenciação entre a região B, que representam regiões que obedece às hipóteses de Bernoulli com distribuição de deformação linear e a Teoria da Flexão se aplica, e a região D, que representam as regiões de descontinuidade, sejam elas geométricas ou estáticas, o que resulta em perturbações, e a hipótese de seções planas não é mais válida. De acordo com o princípio de Saint Venant, as regiões D se estendem até uma distância característica da descontinuidade (CHANTELOT E MATHERN, 2010).

Blocos sobre estacas, ou ainda chamados de blocos de coroamento, são estruturas de volumes, possuindo três dimensões de mesma ordem de grandeza. Os mesmos são elementos de fundação geralmente adotados quando as camadas de solo superiores não apresentam a capacidade de suporte requerida, onde os parâmetros de capacidade do solo de suporte e as cargas fornecidas pelos projetos são informações importantes para a adoção de uma proposta de fundação que atenderá os requisitos de projeto (MAREK FILHO, 2010).

Quando o solo possui camadas superficiais de baixa resistência ou quando as forças transmitidas pelos pilares são elevadas, se faz necessário o emprego de fundações ditas profundas, sejam estacas ou tubulões. Quando uma dessas soluções é adotada, torna-se imprescindível a construção de um elemento capaz de transferir a carga atuante dos pilares à fundação (OLIVEIRA, 2013).

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 conceitua bloco sobre estacas como "estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação".

Para o dimensionamento dos blocos, há em sua predominância o uso da teoria de flexão para os blocos flexíveis. Já para os rígidos, geralmente utiliza-se o Modelo de bielas e Tirantes. A teoria de flexão consiste na verificação do equilíbrio das seções críticas, na qual, a partir disso, obtém-se a área de aço que irá resistir as tensões de tração.

O método das bielas, proposto por Blévoit e Frémy (1967), incide na verificação das bielas e dimensionamento dos tirantes. Para conjectura do método, Blévoit e Frémy (1967) ensaiaram 100 (cem) blocos a fim de compreender as diversas influências que os arranjos de armadura provocam nestes elementos estruturais em blocos de duas, três e quatro estacas.

Posterior a Blévoit e Frémy (1967), Mautoni (1972) realizou ensaios em 20 (vinte) blocos sobre duas estacas e determinou, por meio de ensaios, o mecanismo de ruína, comparando a taxa crítica de armadura e a carga de ruptura do bloco.

Numa perspectiva mais recente, Delalibera (2006) analisou experimentalmente 14 (catorze) modelos, com o intuito de analisar a formação das bielas de compressão e a contribuição dos ganchos da armadura principal nas fases de serviços e de ruína.

Barros (2013) analisou o comportamento de blocos de fundação sobre duas estacas, identificando a influência da ligação pilar-fundação por meio de cálice externo, embutido e parcialmente embutido. Além disso, analisou a formação das bielas de compressão, a influência da rugosidade da ligação pilar-fundação e os modos de transferência da força oriunda do pilar para o bloco de fundação na presença de cálice.

Munhoz (2014), por sua vez, estudou a influência da seção geométrica de pilares com diferentes taxas de armaduras no comportamento de blocos rígidos de duas estacas, analisando a influência de pilares retangulares e quadrados na formação da biela e a influência das taxas de armaduras de pilares na transmissão da força pilar-bloco e na formação da região nodal superior. Verificou, ainda, a deformação das armaduras principais e armaduras complementares de blocos ensaiados com pilares quadrados e retangulares.

Para o estudo dos blocos de fundação, é importante salientar que muitos fatores influem na sua real capacidade portante. Classificação e formas das regiões nodais, influências das armaduras principais e secundárias, concreto comprimido e

tracionado são alguns exemplos desses fatores. O estudo de métodos de cálculos, balizados com experimentos, fornece respaldo sobre o quanto esses fatores determinantes estão sendo levados em consideração para o dimensionamento desses elementos.

Dessa forma, os blocos de fundação possuem importância no tocante à estabilidade da composição estrutural e deve haver conhecimento do seu desempenho frente as suas diversas variações de configuração, pois ainda há lacunas a serem supridas, havendo discrepância entre métodos de cálculo e a realidade que são inseridos.

### 1.1. JUSTIFICATIVA

O dimensionamento de bloco sobre estacas geralmente é dado com base nas tensões limite propostas por Blévoit e Frémy (1967), como também outras metodologias já consagradas. Porém, a ABNT NBR 6118 (2014) passou a propor os limites nos valores das regiões nodais para o dimensionamento desses elementos estruturais. Essas indicações normativas geram questionamentos acerca dos limites de tensão estabelecidos pela referida normalização, uma vez que seriam demasiadamente rigorosos.

Isso ocorre, pois, os limites propostos deixariam muitos blocos já executados fora dos padrões normativos, englobando, até mesmo, os métodos antes consagrados que são utilizados, fazendo-se questionar o emprego dos mesmos. Ademais, não apresenta critérios claros para o dimensionamento, sugerindo o Modelo de bielas e Tirantes, por apresentar uma melhor representação do seu comportamento.

Outro fator a ser considerado são as divergências dos critérios de cálculo e os limites das regiões nodais adotados pelo normativo brasileiro e internacional. Além disso, o estudo de fatores pouco comentados, que podem ter grande influência nesses elementos, como, por exemplo, a contribuição do concreto a tração.

Desse modo, essas divergências consistentes entre os limites normativos e os métodos tradicionais de dimensionamento já consagrados no meio técnico trazem como premissa identificar essas diferenças e analisá-las, justificando esse trabalho.

## 1.2. OBJETIVOS

### 1.2.1. Objetivo geral

O objetivo principal deste trabalho é avaliar os modelos de dimensionamento para blocos rígidos de fundação sobre duas estacas, como também o seu comportamento, comparando os resultados das tensões nas regiões nodais de blocos antes ensaiados experimentalmente com os limites estabelecidos por métodos internacionais e nacionais.

### 1.2.2. Objetivos específicos

Dentre os objetivos específicos estão:

- a) Apresentar os critérios de cálculo propostos por diferentes normativos para o tratamento deste elemento estrutural;
- b) Analisar a variabilidade dos valores das áreas de aço obtidas a partir dos diferentes processos de dimensionamento, bem como das tensões na biela comprimida e nas regiões nodais;
- c) Comparar os resultados obtidos analiticamente com os resultados experimentais de Delalibera (2006) e Munhoz (2014);
- d) Desenvolvimento de programa computacional VBSE Beta 1.0 para análise dos blocos estudados;
- e) Discorrer sobre os limites especificados pela ABNT NBR 6118: 2014 para as tensões em blocos sobre estacas frente a experimentos e outros códigos.

## 1.3. METODOLOGIA

Foi realizada uma revisão de literatura, expondo os métodos tradicionais de cálculo e prescrições existentes em métodos nacionais e internacionais, relativos ao dimensionamento e verificações de blocos sobre estacas.

O Modelo de Bielas e Tirantes foi apresentado junto as recomendações e verificações propostas por normas e por autores renomados, a fim de realizar uma análise analítica de blocos rígidos sobre duas estacas. Esta análise foi comparada aos resultados experimentais de Delalibera (2006) e Munhoz (2014).

Munhoz (2014) fez uma análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares com diferentes taxas de armadura. Delalibera (2006), em seu estudo, elaborou um estudo experimental e numérico de blocos de concreto sobre duas estacas submetidos a ação de força centrada e excêntrica.

O estudo comparativo teve ênfase nas regiões nodais superiores e inferiores, visando observar os diferentes resultados fornecidos por cada metodologia e os respectivos valores experimentais, comparando com os limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2014). Outrossim, foram analisados os valores da força no tirante experimental, com o intuito de se verificar a influência do concreto submetido a tração para blocos sobre estacas.

## CAPÍTULO 2

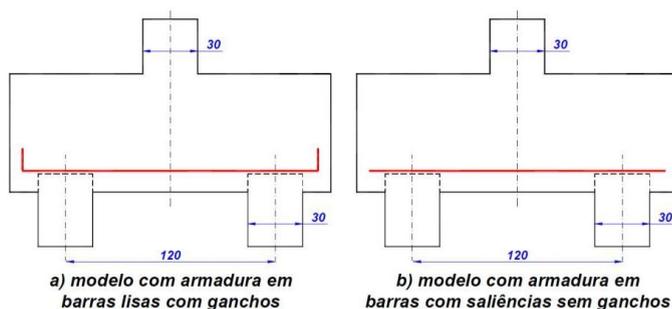
# Revisão Bibliográfica

A revisão bibliográfica foi desmembrada em 5 (cinco) partes: a primeira expõe pesquisas com ênfase experimental; a segunda apresenta as recomendações normativas e métodos para dimensionamento; a terceira mostra os critérios utilizados na analogia de bielas e tirantes; a quarta expõe o confinamento e a contribuição da resistência do concreto a tração; e, a quinta exhibe alguns estudos comparativos com a ABNT NBR 6118 (2014).

### 2.1. PESQUISAS EM BLOCOS SOBRE ESTACAS COM ÊNFASE EXPERIMENTAL

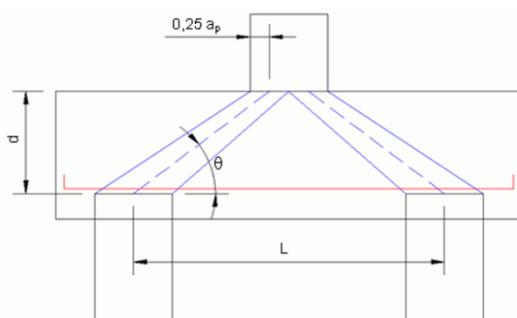
Blévyot e Frémy (1967) realizaram ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas, sob um carregamento centrado, com o objetivo de obter os níveis de formação de fissura e o estado limite último, sendo que estes ensaios foram realizados para validar seu método, intitulado Método das Bielas. Foram realizados ensaios sobre 116 (cento e dezesseis) blocos com diversos arranjos de armadura. Desse total de blocos, 94 (noventa e quatro) foram confeccionados em escala reduzida (1:2 e 1:3), enquanto que os 24 (vinte e quatro) restantes foram estabelecidos em tamanho real.

Os blocos sobre duas estacas possuíam em suas dimensões uma largura de 40 cm e uma distância entre eixos das estacas de 120 cm, onde as estacas tinham 30 cm de diâmetro. Além disso, as bielas possuíam inclinações em relação a face inferior do bloco superior a  $40^\circ$  e a distância da face do pilar com o eixo da estaca consiste em 45 cm. A Figura 2.1 mostra os arranjos de armaduras adotadas, sendo estes em barras lisas com ganchos e barras com mossas e sem gancho. Já a Figura 2.2 evidencia a geometria dos blocos sobre duas estacas que foram ensaiados.



**Figura 2.1:** Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévet e Frémy (1967)

**Fonte:** Munhoz, 2004.

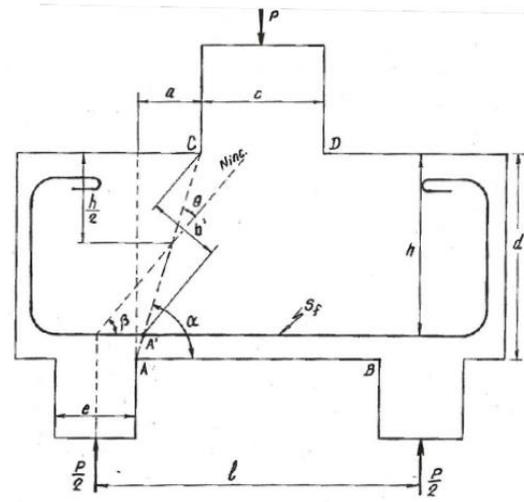


**Figura 2.2:** Definição da geometria dos blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévet e Frémy (1967)

**Fonte:** Munhoz, 2004.

Blévet e Frémy (1967) examinaram que a ruína se deu por esmagamento da biela comprimida junto ao pilar ou estaca, sendo ainda possível a ocorrência de ruína simultânea. Essa ruptura sobreveio em seguida a ocorrência de formação de múltiplas fissuras. Nos blocos armados sem gancho, foi constatado o escorregamento das barras e a tensão de compressão foi superada em 40% à resistência característica do concreto, como também a tensão na armadura foi superior em 15% à proposta em cálculo.

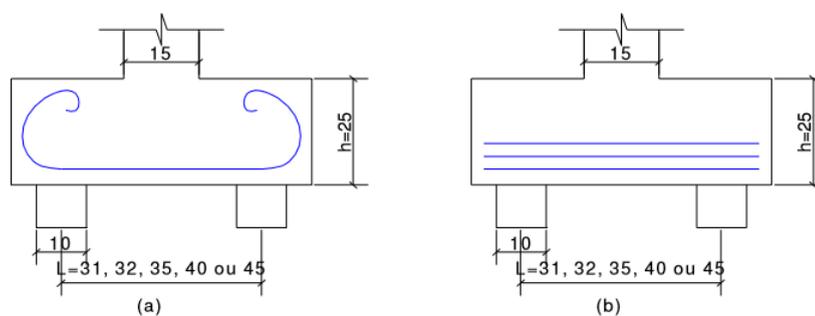
Os ensaios Mautoni (1972) consistiram na determinação do mecanismo de ruptura na comparação de uma formulação da taxa crítica de armadura e a carga de ruptura do bloco. Dessa maneira, se a taxa de armadura for inferior a taxa crítica de armadura, a ruptura ocorrerá por escoamento da armadura. Entretanto, se for superior a taxa crítica de armadura, a ruína ocorrerá por cisalhamento no plano comprimido A-C, como mostra a Figura 2.3.



**Figura 2.3:** Modelo esquemático dos ensaios de Mautoni (1972).

**Fonte:** Mautoni (1972).

Foram ensaiados 20 (vinte) blocos sobre duas estacas, onde os mesmos estavam armados somente com barras longitudinais de tração de 2 (dois) tipos: ancoragem em “bigode” (Figura 2.4a) e ancoragem em “laçada contínua” (Figura 2.4b).



**Figura 2.4:** Modelos adotados nos ensaios de Mautoni (1972).

**Fonte:** Mautoni (1972).

Os modelos possuíam estacas de 10 cm x 15 cm e pilares de 15 cm x 15 cm. A largura dos blocos era de 15 cm e a altura de 25 cm, ao passo que a distância entre estacas variava entre 31 cm, 32 cm, 35 cm, 40 cm e 45 cm, além de alturas úteis variando entre 20 cm, 21 cm e 23 cm.

Foi verificado que a primeira fissura visível ocorreu no meio do vão da região inferior do bloco, junto à armadura de tração, para um terço da força de ruína. Para

70% da carga de ruína, não foi verificado novas fissuras, apesar de haver um aumento da sua abertura. As fissuras, de modo geral, se deram de forma paralelas as bielas de compressão. Já a ruptura, ocorreu por cisalhamento no plano comprimido, sendo uma ruptura frágil, o que torna inadequado, já que o ideal se dá pelo escoamento da armadura do tirante, para que ocorra uma ruptura dúctil.

Delalibera (2006) analisou o comportamento de blocos sobre duas estacas submetidas à ação de força centrada e excêntrica com intuito de analisar a formação das bielas de compressão e a contribuição dos ganchos da armadura principal a fim de sugerir um modelo apurado de bielas e tirantes.

Foram confeccionados 14 (catorze) blocos sobre duas estacas com variações nos arranjos das armaduras, ângulo de inclinação das bielas de compressão, seções transversais dos pilares e na posição da aplicação da força de compressão, sendo dimensionados pelas recomendações de Blévy e Frémy (1967) e pela ABNT NBR 6118:2003.

Em termos de comportamento, os modelos apresentaram efeitos parecidos, surgindo a primeira fissura na face inferior do bloco junto à estaca e direcionando-se até a face superior do bloco junto ao pilar. O bloco só deixou de resistir à força aplicada no instante em que se iniciou o processo de ruptura do concreto do bloco junto ao pilar. Verificou-se que, em função das tensões de tração existentes na direção perpendicular as bielas de compressão, ocorreu redução no valor da força última nos modelos onde armaduras complementares eram ausentes (DELALIBERA, 2006).

Todos os modelos apresentaram ruína caracterizada por ruptura do concreto e cisalhamento, sendo que os modelos com pilares com seção transversal retangular suportaram mais que pilares com seção transversal quadrada, devido ao aumento da área da biela de compressão junto ao pilar.

As deformações das armaduras em todos os casos foram menores que a deformação de escoamento do aço. Ainda sobre as forças de tração nos tirantes, obtidas por meio de suas deformações, as mesmas também foram inferiores as propostas pelo modelo de Blévy e Frémy (1967).

Pelos ensaios, o referido autor concluiu que, em média, as primeiras fissuras visíveis surgiram à 20% da força última suportada. Comparado aos valores obtidos, Blévy e Frémy (1967) são muito conservadores.

Delalibera (2006) relata que, para blocos com estacas próximas as extremidades dos blocos, as deformações são pequenas quando relacionadas as tensões das seções dos blocos com estacas mais afastadas das extremidades dos blocos. O mesmo considera que somente a parte da estaca é solicitada de forma intensa, o que caracteriza ser mais realista de que toda a estaca solicitada pela mesma forma de compressão da biela.

Delalibera (2006) ainda comenta que o modelo sugerido oferece aproximações, assim como o modelo de bielas e tirantes. Todavia, em função dos resultados experimentais, o modelo proporciona melhores condições de segurança no tocante à verificação da tensão limite de compressão da região nodal inferior.

Barros e Giongo (2013) analisou o comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre duas estacas na presença de cálice de fundação, utilizados na ligação com pilares pré-moldados. Foram estudadas 3 (três) situações possíveis para o cálice: externo, embutido ou parcialmente embutido no bloco.

Entre algumas verificações estão:

- Para os modelos em escala reduzida 1:2, o comportamento estrutural dos blocos de fundação que utilizam cálice para ligação com pilares de concreto pré-moldado sofre influência pelo tipo de acomodação das paredes do cálice e do pilar;
- Foi constatado que os blocos da série com rugosidade apresentaram-se mais rígidos do que os blocos da série sem rugosidade;
- Foi verificado que o modelo teórico utilizado para dimensionamento de blocos de fundação com ligação monolítica não deve ser utilizado para o dimensionamento dos blocos de fundação que apresentem ligação por meio de cálice de fundação.
- As forças últimas experimentais encontradas apresentaram-se em torno de duas vezes o valor da força última teórica;
- A transferência da força oriunda do pilar para o cálice e, posteriormente para o bloco de fundação. Observou-se que essa transferência ocorreu de modo mais eficaz nos blocos da série com rugosidade em relação aos blocos da série sem rugosidade.

Munhoz (2014) realizou análise experimental em blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares submetidas a força vertical

centrada e diferentes taxas de armaduras de pilares. Nesse trabalho, foi verificada a distribuição do fluxo de tensões principais de compressão e tração e foi confirmado que o Modelo de Bielas e Tirantes é o mais adequado para análise estrutural dos blocos.

Com base na fissuração, as regiões nodais superiores de blocos com pilares retangulares possuem comportamento diferentes dos com pilares quadrados, havendo a possibilidade de influenciar no Modelo de Biela e Tirante.

Em termos das armaduras dos pilares, foi constatado que as forças nas barras dos pilares reduzem ao longo do seu comprimento de ancoragem. No entanto, não há totalidade em sua transferência e varia com a seção transversal do pilar, quantidade e distribuição de barras do pilar. Ainda há uma redução das forças no bloco, que ocorre em função da ação da força de compressão da biela, porém não é recomendado diminuir esse comprimento de ancoragem.

As ruínas dos blocos se deram, em sua maioria, por ruptura da biela de compressão e apenas em uma ocasião houve ruína de pilar.

Evidenciou-se que na região nodal imediatamente abaixo do pilar age uma tensão diminuída e que nas regiões nodais junto às estacas existe uma influência direta da seção dos pilares retangulares em sua resistência.

Dentro das análises feitas, o autor ainda sugere um Modelo de Bielas e Tirantes Simplificado.

## 2.2. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO

### 2.2.1. Norma brasileira

A ABNT NBR 6118:2014 classifica o bloco como rígido ou flexível. O critério utilizado para esta classificação de rígidos respeita o seguinte requisito:

$$h \geq \frac{a - a_p}{3} \quad (1)$$

Onde:

$a$ : Dimensão bloco em uma determinada direção;

$a_p$ : Dimensão do pilar na mesma direção;

$h$ : Altura do elemento.

Para a ABNT NBR 6118 (2014), os blocos rígidos apresentam comportamento estrutural caracterizado por trabalho à flexão nas duas direções, forças transmitidas do pilar para as estacas fundamentalmente por bielas de compressão e cisalhamento em duas direções, apresentando ruína por compressão das bielas. Já os blocos flexíveis devem ser analisados de forma mais complexa, havendo necessidade de verificação da punção.

Para o dimensionamento, são admitidos modelos tridimensionais (lineares ou não) e modelos de biela-tirante tridimensionais. Contudo, a ABNT NBR 6118 (2014) não apresenta nenhuma recomendação para verificação ao cisalhamento dos blocos, nem roteiro de cálculo.

Os parâmetros de resistência apresentados para verificação das tensões de compressão limites nas bielas e nas regiões nodais consiste em:

Para bielas prismáticas ou nós CCC tem-se:

$$f_{cd1} = 0,85\alpha_{v2}f_{cd} \quad (2)$$

Para bielas atravessadas por mais de um tirante ou nós CTT ou TTT:

$$f_{cd2} = 0,60\alpha_{v2}f_{cd} \quad (3)$$

Para bielas atravessadas por um tirante ou nós CCT:

$$f_{cd2} = 0,72\alpha_{v2}f_{cd} \quad (4)$$

Sendo que:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (5)$$

## 2.2.2. Normas internacionais:

### 2.2.2.1. Código americano ACI-318-14

O normativo segue a premissa que o Modelo de bielas e Tirantes é fundamentado na suposição de que as regiões D podem ser avaliadas e projetadas empregando treliças hipotéticas, sucedendo em bielas e tirantes interligados por nós.

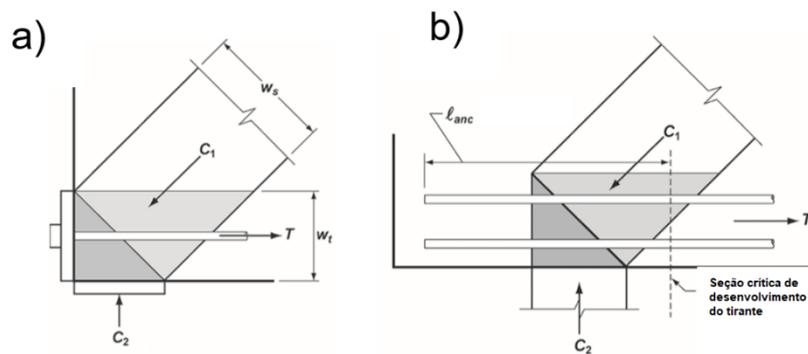
O processo definido para elaboração do Modelo de Bielas e Tirantes para suportar as forças impostas dentro de uma região D consiste em:

- Definir as regiões-D;
- Calcular as forças resultantes em cada limite da região D;
- Definir o modelo e calcular as forças nos apoios e tirante para transferir as forças resultantes através da região D.
- Definir as bielas, tirantes e regiões nodais, onde as larguras das bielas e regiões nodais são verificadas com base nas resistências efetivas do concreto e a armadura deve ser ancorada dentro ou além das regiões nodais.

Em termos de regiões nodais, além das classificações usuais (CCC, CCT, CTT, TTT), o código relaciona os nós como hidrostáticos (possui tensões iguais nas faces

carregadas) e não hidrostáticos (possui face com maior tensão e a mesma controlará as dimensões do nó).

Um nó CCT pode ser representado como uma região nodal hidrostática, se considerar que o tirante cruze o nó e seja ancorado por uma placa no lado mais distante do nó (Figura 2.5).

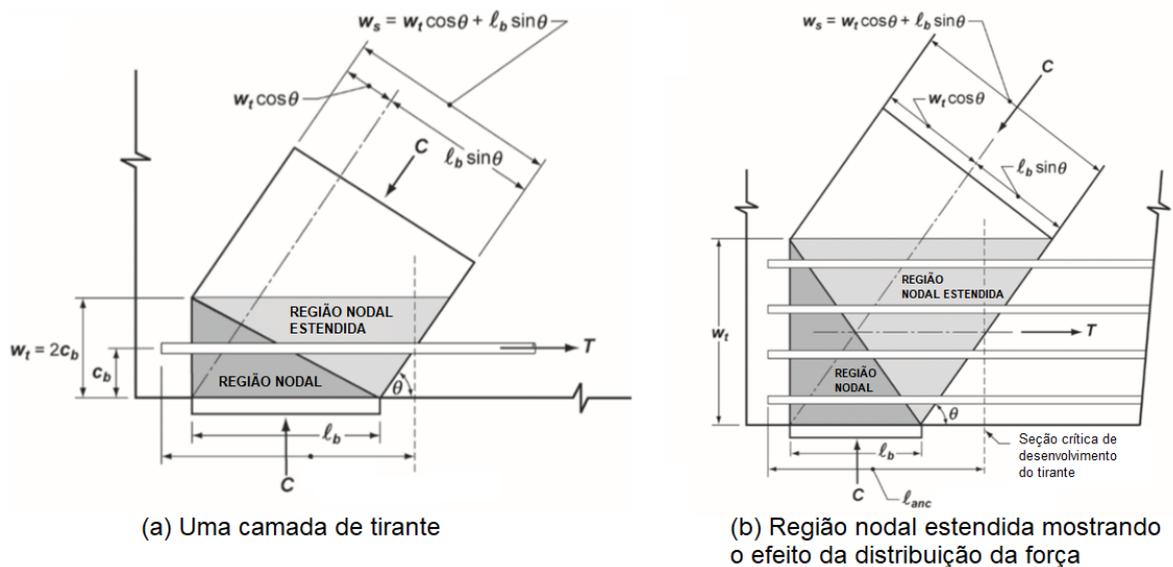


**Figura 2.5:** Geometria e forças de tração ancorada.

**Fonte:** (ACI 318, 2014).

Figura 2.5a: a força do tirante pode ser ancorada por uma placa ou por meio de embutimento de barras retas, barras com barras ou barras com gancho. Figura 2.5b: representa uma ancoragem de tirante real (ACI 318, 2014).

O código ainda traz uma abordagem acerca das regiões nodais estendidas (Figura 2.6), que são a parte de um membro limitada pela interseção da largura efetiva da biela  $w_s$  e a largura efetiva do tirante  $w_t$ , na qual o número de camadas de armadura influi na área de aplicação da tensão no nó, já que o comprimento  $w_s$  é dependente de  $w_t$  e  $l_b$  com o referido ângulo da biela.



**Figura 2.6:** Regiões nodais estendidas e o efeito da distribuição da força

Fonte: (ACI 318, 2014).

O ângulo entre os eixos de qualquer biela e qualquer tirante não deve ser inferior a 25 graus.

- Resistência das bielas

A resistência à compressão nominal de uma biela  $F_{ns}$ , deve ser calculada considerando se há armadura longitudinal atravessando ou não.

*Biela sem armadura longitudinal*

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (6)$$

*Biela com armadura longitudinal*

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + f_s' A_s' \quad (7)$$

$F_{ns}$ : deve ser verificado em cada extremidade da biela e adotando o menor valor

$A_{cs}$  é a área da seção transversal no final da biela analisada;

$A_s'$  é a área de de compressão ao longo do comprimento da biela;

$f_s'$  é a tensão na armadura de compressão na força axial nominal na biela.

Será aceito  $f_s' = f_y$

$f_{ce}$  Referente a equação 8:

$$f_{ce} = 0,85\beta_s f_c' \quad (8)$$

Onde:

$f_c'$  – resistência característica a compressão do concreto

$\beta_s$  – referente ao tipo de biela ou nó (Tabela 2.1)

O coeficiente de força  $0,85f_c'$  representa a resistência efetiva do concreto sob compressão.

**Tabela 2.1:** coeficiente  $\beta_s$  da biela

Geometria e localização da biela	Armadura que cruza biela	$\beta_s$
Com área transversal uniforme ao longo do comprimento	NA	1,00
Concreto comprimido no comprimento médio da biela pode se espalhar lateralmente (bielas em forma de garrafas)	Satisfaz	0,75
	Não Satisfaz	0,60 $\lambda$
Localizados em membros de tensão ou nas regiões de tensão dos membros	NA	0,40
Todos os casos	NA	0,60 $\lambda$

Fonte: ACI 318 (2014).

As bielas são comumente empregadas como elementos de compressão prismáticos. Porém, eventualmente, quando forças nodais nas extremidades promovem distinção de área em suas duas extremidades, a biela é idealizada como um membro de compressão uniformemente afunilado. Em caso de necessidade de utilização de reforço na biela, o mesmo oferece especificações.

#### - Tirantes

O eixo central da armadura deve coincidir com o eixo definido no Modelo de Bielas e Tirantes.

A largura efetiva do tirante  $w_t$  pode variar, dependendo da distribuição da armadura:

- Se as barras estiverem em uma camada, a largura efetiva do tirante pode ser tomada como o diâmetro das barras no tirante, mais duas vezes o cobrimento.
- Um limite superior prático da largura de tirante pode ser considerado como a largura correspondente à largura em uma região nodal hidrostática calculada como:

$$w_{tmax} = \frac{F_{nt}}{f_{ce} \cdot b_s} \quad (9)$$

e a área do tirante é determinada pela equação:

$$A_{ts} = \frac{F_{nt}}{\phi \cdot f_y} \quad (10)$$

Sendo:

$F_{nt}$  – força de tração solicitante de cálculo

$f_y$  – Resistência à tração característica do aço

- *Regiões nodais*

A resistência à compressão nominal de uma região nodal, é calculada por:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (11)$$

$$f_{ce} = 0,85 \beta_n f_c' \quad (12)$$

Logo:

Para bielas prismáticas ou nós CCC :  $\beta_n = 1,0$

Para bielas atravessadas por um tirante, ou nós CCT :  $\beta_n = 0,8$

Para bielas atravessadas por mais de 2 (dois) ou mais tirantes ou nós CTT ou TTT:  $\beta_n = 0,6$

### 2.2.2.2. Norma canadense CSA A23.3-04 (2004)

Indica o emprego do Modelo de Viga para o projeto de blocos em que a relação da distância entre estacas e a altura útil do bloco for superior a 2 (dois), havendo necessidade de verificações ao cisalhamento.

Já para relação da distância entre estacas e altura útil, se for menor que 2 (dois) indica a utilização do Modelo de Bielas e Tirantes. Deve-se determinar a altura do bloco por verificação das tensões tangenciais, verificando, ainda, a tensão nas bielas, levando em consideração o acréscimo de resistência garantido pelo efeito de confinamento. Em caso de necessidade, deve-se aumentar a altura ou as dimensões do bloco para garantir o efeito de confinamento. Ademais, recomenda que pilares circulares ou em forma de poligonal sejam tratados como elementos quadrados, com área equivalente, com o propósito de localizar as seções de referências para cálculos do momento fletor e da força cortante.

Os parâmetros de resistência apresentados para verificação das tensões de compressão máximas nas bielas são dados por:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0,85f'_c \quad (13)$$

Onde:

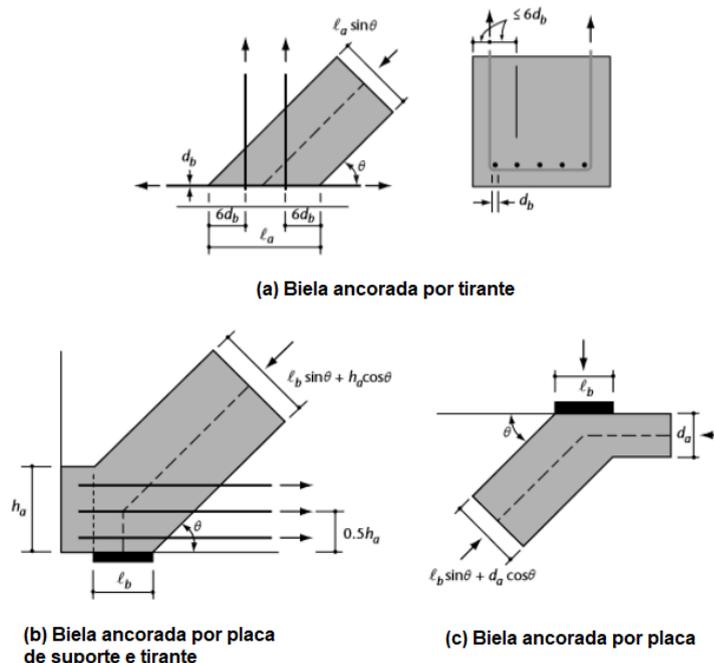
$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002)\cot^2\theta_s \quad (14)$$

Sendo:

$\theta_s$  é o ângulo entre a biela e tirante

$\varepsilon_s$  é a deformação do tirante

A Figura 2.7 mostra a influência das condições de ancoragem na área efetiva da seção transversal da biela.



**Figura 2.7:** Influência das condições de ancoragem

Fonte: CSA A23.3-04 (2004).

As tensões limites nas regiões nodais consistem em:

– Para regiões nodais contornadas por bielas e apoios ou pontos de aplicação de forças. Situação da região nodal que está sobre a biela e sob o pilar.

$$0,85\phi_c f'_c \quad (6)$$

– Para regiões nodais que ancoram tirante em uma direção. Geralmente em blocos sobre duas estacas com armadura principal em uma direção.

$$0,75\phi_c f'_c \quad (7)$$

– Para regiões nodais que ancoram mais de um tirante. Ocorrência em blocos sobre 3 (três) ou mais estacas.

$$0,75\phi_c f'_c \quad (8)$$

E a área do tirante é determinada pela equação:

$$A_{st} = \frac{F_{nt}}{\phi_s \cdot f_y} \quad (9)$$

Sendo:

$F_{nt}$  – força de tração solicitante de cálculo

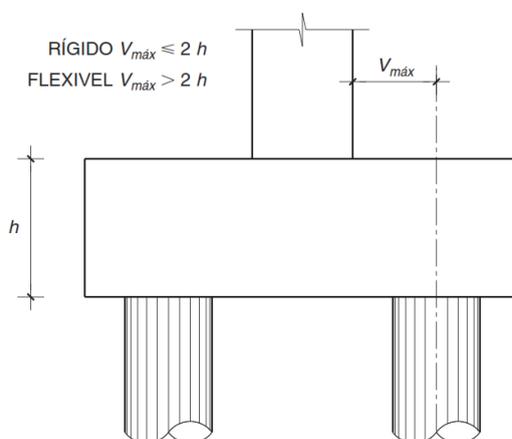
$f_y$  – Resistência à tração característica do aço

$f'_c$  – resistência característica a compressão do concreto

$\phi_s$  – fator de redução da resistência (modelo de bielas e tirantes  $\phi = 0,75$ )

### 2.2.2.3. Norma espanhola EHE (2008)

Indica a Teoria da Flexão para blocos flexíveis e Modelo de Bielas e Tirantes para os blocos rígidos, sendo que os blocos são chamados de rígidos quando a distância da face do pilar até o eixo da estaca for menor do que a altura do bloco multiplicado por 2 (dois) (Figura 2.8).



**Figura 2.8:** Classificação dos blocos sobre estaca

**Fonte:** (EHE, 2008).

Há uma indicação que cada tipo de blocos sobre estacas use um modelo diferente de Bielas e Tirantes. A norma sugere o modelo e as equações para dimensionamento das armaduras principais e secundárias, sendo que a verificação

da resistência do concreto nos nós caso sejam estacas moldadas no local e em casos que os pilares e estacas tenham resistência característica do concreto igual ao bloco poderá ser desprezado. Já nos demais casos, deverão verificar os nós.

Para blocos sobre 3 (três) e 4 (quatro) estacas, a armadura principal deve ser distribuída em faixa sobre as estacas, prevendo-se uma armadura secundária entre as faixas e uma armadura secundária vertical de amarração (Figura 2.9).

Dessa forma, segue as indicações para o dimensionamento e os limites proposto.

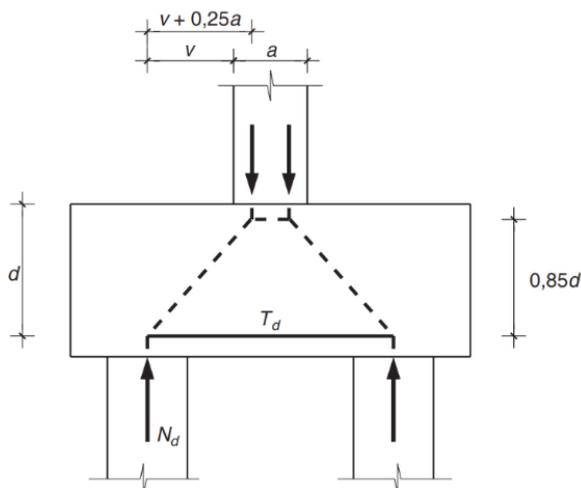
- Blocos sobre duas estacas

Armadura principal é dada por:

$$T_d = \frac{N_d(v + 0,25a)}{0,85d} = A_s f_{yd} \quad (10)$$

$$f_{yd} = 400 \text{ N/mm}^2$$

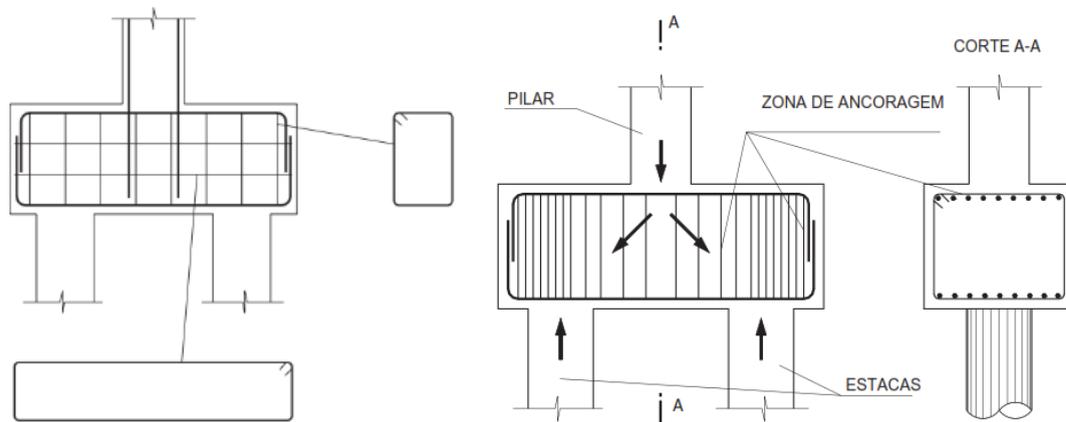
$N_d$  – Reação da estaca mais carregada



**Figura 2.9:** Armadura principal

Fonte: (EHE, 2008).

A armadura secundária consiste numa armadura longitudinal disposta na face superior do bloco e estendida em toda longitudinal. Além disso, terá uma armadura vertical e horizontal disposta nas faces laterais (Figura 2.10).

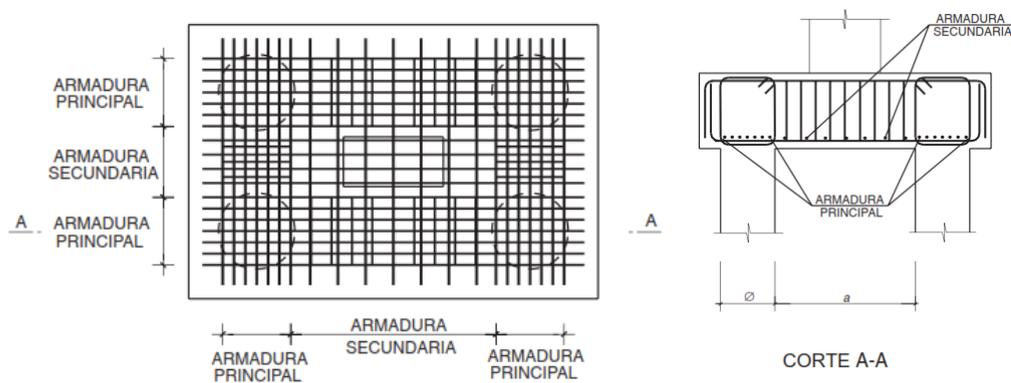


**Figura 2.10:** Armadura secundária para bloco sobre duas estacas

**Fonte:** (EHE, 2011).

- Blocos sobre várias estacas

Armadura principal e secundária situadas sobre as estacas como mostra a Figura 2.11:



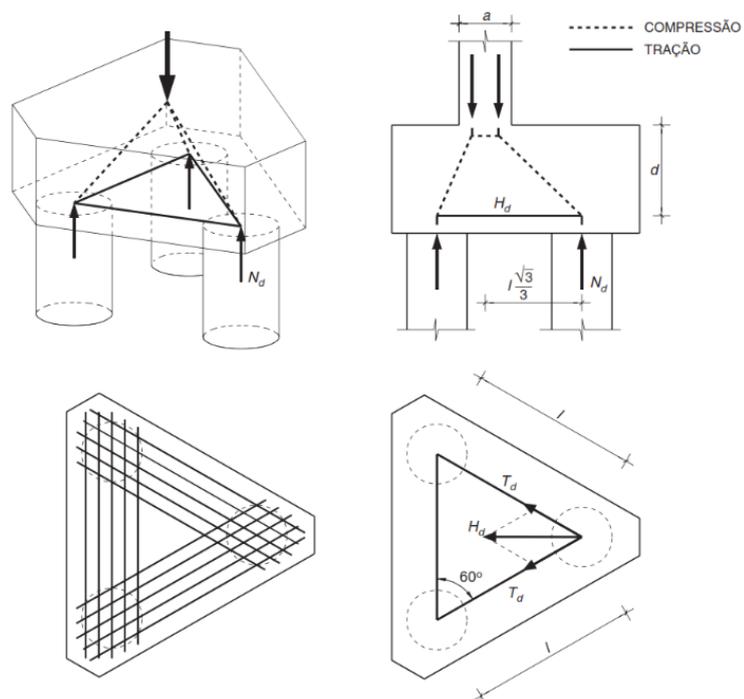
**Figura 2.11:** Armadura principal e secundária para bloco sobre três ou mais estacas

**Fonte:** EHE (2011).

Para cálculo das armaduras principal e secundária, o referido normativo indica:

Para blocos sobre 3 (três) estacas (Figura 2.12):

$$T_d = \frac{0,68N_d(0,58l - 0,25a)}{d} = A_s f_{yd} \quad (20)$$

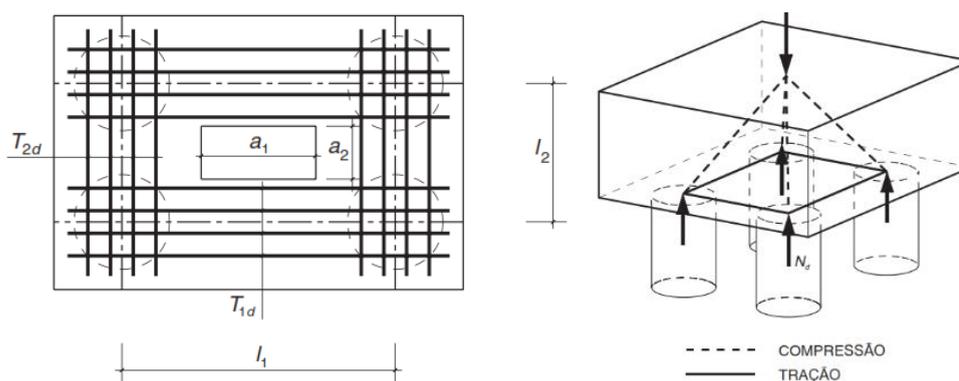


**Figura 2.12:** Campos de tensão em bloco sobre três estacas

Fonte: (EHE, 2008).

Para blocos sobre 4 (quatro) estacas (Figura 2.13):

$$T_d = \frac{N_d(0,50l - 0,25a)}{0,85d} = A_s f_{yd} \quad (21)$$



**Figura 2.13:** Bloco sobre quatro estacas

Fonte: (EHE, 2008).

Para a verificação nodal em estado de compressão biaxial, a resistência é limitada a  $f_{cd}$ .

Em estado triaxial de compressão e limitado por  $3,3f_{cd}$  e para nós com tirantes ancorados, é limitado por  $0,7f_{cd}$ .

#### 2.2.2.4. Eurocode 2 (2004)

Recomenda o dimensionamento da armadura pelo Modelo de Bielas e Tirantes ou Teoria da Flexão, sendo de responsabilidade do projetista escolher o modelo mais coerente. Ainda, lembra que desvios de construção que são provenientes da execução das estacas devem ser considerados.

A distância entre a face da estaca e face do bloco deverá garantir a ancoragem de forma que as forças sejam equilibradas. Ainda há sugestão no tocante a armadura principal, devendo apresentar distribuição em faixas sobre as estacas, como também que se empregue armadura de pele nas faces laterais e superior para impedir fissuração.

A resistência das bielas é dada em função das tensões transversais e possui os seguintes limites:

Para bielas em regiões com tensão transversal de compressão ou sem tensão transversal é dado por:

$$\sigma_{RD,max} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (11)$$

Para bielas em regiões com tensão transversal de tração:

$$\sigma_{RD,max} = 0,60 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (12)$$

- Regiões nodais

As tensões das regiões nodais são calculadas pela equação 13:

$$\sigma_{RD,max} = k \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (13)$$

Onde o coeficiente k varia de acordo com o nó, podendo assumir os valores de 1,00 para nós CCC, de 0,85 para nós CCT e 0,75 para nós CTT e TTT.

- Dimensionamento dos tirantes

$$A_s = \frac{\gamma_c F_{sd}}{f_{yk}} \quad (20)$$

#### 2.2.2.5. CEB-FIP (1990)

O CEB-FIP (1990) informa que em termos de resistência das bielas são menores que as resistências dos banzos comprimidos, devido a tração proveniente da armadura.

Normalmente, as tensões nas bielas são inferiores aos valores limites desde que as regiões nodais sejam verificadas e possuam armadura transversal ao eixo da biela.

Os valores das resistências da biela, seccionadas para regiões não fissuradas ( $f_{cd1}$ ) e para regiões fissuradas  $f_{cd2}$ , são equacionadas da seguinte forma:

- Regiões não fissuradas

$$f_{cd1} = 0,85 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (21)$$

- Regiões fissuradas

$$f_{cd1} = 0,60 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (22)$$

- Regiões nodais

O código informa que a tensão média em qualquer superfície de um nó singular não deve ultrapassar os valores de  $f_{cd1}$  para nós que chegam bielas de compressão e  $f_{cd2}$  para nós onde há armaduras tracionadas ancoradas.

Caso a inclinação das bielas principais sejam superiores a  $55^\circ$ , e se a armadura for detalhada na região nodal, com disposição em várias camadas e com tirantes transversais, poderá ser limitado por  $f_{cd1}$ .

- Dimensionamento dos tirantes

De forma usual, como outros métodos, as forças dos tirantes são absorvidas pela armadura. Logo, é adquirida por meio da força no tirante e da resistência de escoamento de cálculo do aço no estado limite último.

$$A_s = \frac{\gamma_f R_{st}}{f_{yd}} \quad (23)$$

### 2.2.3. Outros métodos

#### 2.2.3.1. Método das bielas de Blévoit e Frémy (1967)

O método relaciona o valor da carga aplicada pelo pilar, área da seção transversal do pilar e da seção transversal da estaca como também o ângulo de inclinação das bielas. Desse modo, tem-se uma formulação simples para cálculo das tensões nodais.

A tensão de contato pilar-bloco é dada por:

$$\sigma_{zns} = \frac{Q}{B \sin^2(\theta^\circ)} \quad (14)$$

E as tensões de contato bloco-estacas são dadas de acordo com a quantidade de estacas.

Logo, têm-se:

$$\sigma_{zni} = \frac{Q}{2B_1 \text{sen}^2(\theta^\circ)} \text{ para blocos sobre duas estacas} \quad (15)$$

$$\sigma_{zni} = \frac{Q}{3B_1 \text{sen}^2(\theta^\circ)} \text{ para blocos sobre três estacas} \quad (16)$$

Sendo:

$Q$  – Carga aplicada no pilar

$B$  – Area da seção transversal do pilar

$B_1$  – Area da seção transversal da estaca

$\theta$  – Angulo de inclinação da biela

Em termos gerais as formulações apresentam boa precisão e a força nas armaduras são bastantes conservadoras. No cálculo das tensões nas bielas junto ao pilar, não considera o incremento de resistência do concreto em estado triplo de compressão e também não considera o efeito das armaduras do pilar e das estacas.

#### 2.2.3.2. Fusco (2013)

O emprego do Modelo de Biela e Tirantes apresenta algumas peculiaridades. Entre as principais, tem-se que os ângulos de inclinação das bielas deverá ficar no intervalo de  $\text{arctg} \left( \frac{1}{2} \right) \leq \theta \leq \text{arctg} (2)$ , onde inclinações superiores a  $\text{arctg} (2)$ , há um custo de intensa fissuração do elemento. Logo a inclinação consiste na máxima absoluta e valores superiores a esse, implica que o bloco de fundação deverá ser dimensionado com a Teoria da Flexão.

Assim, as considerações de dimensionamentos incidem em que:

- Os tirantes serão dimensionados a tração simples e devem ser devidamente ancorados;

- As bielas devem ser dimensionadas de acordo com suas dimensões, podendo ser definidas pelas condições de contorno da peça estrutural ou pelos arranjos das armaduras;
- Em certos casos pode ser considerado a fissuração por meio dos efeitos das tensões tangenciais.

**Tabela 2.2:** Valores de  $\sigma_{cd}$  para dimensionamento da bielas

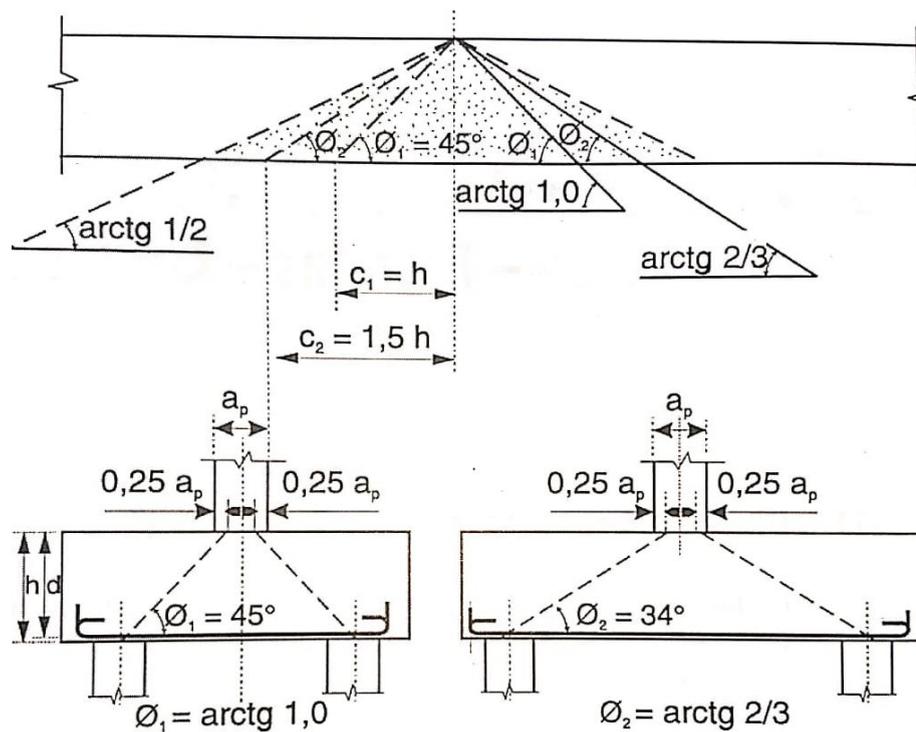
	<b>Fck ≤ 40 MPa</b>	<b>Fck &gt; 40 MPa</b>
Concreto confinado em estado plano de tensões	$\sigma_{cd} \leq f_{cd}$	$\sigma_{cd} \leq 0,9f_{cd}$
Concreto não confinado	$\sigma_{cd} \leq 0,85f_{cd}$	$\sigma_{cd} \leq 0,80f_{cd}$
Concreto não confinado e fissurado	$\sigma_{cd} \leq 0,60f_{cd}$	$\sigma_{cd} \leq 0,50f_{cd}$

**Fonte:** Fusco (2013)

Em termos de blocos sobre estacas, Fusco (2013) relata que a segurança das bielas comprimidas deve ser examinada analisando a transmissão da força dos pilares a uma distância  $x$  da face do bloco, sendo que  $x$  é relacionado a dimensão da aresta do pilar e a taxa de armadura do pilar.

Diferente das outras preposições, este método propõe que a taxa de armadura do pilar exerce influência na transferência da força de compressão do pilar para o bloco e ajuda a resistir a força normal atuante no pilar, analisando a tensão de compressão com uma área de concreto ampliada ( $A_{c,amp}$ ).

Para realização do dimensionamento, o devido autor dá as devidas recomendações para os limites usais das alturas dos blocos, como mostra o esquema da Figura 2.14. Nele, há a recomendação por segurança que os blocos possuam altura suficiente para que a estaca mais distante não demande biela com inclinação menor que  $\arctg 2/3$  e não superiores a  $\arctg (2)$ .



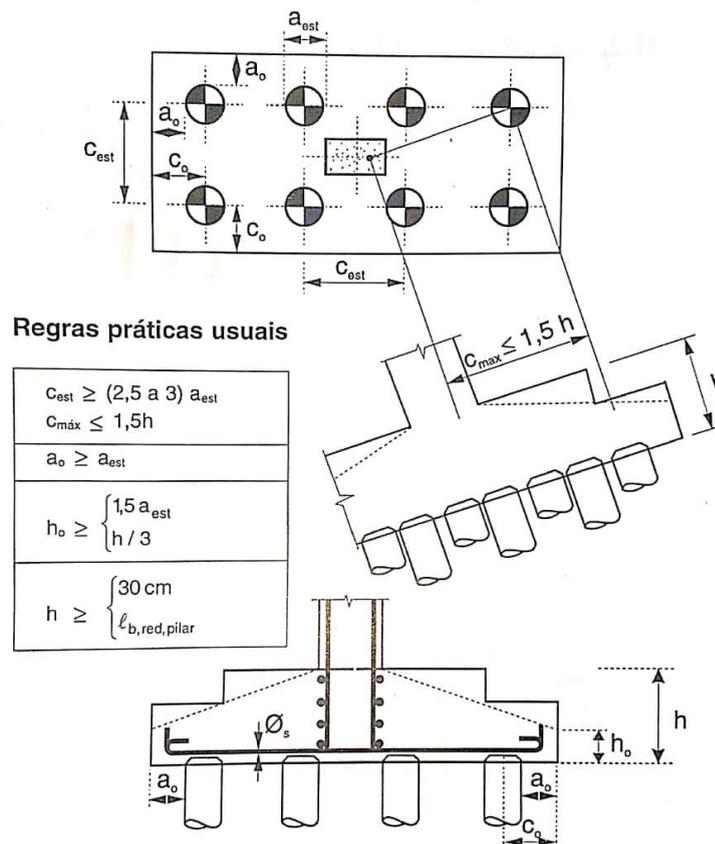
**Figura 2.14:** Limites usais das alturas dos blocos

**Fonte:** Fusco, 2013.

Para determinação da geometria dos blocos, o autor recomenda a utilização de alguns parâmetros para que haja garantia de bielas inclinadas de até  $\arctg 2/3$ , mostrado na Figura 2.15.

Sendo preponderante:

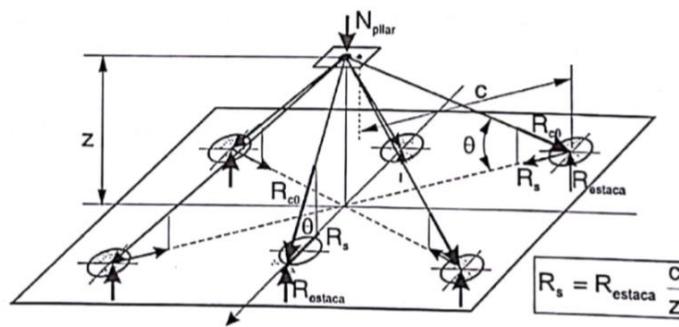
- Afastamento máximo das estacas ( $C_{máx}$ )
- Altura do bloco ( $h$ )



**Figura 2.15:** Regras usuais para determinação da geometria dos blocos

**Fonte:** Fusco, 2013.

Fusco (2013) considera que o funcionamento estrutural dos blocos consiste na transmissão da carga do pilar por meio de bielas diagonais comprimidas para as estacas, onde o equilíbrio das estacas é proveniente da armação de tração na face inferior do bloco (Figura 2.16).



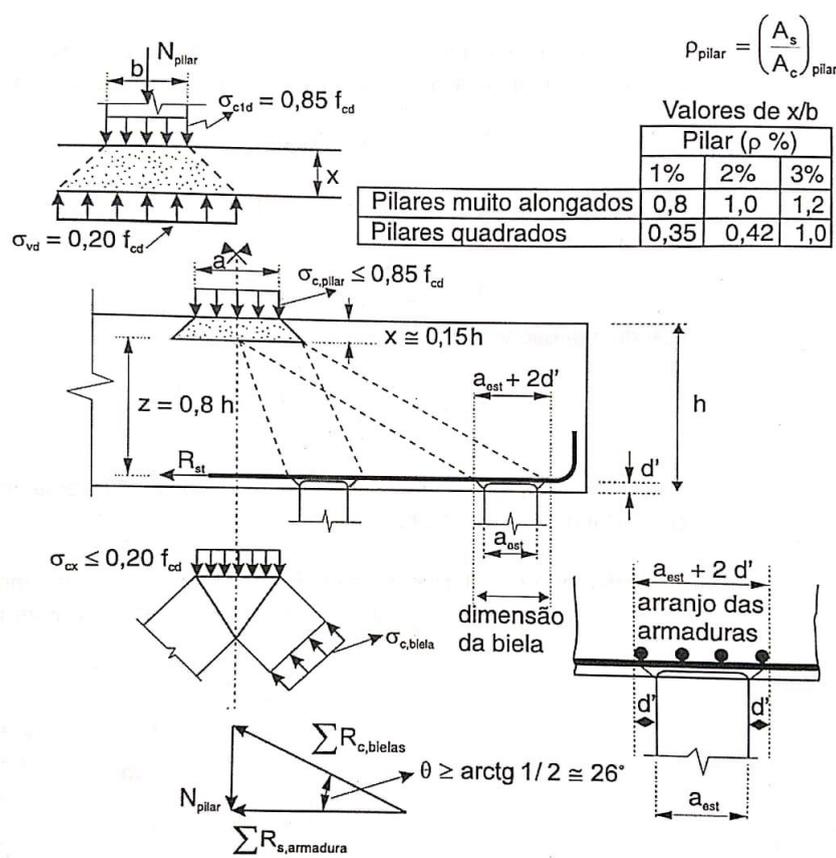
**Figura 2.16:** Funcionamento estrutural de blocos rígidos

**Fonte:** Fusco, 2013.

Em termos de segurança das bielas comprimidas, devido ao dimensionamento do pilar, a tensão no concreto deverá ser limitada a  $0,8f_{cd}$ .

Em favor da segurança, admite que toda força resistida pela armadura é transmitida ao concreto ao longo do comprimento  $x$ .

Fusco (2013) apresenta os valores de  $\frac{x}{b}$ , referente a porcentagem de armadura longitudinal do pilar ( $\rho\%$ ) e o seu tipo de seção apresentados na Figura 2.17, onde facilmente será encontrado o valor da profundidade  $x$ .



**Figura 2.17:** Resistência das bielas junto ao pilar.

**Fonte:** Fusco, 2013.

Quando a tensão de compressão na seção transversal da estaca não ultrapassar o limite de  $0,25f_{ck,bloco}$ , a resistência da biela junto à estaca é garantida.

Em resumo, as tensões nas regiões nodais superiores e inferiores consistem em:

$$\sigma_{c\theta,d} = \frac{\sigma_{vd}}{\sin^2\theta} \text{ (para qualquer situação junto ao pilar) } \quad (17)$$

$$\sigma_{zni} = \frac{R_{est}}{1,4A_{est}} \text{ (para qualquer situação junto a estaca) } \quad (18)$$

Sendo:

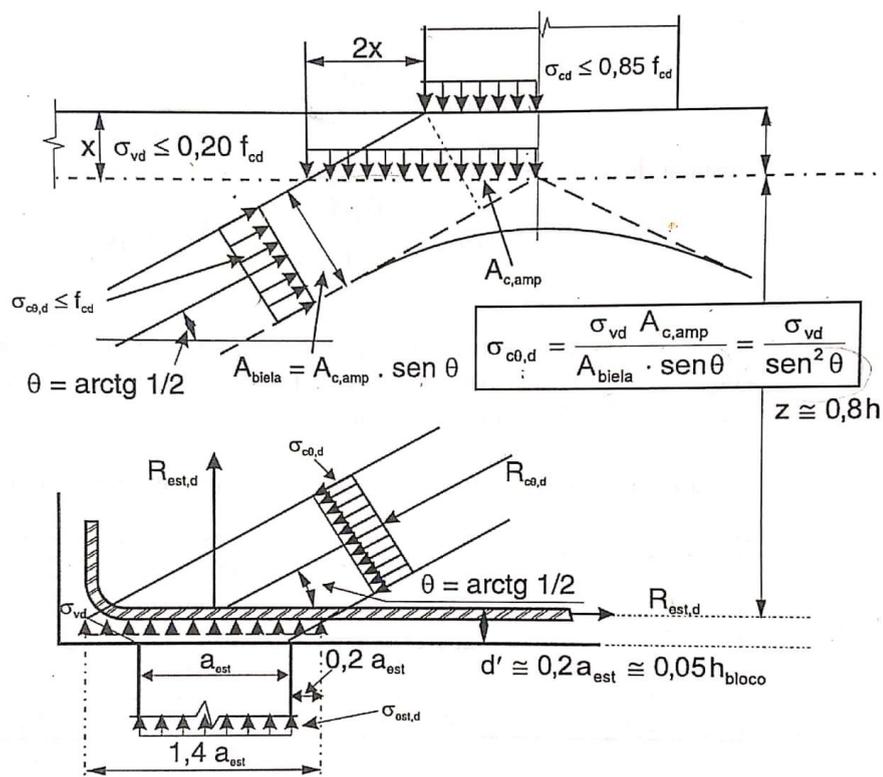
$$\sigma_{c\theta,d} = \frac{N_{pilar}}{A_{c,amp}} \text{ (tensão atuante na profundidade x);}$$

$R_{est}$  – reação atuante na estaca;

$A_{est}$  – área da seção transversal da estaca;

$\theta$  – ângulo de inclinação da biela.

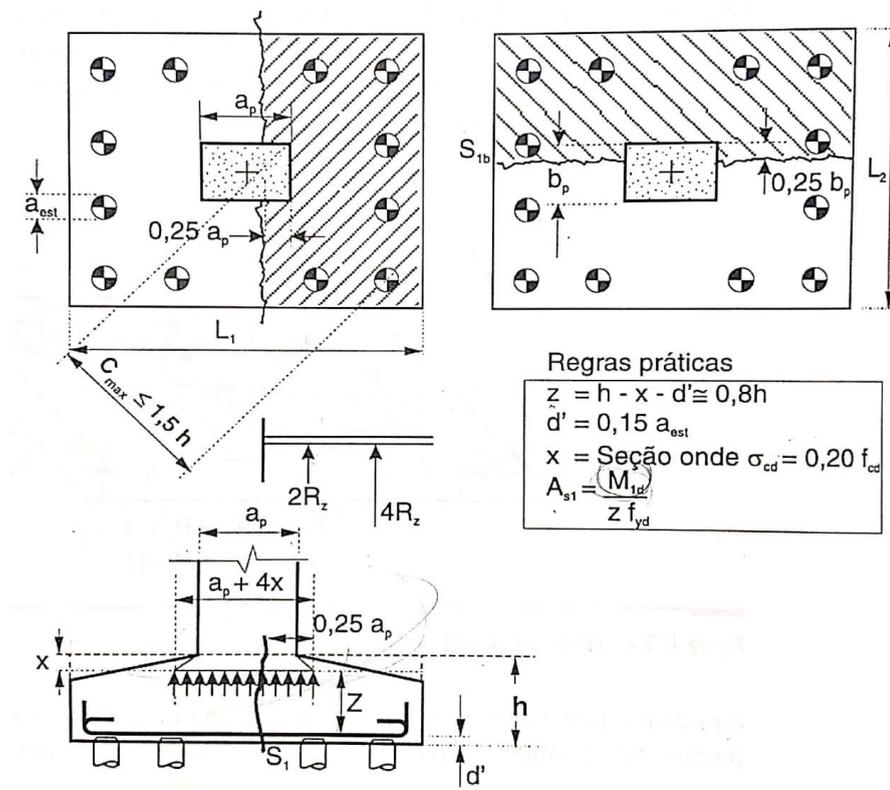
A Figura 2.18 mostra o esquema da resistência das bielas junto às estacas.



**Figura 2.18:** Resistência das bielas junto às estacas

Fonte: Fusco, 2013.

Em termos de armaduras dos blocos, Fusco (2013) adota como hipótese de que o braço de alavanca dos esforços internos sejam aproximadamente  $Z = 0,8h$ , onde  $h$  é altura total do bloco (Figura 2.19).



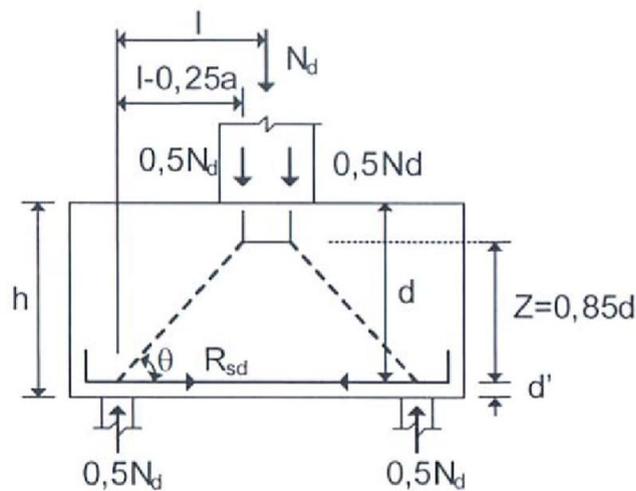
**Figura 2.19:** Determinação das armaduras

Fonte: Fusco, 2013.

#### 2.2.3.4. Araújo (2014)

É fundamentado no Modelo de Bielas e Tirantes, considerando características distintas no seu desenvolvimento.

É dita a região nodal localizada numa profundidade aproximadamente igual a  $0,15d$  em relação ao topo do bloco para prevenir que ocorra o esmagamento das bielas junto ao pilar, consistindo em uma altura útil de  $0,85d$  (Figura 2.20).



**Figura 2.20:** Modelo de cálculo.

**Fonte:** Araújo, 2014.

- Altura útil do bloco:

Para o ângulo de inclinação da biela, é adotado a recomendação da EHE (2008), cuja altura deve respeitar a seguinte condição dada em função da distância do eixo da estaca mais afastada até a face do pilar:

$$h \geq 0,5\ell_{max} \quad (19)$$

Sendo:

$h$  – Altura do bloco

$\ell_{max}$  – Distância do eixo da estaca mais afastada até a face do pilar

Ou seja, a tangente da inclinação da biela deve ser:

$$\text{tg}(\theta) \geq 0,5 \quad (20)$$

Como:

$$h = d + d' \quad (21)$$

$$Z = 0,85d \quad (22)$$

Tem-se:

$$h \geq 0,6\ell + d' \quad (23)$$

- Dimensionamento da armadura:

A área de aço é determinada pelo equilíbrio de momentos:

$$R_{sd} = \frac{0,5N_d(\ell - 0,25a)}{Z} \quad (24)$$

Como:

$$R_{sd} = A_s f_{yd} \quad (25)$$

Área de aço:

$$A_s = \frac{0,5N_d(\ell - 0,25a)}{Z f_{yd}} \quad (26)$$

- Tensão de compressão nas bielas junto ao pilar

Há garantia que para bloco de altura útil  $0,85d$  e respeitando a condição de  $h \geq 0,6\ell + d'$ , não haverá esmagamento das bielas de concreto junto ao pilar.

- Tensão de compressão nas bielas junto à estaca

É considerando uma ampliação da área da estaca, em função da distância  $d'$ , sendo que essa razão entre a área ampliada e a área da estaca é chamada de  $k$ ,

Para estacas de seção quadrada:

$$k = \left(1 + \frac{2d'}{a_e}\right)^2 \quad (27)$$

Sendo:

$a_e$  – lado da seção quadrada da estaca, ou o diâmetro

Para não haver o esmagamento da biela, a tensão na mesma deve ser limitada a resistência à compressão de cálculo do concreto do bloco ( $f_{cd}$ ) e, para isso, a tensão de compressão da estaca em serviço ( $\sigma_{ke}$ ) deve ser inferior a:

$$\sigma_{ke} \leq 0,03 \cdot \alpha_v \cdot k \cdot \text{sen}^2\theta \cdot f_{ck} \quad (28)$$

A tensão de compressão em serviço na estaca para blocos sobre duas estacas, é dado por:

$$\sigma_{ke} = \frac{0,5N_d}{1,4A_e} \quad (29)$$

#### 2.2.3.4. Santos (2015)

Consiste numa adequação do método das bielas proposto por Blévoet e Frémy (1967). Entretanto, Santos (2015) admite uma ampliação da área do pilar e da estaca, com abertura de 45°.

As tensões calculadas são:

*Biela junto à estaca:*

$$\sigma_{cd,est}^{bie} = \frac{F_{d,est}}{A_{amp,est} \cdot \text{sen}^2(\theta)} \leq f_{cd3} \quad (30)$$

*Biela junto ao pilar:*

$$\sigma_{cd,pilar}^{bie} = \frac{F_{d,pilar}}{A_{amp,pilar} \cdot \text{sen}^2(\theta)} \leq f_{cd1} \quad (31)$$

O ângulo de inclinação da biela comprimida é dado pela tangente  $z/a$ .

Sendo:

$$z = d - 0,5y$$

$a$  – projeção horizontal da biela;

$y$  – profundidade do nó comprimido;

$y$  é determinado por processo iterativo, até que tensão de compressão no nó sob o pilar se aproxime do limite da norma e que o ângulo de inclinação da biela seja maior que 40°.

### 2.3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES

Com base nas instruções normativas, percebe-se que há uma predominância para o uso do Modelo de Bielas e Tirantes para dimensionamento de blocos sobre estacas.

O Modelo das bielas e tirantes para o dimensionamento de estruturas de concreto nos remete ao século XX, com a clássica “Analogia de Treliça de Ritter e Mörsch”.

A partir de então, vários pesquisadores buscam otimizar o dimensionamento de blocos sobre estacas com base na Teoria da Plasticidade, utilizando o teorema do limite inferior e superior devido à dificuldade de obter a carga de colapso real para as regiões de descontinuidades. O teorema do limite inferior que fundamenta o Modelo de Bielas e Tirantes consiste em um campo tensorial que atende as equações de equilíbrio e de contorno, não transgredindo o critério de escoamento em qualquer ponto da estrutura, fornecendo um limite inferior para a capacidade de materiais elasto-plásticos perfeitos. Porém, o esmagamento do concreto nas bielas e nos nós não poderão advir antes do escoamento dos tirantes (NARCISO, 2009).

Para que o teorema do limite inferior seja aplicado, a estrutura deve ter ductilidade satisfatória para transitar do comportamento elástico para o plástico, redistribuindo as forças internas em um conjunto de forças que obedecem às condições de estabilidade.

Este método é uma representação discreta de campos de tensões nos elementos estruturais de concreto armado, onde é concebido o fluxo de tensões

internas nas regiões sob o conceito de uma treliça que transmite as ações atuantes no contorno para os apoios (MUNHOZ, 2014).

Schlaich e Schafer (1991), entre outros normativos, relaciona que o projeto de estruturas utilizando o Modelos de Bielas e Tirantes são descritas nas etapas a seguir.

### **2.3.1. Definição das regiões de descontinuidade e continuidade:**

As estruturas de concreto podem ser divididas em regiões B e D, sendo que as regiões B (regiões contínuas) são as regiões da estrutura que as hipóteses de Bernoulli são válidas, justificando o porquê das tensões e esforços internos poderem ser obtidos pelos modelos de treliça (SCHLAICH E SCHAFER, 1991).

Já nas regiões D, chamadas também de descontínuas, as hipóteses de Bernoulli não são mais válidas. As mesmas são resultantes das ações concentradas e/ou descontinuidades geométricas. O Modelo de Bielas e Tirantes permite o dimensionamento dessas regiões.

#### **2.3.1.1. Princípio de Saint Venant e Extensão das Regiões D**

O princípio de Saint Venant indica que o efeito localizado de uma perturbação esvaece em um elemento de profundidade a partir do ponto da perturbação. Nesta base, presume-se que as regiões D estendam uma profundidade do elemento em cada sentido a partir da descontinuidade, servindo como um guia quantitativo na escolha das regiões-D.

#### **2.3.1.2. Comportamento das regiões D**

Antecedente a qualquer fratura, possui um campo de tensão elástica, que pode ser definido por uma análise elástica. A fratura cessa esse campo, provocando uma reorientação das suas respectivas forças internas. Após a fratura, o Modelo de Bielas e Tirantes pode ser utilizado para representação das forças internas. Para bielas sem armadura atravessada, poderá levar à falha. Porém, com reforço transversal para restringir a fissuração poderá acarretar numa carga adicional e falhar por

esmagamento do concreto. Vale ressaltar que podem ainda ocorrer falhas por produzir tensões nos tirantes, ancoragem da barra e nas regiões nodais (WIGHT & MACGREGOR, 2009).

Pesquisas indicam que a negligência à rigidez interna estaticamente indeterminada dos elementos no Modelo de Bielas e Tirantes poderá tornar o projeto conservador. No entanto, há a necessidade de estudos mais complexos para definir se esse princípio pode ser aplicado em todas as regiões-D (WILLIAMS, 2011).

### **2.3.2. Análise estrutural**

Consiste na definição dos esforços solicitantes no contorno, provenientes das regiões B adjacentes, onde as forças nos apoios e tirantes do modelo são determinadas pela aplicação das cargas externas, reações de apoio e quaisquer outras forças de contorno utilizando a estática. Esta abordagem é válida para determinar estaticamente estruturas, bem como estruturas estaticamente indeterminadas com apoios redundantes. Para um projeto usando o Modelo de Bielas e Tirantes estaticamente indeterminado, gera incertezas quanto a rigidez relativa das bielas e dos tirantes, já que comprometem as forças dos elementos do modelo de treliça (WILLIAMS, 2011).

### **2.3.3. Processo do caminho das cargas**

Inicialmente deve garantir o equilíbrio externo, com a obtenção dos esforços no contorno. O caminho das cargas no interior da estrutura ocorre por meios de campos de tensão, de compressão e tração (NARCISO, 2009).

As forças uniformemente distribuídas no contorno são convertidas por carregamentos concentrados de magnitude equivalente. Tais caminhos devem ser alinhados e não devem se interceptar (SCHLAICH E SCHAFER, 1991).

Para ocasiões onde há várias alternativas de modelos, deverá ser adotado o que possui o caminho de cargas mais curto.

Após desenhados todos os caminhos de carga, faz-se a substituição destes caminhos por linhas poligonais, que são divididas em bielas e tirantes (SCHLAICH E SCHAFFER, 1991).

O caminho de cargas pode ser obtido por análise elástica pelo método dos elementos finitos e pela análise não-linear por meio das direções das fissuras dos ensaios experimentais (NARCISO, 2009).

#### **2.3.4. Escolha do modelo mais adequado**

Consiste em propor arranjo da treliça, definindo as trajetórias de tensão principal para obter uma solução elástica linear, a fim de satisfazer os estados limites de serviço e último (SCHLAICH E SCHAFFER, 1991).

Distinguindo um modelo apropriado para uma estrutura, as forças nas bielas comprimidas e tirantes são encontradas pelo equilíbrio entre as forças externas e internas. O dimensionamento dos tirantes e a verificação nas bielas devem suportar as forças atuantes. Como também é necessário a verificação das condições de ancoragem e regiões nodais (NARCISO, 2009).

#### **2.3.5. Bielas de compressão**

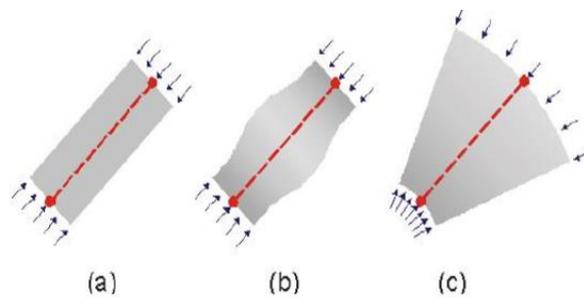
As bielas representam os campos de compressão que, apesar de serem comumente idealizados como membros prismáticos ou uniformes, há variações na sua seção transversal ao longo de seu comprimento, advindo pelos campos de tensões que são mais efetivos no comprimento médio do que nas extremidades (WIGHT E MACGREGOR, 2009).

##### **2.3.5.1. Verificação das bielas de compressão**

A verificação das tensões das bielas de compressão depende do estado multiaxial de tensões e das perturbações ocasionadas pelas fissuras e armaduras.

Esses campos de compressão podem assumir 3 (três) típicas configurações (Figura 2.21):

- Distribuição com tensões uniformes: sucedem nas regiões B, onde não ocorrem perturbações e são ausentes de tensões de tração transversais.
- Distribuição de tensões em linhas curvilíneas com afunilamento da seção: com a introdução de forças concentradas, as mesmas são transmitidas por meio de curvaturas, que geram compressões biaxial ou triaxial, como também tensões consideráveis de tração transversal.
- Distribuição de tensões radial: acontece nas regiões D e suas forças concentradas são transmitidas de forma menos severa, não apresentando curvatura considerável. Não se desenvolvem tensões de tração transversais.



**Figura 2.21:** Configurações de campos tensão de compressão.

**Fonte:** Delalibera, 2006.

Schlaich e Schafer (1991) definem esses limites de resistências para as bielas de compressão como:

- $1,0f_{cd}$  – estado de tensão uniaxial e sem perturbação;
- $0,8f_{cd}$  – campos de compressão com fissuras paralelas às tensões de compressão;
- $0,6f_{cd}$  – campos de compressão com fissuras inclinadas.

É melhor possuir um modelo de treliça estaticamente verificado, pois demandará somente o equilíbrio para definir as forças em cada membro. O modelo indeterminado exigirá alguma estimativa da rigidez dos membros. Além do mais, é difícil aferir, com precisão, a rigidez dos elementos dentro de uma estrutura de sustentação com base em sua geometria complexa. As bielas geralmente não são

prismáticas e podem apresentar comportamento de material não linear (WILLIAMS, 2011).

A área transversal real de uma biela é precisamente conhecida no local onde possui o suporte. Já em outros locais, a geometria não está nitidamente definida, o que traz como consequência a difícil avaliação da sua real rigidez (WILLIAMS, 2011).

### **2.3.6. Nós e Regiões nodais**

Os pontos de encontro de forças nos modelos de bielas e tirantes chamados de nós e são idealizados como articulações fixadas (WIGTH E MACGREGOR, 2009).

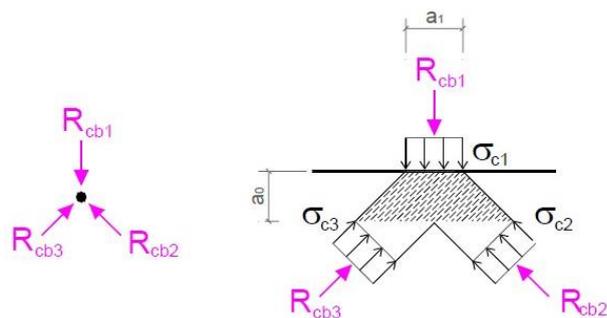
#### **2.3.6.1. Verificação das regiões nodais**

Consiste na verificação de cada nó para garantir resistência das forças impostas sem esmagar o concreto. Os nós são as regiões mais solicitadas de um componente estrutural, porque as tensões de múltiplos apoios e tirantes são equilibradas em um baixo volume de concreto (WILLIAMS, 2011).

A região nodal pode ser determinada como um volume de concreto que envolve as intersecções das bielas comprimidas com forças de tração e/ou forças de compressão externa. Sua verificação também é feita por meio de parâmetros de resistência do concreto (WIGTH E MACGREGOR, 2009).

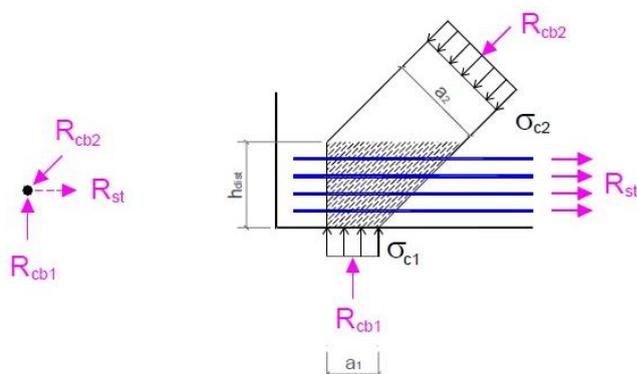
Os nós são equivalentes aos nós de uma treliça, onde ocorre a mudança de direção e são transferidas forças entre bielas e tirantes, sendo essas regiões nodais classificadas por diversas literaturas como:

- CCC: Resiste a três forças compressão (Figura 2.22);
- CCT: Resiste a duas forças compressão e a uma força de tração (Figura 2.23);
- CTT: Resiste a uma força compressão e a duas forças de tração;
- TTT: Resiste a três ou mais forças de tração.



**Figura 2.22:** Nós somente com força de compressão segundo o Código Modelo do CEB.

**Fonte:** Munhoz, 2004.

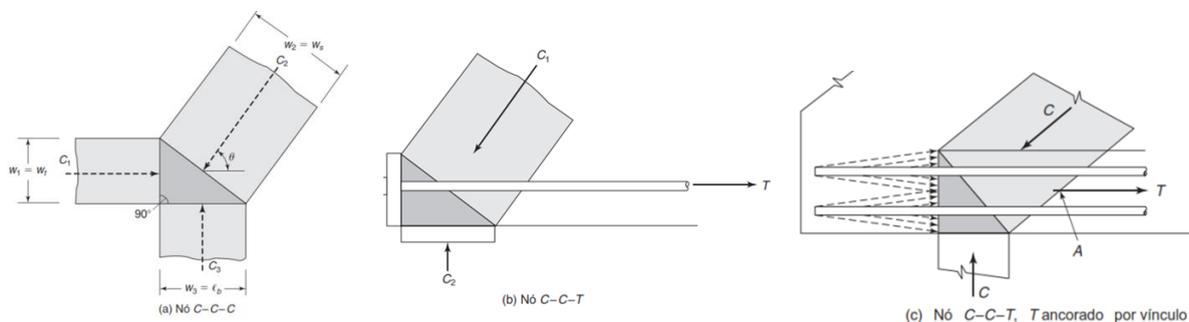


**Figura 2.23:** Nós somente com ancoragem de barras paralelas segundo o Código Modelo do CEB.

**Fonte:** Munhoz, 2004.

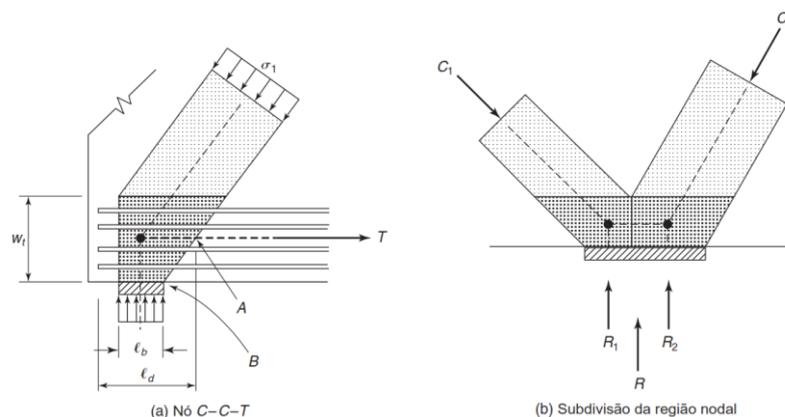
### 2.3.6.2. Regiões Nodais Hidrostáticas

Possui duas configurações comuns de representação das regiões nodais identificadas nas Figuras 2.24 e 2.25.



**Figura 2.24:** Regiões nodais hidrostáticas em estrutura planar.

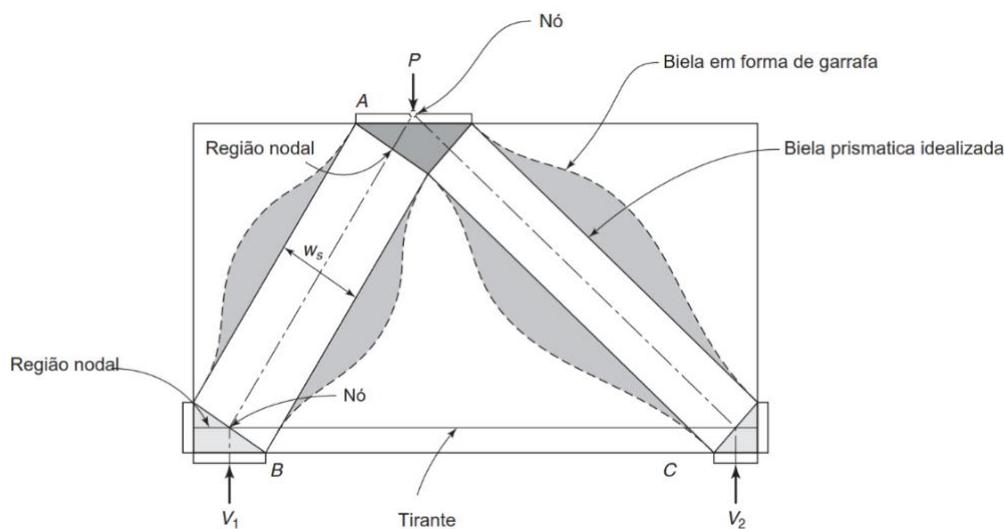
**Fonte:** Wigth e MacGregor, 2009.



**Figura 2.25:** Regiões nodais estendidas.

**Fonte:** Wigth e MacGregor, 2009.

As bielas prismáticas de compressão na Figura 2.26 são consideradas sob compressão uniaxial, havendo uma seção perpendicular ao eixo da biela solicitada apenas por tensões de compressão, enquanto em outras angulações as seções possuem compressão combinada e tensões de cisalhamento (WIGTH E MACGREGOR, 2009).



**Figura 2.26:** Modelo de Biela e Tirante.

**Fonte:** Wigth e MacGregor, 2009.

Um modo de constituir as regiões nodais está na orientação dos lados em ângulos retos com a biela ou tirante existente no nó (Figura 2.24). Para um nó C – C – C, a razão dos comprimentos dos lados do nó é equivalente a razão das forças nos 3 (três) elementos que se encontram no nó, como mostrado na Figura 2.24a. As

regiões nodais que possuem esta configuração são chamadas de regiões nodais hidrostáticas, dado que as tensões no plano no nó são análogas em todas as direções (WIGHT E MACGREGOR, 2009).

Para o devido caso, as tensões no plano do círculo de Mohr restringem a um ponto. Se uma das forças é de tração, a largura desse lado do nó é calculada a partir de uma placa de apoio hipotética no final do tirante, que é assumido para exercer uma pressão no nó igual à tensão de compressão nas bielas no nó, como mostrado na Figura 2.24b. Ainda a armadura pode se estender através da região nodal e ser ancorada por ganchos ou ancoragem mecânica antes que a armadura alcance o ponto A no lado direito da região nodal estendida, como mostrado na figura 24c (WIGHT E MACGREGOR, 2009).

Essa região se aproxima de um nó C – C – C hidrostática. Todavia, a incompatibilidade de deformação da tensão de aço de tração e a deformação do concreto de compressão provoca uma redução da resistência da região nodal, devendo ser considerada ligação C – C – T (WIGHT E MACGREGOR, 2009).

#### 2.3.6.3. Geometria das regiões nodais hidrostáticas

Como as tensões são iguais ou quase iguais em todas as faces de uma região nodal hidrostática, e são perpendiculares ao plano da estrutura, as equações podem ser derivadas relacionando os comprimentos dos lados da região nodal e as forças de cada lado da região nodal (WIGHT E MACGREGOR, 2009).

#### 2.3.6.4. Extensões das regiões Nodais

Mais recentemente, o projeto de regiões nodais tem sido simplificado, considerando o concreto dentro das extensões dos membros que se encontram na junta mostrado na Figura 2.25. Isso permite assumir diferentes tensões nas bielas (WIGHT E MACGREGOR, 2009).

Na Figura 2.25a, tem-se um nó C – C – T, onde as barras são ancoradas dentro da região nodal ou à esquerda do ponto A, (ponto referente ao centroide do tirante), provocando uma extensão da região nodal (WIGHT E MACGREGOR, 2009).

As tensões nas 3 (três) faces do nó podem ser diferentes, desde que as resultantes das três forças coincidam: as tensões estejam dentro dos limites e a tensão seja constante em qualquer face (WIGTH E MACGREGOR, 2009).

Uma região nodal estendida consiste no próprio nó, mais o concreto nas extensões das hastes, áreas de apoio e ancoragens que se encontram em uma junta.

A região sombreada indica que a região nodal se estende para a área ocupada pelas armaduras nos nós, possuindo maior parte do concreto em compressão.

A região nodal mais simples e naturalmente de maior facilidade de uso está especificada na Figura 2.24b, possuindo a menor região nodal possível para esse nó, pois não inclui nenhuma área de concreto que não seja referente aos seus respectivos suportes (WIGTH E MACGREGOR, 2009).

#### 2.3.6.5. Força das Regiões Nodais

Se um tirante estiver ancorado em uma região nodal, há uma incompatibilidade de deformação entre as deformações de tração nas barras e a deformação no concreto comprimido do nó. Isso tende a enfraquecer a região nodal, justificando as limitações fornecidas por diferentes códigos para forças efetivas do concreto para estas regiões nodais (WIGTH E MACGREGOR, 2009).

#### 2.3.6.6. Subdivisão de Regiões Nodais

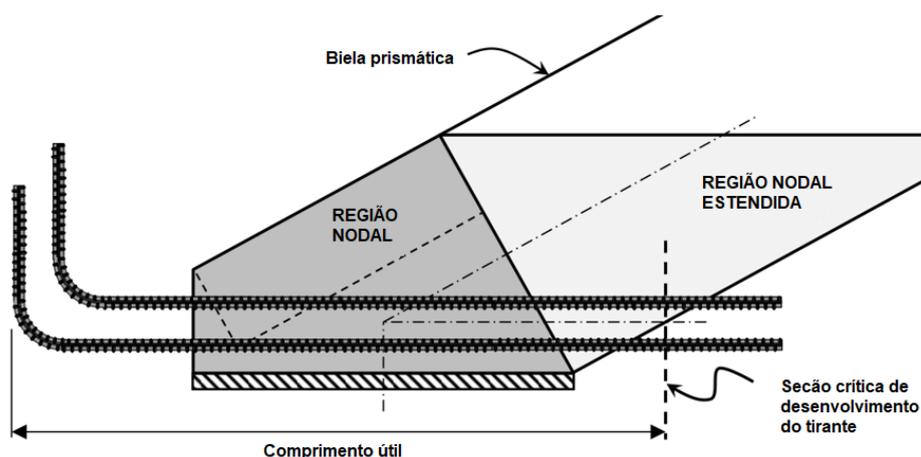
A Subdivisão de Regiões Nodais é um processo que torna mais fácil a obtenção do tamanho e localização das regiões nodais nos casos em que são subdivididas em várias partes, sendo responsável pela transferência específica da carga através da região nodal. Na Figura 2.25b, a reação R foi dividida em duas componentes que equilibram a componente vertical, fazendo com que a subdivisão simplifique o *layout* dos bielas e nós (WIGTH E MACGREGOR, 2009).

### 2.3.6.7. Ancoragem necessária para tirantes

Os tirantes necessitam ser devidamente ancorados para garantir que ocorra a distribuição de tensão na estrutura e, para que seja ancorado em uma região nodal, a força no tirante deve ser desenvolvida no centroide das barras que sai da região nodal estendida (Figura 2.27) (WILLIAMS, 2011).

Além disso, as regiões nodais sofrem influência pelas ancoragens dos tirantes e a força de compressão resultante deve ser distribuída por uma área suficiente para evitar que o nó seja sobrecarregado (BERGMEISTER *et al.*, 1993).

Pela ACI 318 (2014), a seção crítica para desenvolvimento do tirante é o local onde o centroide das barras cruza a borda da biela diagonal, onde os ângulos das bielas podem permitir dentro dos limites da biela diagonal um comprimento maior de barra resultando em uma ancoragem aumentada.



**Figura 2.27:** Comprimento útil de ancoragem para tirantes.

**Fonte:** Williams, 2011.

#### *Posição dos nós e refinamento das regiões nodais sob cargas concentradas*

Há basicamente 2 (dois) tipos de nós: os nós localizados em cargas externas (pilares ou estacas) e os nós intermediários necessários para construir um modelo de estrutura de biela e tirante apropriado para uma estrutura (CHANTELOT E MATHERN, 2010).

A posição horizontal dos nós de carga é geralmente bem definida, exceto em casos que os centroides dos elementos não correspondem. Já os nós intermediários,

que são definidos para constituir o modelo, têm sua posição dependente da geometria do modelo. A posição vertical dos nós próximos às bordas da estrutura, considerando os nós nas cargas e alguns nós intermediários, deriva do nível do eixo do reforço e do nível de suportes horizontais de concreto nas bordas (CHANTELOT E MATHERN, 2010).

É apropriado escolher a mesma altura para o eixo de armadura principal em ambas as direções do bloco, com o intuito de simplificar o projeto e detalhamento das regiões nodais (CHANTELOT E MATHERN, 2010).

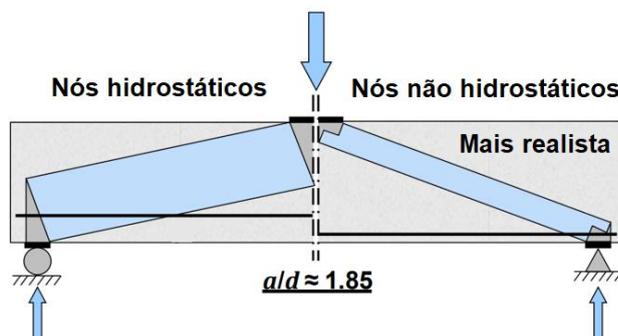
A verificação das tensões nos apoios que atuam nas regiões nodais pode exigir a alteração das dimensões das regiões nodais. As dimensões horizontal e vertical das regiões nodais devem ser feitas de forma a obter as tensões admissíveis máximas e a distribuição de tensões mais homogênea nas faces das regiões nodais, para garantir um estado favorável de compressão de solicitação na região (CHANTELOT E MATHERN, 2010).

#### 2.3.6.8. Nós hidrostáticos e não hidrostáticos

A geometria de cada nó deve ser determinada antes das respectivas verificações, sendo que os nós podem ser descritos como nós hidrostáticos ou não hidrostáticos.

Os nós hidrostáticos possuem tensões iguais aplicadas em suas faces. Já os nós não-hidrostáticos levam em consideração a origem das tensões aplicadas. Ou seja, as faces de um nó não-hidrostático podem ser dimensionadas para coincidir com a profundidade do equivalente das tensões de compressão do elemento ou pode ser baseado na localização da armadura longitudinal (Figura 2.28).

Logo, permite que a geometria dos nós corresponda às concentrações reais de tensão nas regiões nodais. Entretanto os nós hidrostáticos podem resultar em geometrias irrealistas (WILLIAMS, 2011).



**Figura 2.28:** Nós hidrostáticos versus nós não hidrostáticos.

**Fonte:** Williams, 2011.

### 2.3.6.9. Comportamento das regiões nodais

A capacidade de resistência e deformação de estruturas de concreto é governada pelo comportamento de suas regiões nodais. Isto é relevante onde podem advir falhas frágeis prematuras, conforme configuração da armadura. Embora algumas investigações declarem uma dependência considerável do comportamento das regiões nodais em função do ângulo da extremidade onde geralmente são cantos ortogonais ( $\beta = 90^\circ$ ). Porém, as indicações para cantos ortogonais podem não ser diretamente aplicáveis para outros ângulos de extremidade (CHANTELOT E MATHERN, 2010).

Em termos de comportamento, as regiões nodais são extremamente dependentes da configuração da armadura que viabiliza a transferência de forças internas e a capacidade de deformação da estrutura. Destarte, a configuração da armadura é essencial para o comportamento estrutural (CHANTELOT E MATHERN, 2010).

#### *Comportamento de regiões nodais ortogonais*

Campana *et al* (2013), em seu estudo, dizem que as análises e as propriedades do aço não são consideradas, mas, algumas observações podem ser extraídas como:

- A eficiência das regiões nodais diminui com o incremento de armadura, já que favorecem ao aumento de forças internas que devem ser redistribuídos dentro da região nodal.

- Desempenhos bastante sensíveis, dependendo das condições de ancoragem e da presença ou não de uma armadura para controlar aberturas de fissuras, onde a performance da região nodal é geralmente melhorada com a adição de uma armadura secundária para o controle de fissuras.

#### *Comportamento de regiões nodais não ortogonais*

Campana *et al* (2013) realizaram ensaios nas regiões nodais ortogonais e não ortogonais e resultados mostraram que todas as hipóteses prévias para regiões nodais ortogonais não são diretamente aplicáveis a outras angulações das regiões nodais. Além disso, a influência positiva da armadura secundária e mau desempenho dos elementos com elevada taxa de armadura mecânica são outras considerações importantes.

#### **2.3.7. Dimensionamento dos tirantes**

As forças nos tirantes são absorvidas pelas armaduras e sua respectiva área de aço necessária, é adquirida pela força exercida no tirante e a resistência de escoamento do aço no estado limite últimos. Apesar de majoritariamente os tirantes serem representados por armaduras, poderá em alguns casos ser possível o surgimento dos tirantes de concreto principalmente para equilíbrio do modelo adotado, dado geralmente em situações em que não há possibilidade de inserção de armadura (OLIVEIRA, 2009).

$$A_s = \frac{\gamma_f R_{st}}{f_{yd}} \quad (32)$$

#### **2.3.8. Detalhamento das armaduras**

Após o dimensionamento, é feito o detalhamento das armaduras, adotando o arranjo mais satisfatório para cada tipo de situação. Deve haver uma precaução com as ancoragens nos nós, já que as mesmas cooperam na resistência das bielas e das próprias regiões nodais. Um dos grandes problemas em blocos de fundação se dá

pela formação e abertura de fissuras, justificando a necessidade de um bom detalhamento das armaduras, sendo caracterizadas as malhas ortogonais mínimas, como também as taxas de armadura e seus respectivos espaçamentos (OLIVEIRA, 2009).

## 2.4. CONFINAMENTO E CONTRIBUIÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO À TRAÇÃO

O efeito da resistência de adesão entre o aço e o concreto é algo muito importante no tocante ao concreto armado, onde a espessura do cobrimento é um fator influente no modo de ruína da ligação (LEMNITZERA *et al.*, 2009).

### 2.4.1. Comportamento de ligação e modos de falha

O desempenho estrutural dos elementos de concreto armado demanda fundamentalmente a interação entre o aço e o concreto. Dependendo do efeito de confinamento provido pela cobertura de concreto ou armadura transversal, fissuras longitudinais podem proceder na separação do concreto circundante, gerando queda intensa da tensão de aderência. A existência de cobrimentos altos de concreto promove influência ao modo de falha em ausência de tensão transversal. Além de tudo, ao aumentar a resistência do concreto, o escorregamento diminui, como também o confinamento melhora levemente a força de adesão e expressivamente a ductilidade (LEMNITZERA *et al.*, 2009).

### 2.4.2. Influência do confinamento em estruturas tridimensionais

O confinamento por concreto inativo é uma especialidade de grande interesse no modelo de bielas e tirantes, no qual o concreto inativo consiste nos volumes de concreto que estão sujeitos a baixas tensões. Geralmente esses volumes estão longe de qualquer apoio ou tirante. Particularmente para os blocos, observa-se que, pela sua geometria característica, apresentam uma considerável quantidade de concreto inativa. Dessa forma, volumes consideráveis de concreto inativo em uma estrutura de

concreto reforçada geram uma grande restrição interna ao ser carregado, onde essas restrições internas podem ter um efeito positivo ou negativo (CHANTELOT E MATHERN, 2010).

#### 2.4.2.1. Limitações de deformação devido à restrição interna do concreto inativo

Limitações de deformação importunada pela restrição interna do concreto inativo podem apresentar efeitos negativos nos blocos. Uma estrutura com restrição interna acentuada poderá desencadear fissuras que minorariam a capacidade de suporte da estrutura, ainda que para níveis baixos de deformação ou carga. Com isso, a redistribuição dos esforços não advém em um bloco pela necessidade de grandes deformações. Ao carregar a estrutura, a restrição promovida pelo concreto inativo afeta no escoamento da armadura, não permitindo o desenvolvimento da sua resistência final proveniente da necessidade de deformação. Essas considerações devem ser observadas como limitações do Modelo de Bielas e Tirantes para blocos. Para blocos, no Modelo de Bielas e Tirantes, o ângulo de inclinação não pode ser pequeno entre duas bielas ou uma biela e um tirante, assim como em um elemento de flexão e as suas deformações no estado limite de serviço comumente não são verificadas. Além disso, essa alta contenção por concreto inativo é também a razão por serem considerados elementos rígidos. (CHANTELOT E MATHERN, 2010).

#### 2.4.2.2. Tensões de compressão induzidas pela restrição interna do concreto inativo

Chantelot e Mathern (2010) relata que as tensões de compressão promovidas pela restrição interna do concreto inativo agregam um efeito positivo nos blocos, chamado de “confinamento por concreto inativo”. Este fenômeno consiste na compressão radial que se desenvolve em torno das bielas, distante das regiões nodais. O confinamento por concreto inativo amortiza a tendência das bielas de compressão desenvolverem esforços de tração transversais na biela, majorando a capacidade de compressão destas. Porém quando se trata de regiões nodais na região abaixo ao pilar, onde ocorre um estado triaxial de tensões de compressão, o confinamento por concreto inativo não tem um efeito considerável no aumento da

capacidade portante. Situação análoga se observa para regiões nodais acima das estacas onde o efeito do confinamento apresenta favorecimento limitado.

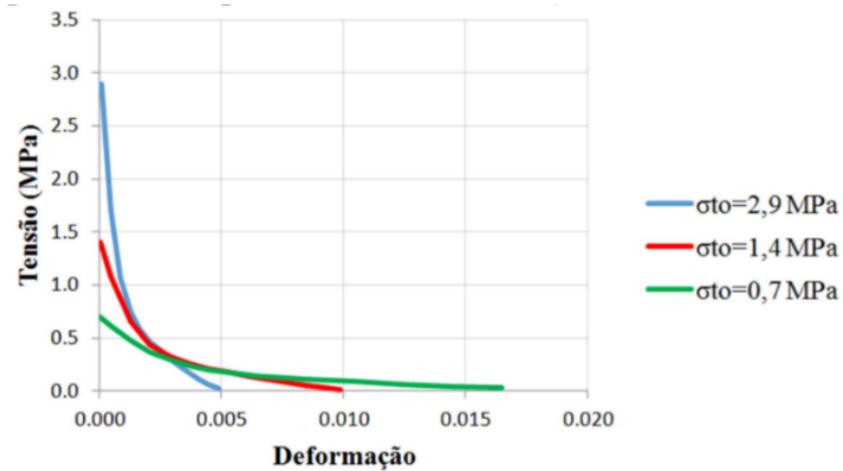
Ainda relaciona que o confinamento por concreto inativo acarreta em um critério de falha para o concreto submetido a um estado multiaxial de tensões. Em outras palavras, a capacidade compressiva do concreto é acrescida pela compressão em outras direções e reduzida pela tensão nas outras direções. O critério para a resistência em relação ao esmagamento das bielas inclinadas que vão do pilar para a estaca é decisivo para a confiabilidade do modelo. Porém, são poucos os critérios de falha para bielas inclinadas abrigados por concreto simples inativo, decorrente da complexidade desses elementos de grande porte que distribuem cargas em 3 (três) dimensões.

Ao se tratar de blocos sobre estacas Guillou (2014, p.111) mencionou que

“[...] a resistência à tração do concreto, por menor que seja, influência de forma significativa na resistência final do bloco, ao contrário de um elemento submetido à flexão, como no caso da viga, em que a resistência à tração do concreto pouco importa no resultado da capacidade última”.

Em seus estudos numéricos, Guillou (2014), a fim de identificar a influência da resistência à tração do concreto na capacidade última do bloco, elaborou um exame em 2 (dois) modelos, alterando a resistência à tração e seu diagrama tensão-deformação.

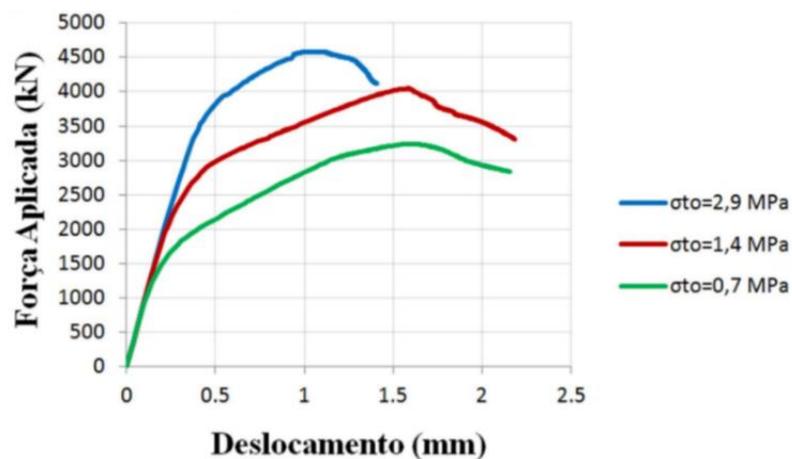
Considerando a tensão de tração máxima de a 1,4 MPa 0,7 Mpa, identificado na Figura 2.29.



**Figura 2.29:** Diagramas de tensão- deformação.

Fonte: Guillou, 2014.

Já a Figura 2.30 mostra os diagramas força-deslocamento para cada modelo de tração.



**Figura 2.30:** Diagramas força deslocamento (modelos de tração).

Fonte: Guillou, 2014.

Verifica-se por meios das figuras que a resistência final do bloco reduz consideravelmente ao reduzir a resistência à tração do concreto. Dessa forma, deixa subtendido que há uma negligencia de capacidade última no modelo de bielas e tirantes no tocante a não consideração da resistência à tração do concreto, ao se referir aos blocos sobre estacas ou outros elementos com as devidas características.

Ainda Guillou (2014, p.116) expõe que:

... o modelo plano de bielas e tirantes apresenta incoerências, principalmente, na definição das resistências dos nós e das bielas. Verificou-se que enquanto na teoria dos blocos parcialmente carregados a região de aplicação de carga apresenta acréscimo de resistência por conta do confinamento existente, as resistências dos nós no Modelo de Bielas e Tirantes são bastante penalizadas, sugerindo que a falha do bloco ocorreria por falta de resistência à compressão. A partir das análises não lineares, verifica-se que a ruptura ocorre pelo escoamento da armadura principal. Observa-se ainda que a carga de ruptura do bloco é muito maior que a solicitação característica, porém varia consideravelmente de acordo com o modelo de tração que seja adotado.

Schlaich e Shäffer (1991) já haviam relatado que, comumente, os tirantes seriam compostos de armadura. Entretanto, há possibilidade, em uma análise mais realista, da consideração da resistência do concreto à tração.

Grasel (2016) identificou que a força de ruptura dos seus modelos foi em média 73,55% e 64,90% superior a força de cálculo e de ruptura estimada respectivamente. Destaca-se que os modelos de cálculos são mais conservadores, quando não se considera a resistência à tração, apesar que o concreto apresente maior resistência à compressão.

O concreto circundante é incluído para determinar a região onde as forças dos tirantes devem ser ancoradas. O concreto não é aproveitado para resistir à força axial no tirante. Apesar de não ser considerado, o concreto circundante reduz os alongamentos do tirante, especialmente nas cargas de serviço (ACI 318, 2014).

## 2.5. ESTUDOS COMPARATIVOS COM A ABNT NBR 6118 (2014)

### 2.5.1. Thomaz (2015)

Fez um estudo sobre o trabalho de Blévet e Fremy (1967) e suas principais atribuições para o desenvolvimento do dimensionamento de blocos sobre estacas.

Um dos aspectos comentados são os limites propostos por Blévet e Fremy (1967), de acordo com os valores dos blocos ensaiados.

A Figura 2.31 mostra que a tensão no concreto pelas formulações Blévet e Fremy (1967) são maiores que os valores da resistência do concreto.

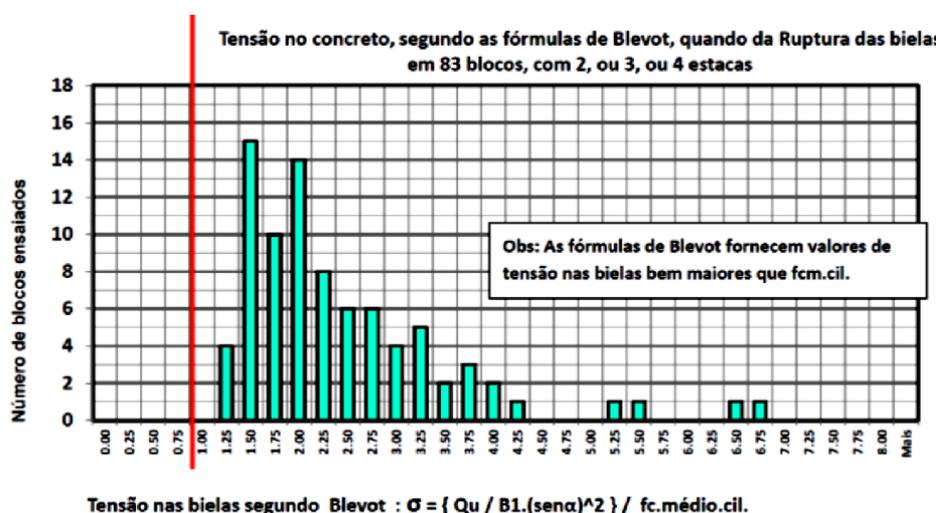


Figura 2.31: Tensão no concreto pelas formulas de Blévet e Fremy (1967).

Fonte: Thomaz, 2015.

Blévet e Fremy (1967) adotaram os seguintes valores limites para a tensão na biela.

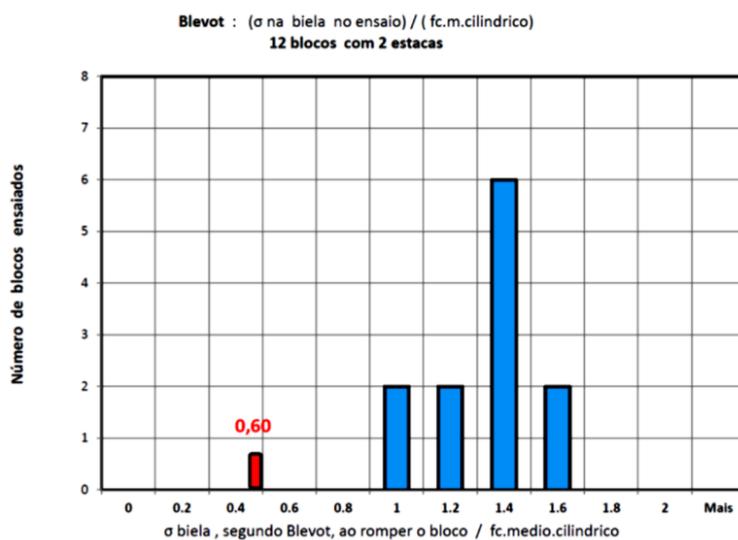
$0,60 f_{c,m,cilindrico}$  para blocos sobre duas estacas (Figura 2.32);

$0,75 f_{c,m,cilindrico}$  para blocos sobre três estacas (Figura 2.33);

$0,90 f_{c,m,cilindrico}$  para blocos sobre quatro estacas (Figura 2.34).

Sendo que foi considerando que o  $f_{c,m,cilindrico} = 1,20 f_{ck}$ .

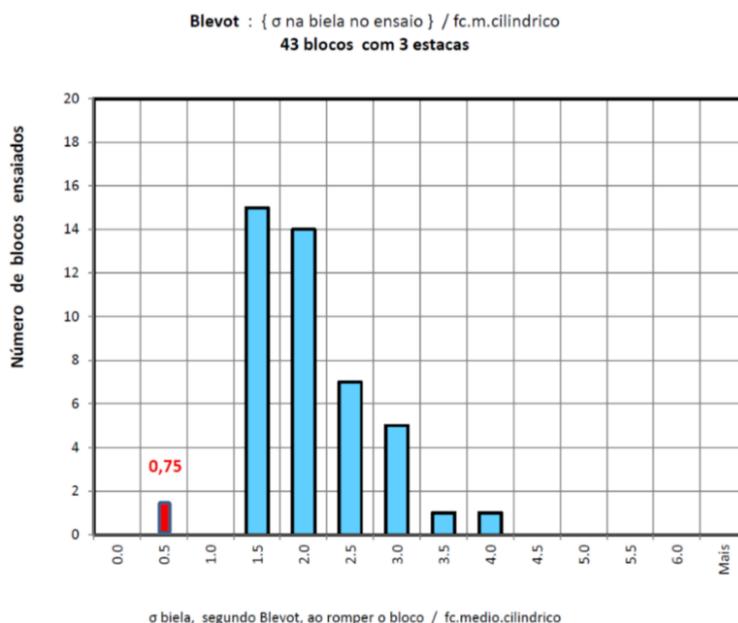
A Figura 2.32 evidencia o limite adotado para blocos sobre duas estacas e os valores obtidos nos ensaios, adotando um valor a favor da segurança.



**Figura 2.32:** Tensão da biela em blocos sobre duas estacas em serviço. Valores dos ensaios e limite proposto.

**Fonte:** Thomaz, 2015.

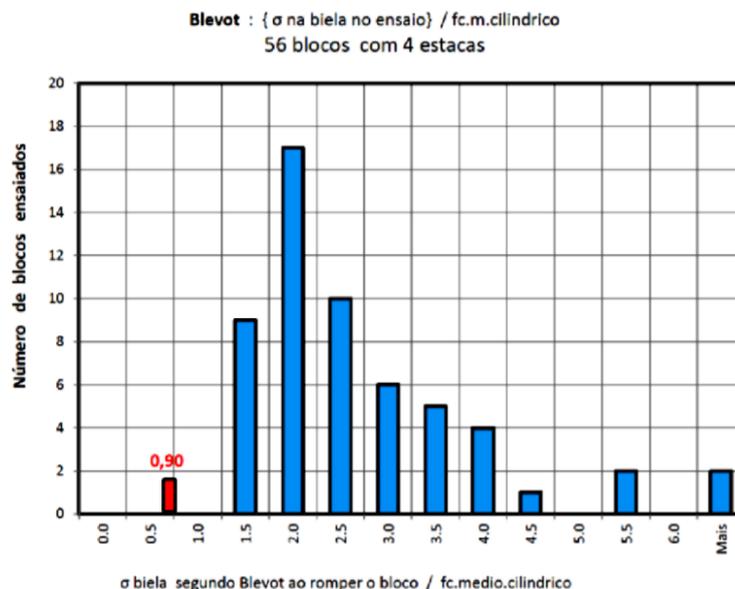
A Figura 2.33 indica o limite adotado para blocos sobre 3 (três) estacas e os valores obtidos nos ensaios, adotando novamente um valor a favor da segurança.



**Figura 2.33:** Tensão da biela em blocos sobre três estacas em serviço. Valores dos ensaios e limite proposto.

**Fonte:** Thomaz, 2015.

A Figura 2.34 aponta o limite adotado para blocos sobre 4 (quatro) estacas e os valores obtidos nos ensaios.



**Figura 2.34:** Tensão da biela em blocos sobre quatro estacas em serviço. Valores dos ensaios e limite proposto.

**Fonte:** Thomaz, 2015.

Os referidos gráficos mostram que Blévo e Fremy (1967) foram conservadores diante dos resultados que obtiveram em seus respectivos ensaios, deixando subtendido que limites que são propostos superiores aos dos mesmos estão buscando maiores fatores de segurança, que, em determinadas situações, podem ser desagradáveis pelo aumento dos custos.

### 2.5.2. Medeiros (2016)

Elaborou um estudo analítico de blocos rígidos sobre duas estacas, utilizando alguns métodos de cálculo, já que cada autor e norma possuem considerações próprias para o dimensionamento resultando em tensões de compressão na biela e área de aço diferentes de acordo com o método de cálculo adotado.

A Figura 2.35 mostra o resumo dos resultados e as Figuras 2.36 e 2.37 mostram gráficos das tensões nas regiões nodais.

Método	As (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela						
		$\sigma_p$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{p,lim}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	Passa?	$\sigma_e$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{e,lim}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	Passa?	
TQSprong	A (x)	3,4	0,75	1,37	SIM	0,92	1,16	SIM
	A (x/2)	3	0,75	1,37	SIM	0,92	1,16	SIM
	B (x)	3,3	0,77	1,37	SIM	0,91	1,16	SIM
	B (x/2)	3	0,77	1,37	SIM	0,91	1,16	SIM
	Blévot	2,7	2,05	2,25	SIM	1,32	2,25	SIM
TQScalc	A (x)	3,46	0,76	1,37	SIM	0,66	1,16	SIM
	A (x/2)	3,03	0,76	1,37	SIM	0,66	1,16	SIM
	B (x)	3,37	0,78	1,37	SIM	0,65	1,16	SIM
	B (x/2)	2,99	0,78	1,37	SIM	0,65	1,16	SIM
	Blévot	2,69	2,08	2,25	SIM	1,04	2,25	SIM
Blevót	2,78	1,89	2,50	SIM	0,95	1,79	SIM	
Araújo	2,85	-	-	-	0,32	0,59	SIM	
CEB	2,67	-	-	-	-	-	SIM	
Santos	2,61	1,35	1,37	SIM	0,57	1,16	SIM	
NBR 6118:2014	2,42	1,89	1,37	NÃO	0,95	1,16	SIM	
Fusco	1,10	1,35	1,79	SIM	0,32	0,63	SIM	
Fusco (Alternativo)	2,06	1,79	1,79	SIM	0,32	0,63	SIM	

Figura 2.35: Resumo dos resultados.

Fonte: Medeiros, 2016.

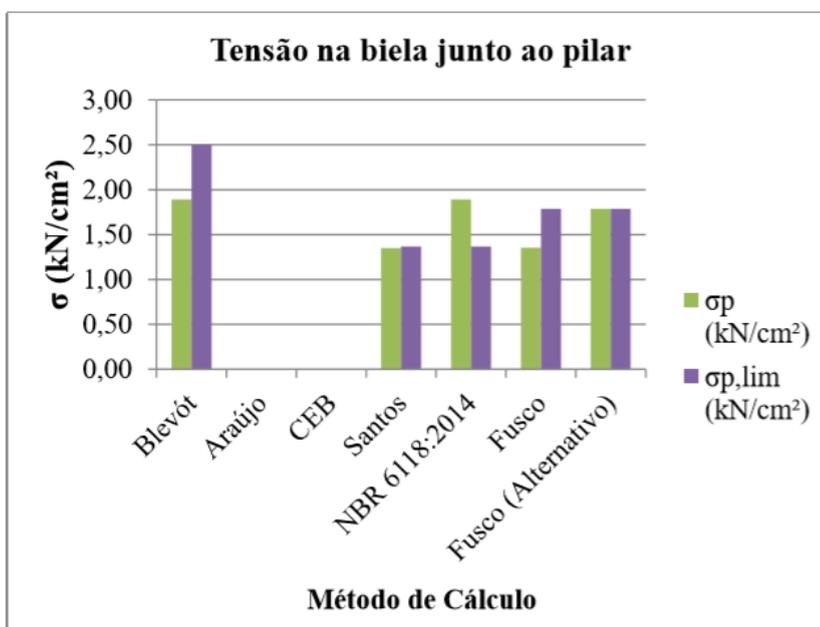
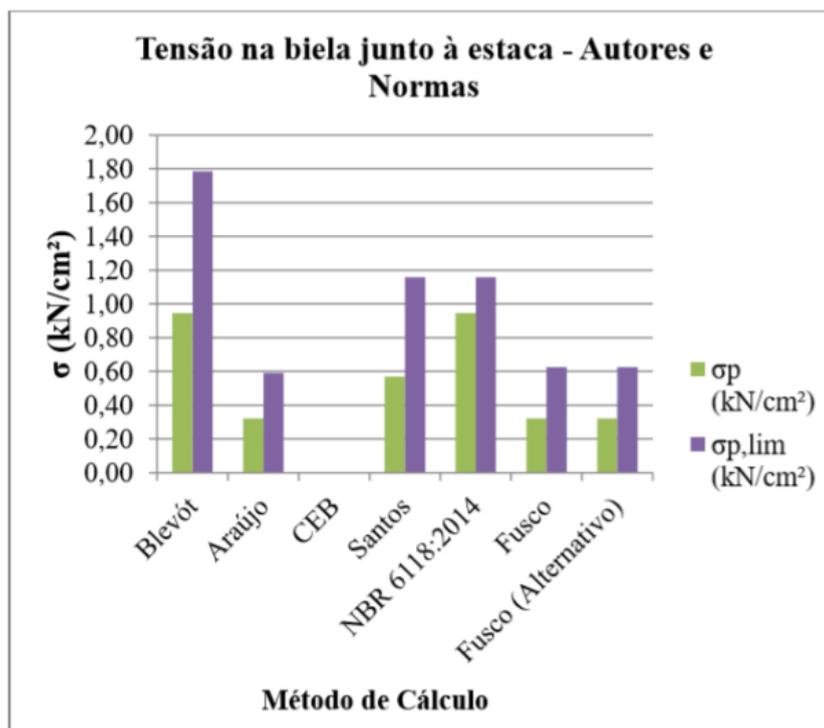


Figura 2.36: Tensões na biela junto ao pilar.

Fonte: Medeiros, 2016.



**Figura 2.37:** Tensões na biela junto à estaca.

**Fonte:** Medeiros, 2016.

Observa-se nesses resultados que o limite proposto pela ABNT NBR 6118 (2014) para as tensões na biela junto ao pilar são ultrapassadas. Já para tensões na biela junto à estaca, os referidos limites não foram superados pelos valores calculados.

Mas, se compararmos com os limites propostos com Blévot e Frémy (1967), há grandes discrepâncias das tensões limites.

### 2.5.3. Thomaz & Alves (2017)

Os autores fizeram um estudo comparativo levando em consideração as tensões nas bielas e nas estacas utilizando as Normas ABNT NBR 6118 (2014), EHE (2008), ACI (2011) e EUROCODE (2010). Para tanto, foram realizados exemplos numéricos, considerando até mesmo os custos que os limites propostos, apontam para blocos de duas, 4 (quatro) e 6 (seis) estacas (Figura 2.38, 2.39 e 2.40).

Tensão Limite	fck	H	$\Theta$	$S_{cb,e}$	$S_{e,lim}$	$S_{cb,p}$	$S_{p,lim}$	As (cm <sup>2</sup> )	R <sub>emáx</sub>	CUSTO (R\$)*
Blévtot & Fremy (1967)	35	0,67	46,3°	11,7	21,3	22,7	35,0	30,3	700	1.198,54
ACI (2008)	35	0,71	48,4°	11,0	17,0	21,3	21,3	28,3		1.201,33
EHE (2008)	35	0,67	46,3°	11,7	17,5	22,7	25,0	30,3		1.198,54
ABNT NBR6118:214	35	0,84	53,9°	9,4	15,5	18,3	18,3	23,3		1.237,84
Unidades										
Medidas: m Força: kN Tensão: MPa										
*Custo do bloco (sem estacas)										

**Figura 2.38:** Bloco sobre 2 Estacas - Exemplo 3.

Fonte: Thomaz e Alves, 2017.

Tensão Limite	fck	H	$\Theta$	$S_{cb,e}$	$S_{e,lim}$	$S_{cb,p}$	$S_{p,lim}$	As (cm <sup>2</sup> )	R <sub>emáx</sub>	CUSTO (R\$)*
Blévtot & Fremy (1967)	30	0,65	55,0°	18,0	18,2	32,1	45,0	9,8	500	1.302,03
ACI (2008)	55	0,62	53,0°	18,9	20,1	33,4	33,4	10,5		1.554,40
EHE (2008)	40	0,65	55,0°	18,0	20,0	31,8	85,7	9,8		1.332,80
ABNT NBR6118:214	60	0,65	55,0°	18,0	22,6	32,1	32,1	9,8		1.637,56
Unidades										
Medidas: m Força: kN Tensão: MPa										
*Custo do bloco (sem estacas)										

**Figura 2.39:** Bloco sobre 4 Estacas - Exemplo 3.

Fonte: Thomaz e Alves, 2017.

Tensão Limite	fck	H	$\Theta$	$S_{cb,e}$	$S_{e,lim}$	$S_{cb,p}$	$S_{p,lim}$	As (cm <sup>2</sup> )	R <sub>emáx</sub>	CUSTO (R\$)*
Blévtot & Fremy (1967)	25	1,40	45,0°	12,9	15,2	31,6	37,5	26,0	629	6.287,40
ACI (2008)	40	1,92	54,5°	9,9	14,6	24,3	24,3	18,9		7.671,44
EHE (2008)	25	1,44	45,9°	12,5	12,5	30,7	53,6	25,3		6.343,40
ABNT NBR6118:214	45	1,89	54,0°	10,0	17,4	24,6	24,6	19,3		8.158,55
Unidades										
Medidas: m Força: kN Tensão: MPa										
*Custo do bloco (sem estacas)										

**Figura 2.40:** Bloco sobre 6 Estacas - Exemplo 3.

Fonte: Thomaz e Alves, 2017.

Diante dos resultados, observou-se que a ABNT NBR 6118 (2014) desenvolveu um maior custo, enquanto o método de Blévtot e Fremy (1967) apresentou um menor custo na análise.

## CAPÍTULO 3

# Estudo Analítico

### 3.1. DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Delalibera (2006) elaborou um estudo experimental e numérico de blocos de concreto sobre duas estacas submetidos a ação de força centrada e excêntrica. Porém, nesse estudo, serão apenas utilizados os modelos com carregamento centrado, de modo que apesar do autor realizar ensaios em 14 (catorze) blocos, serão analisados apenas 10 (dez), fazendo as devidas ressalvas das variações nos arranjos das armaduras, ângulo de inclinação das bielas de compressão e nas seções transversais dos pilares.

Cada modelo possui uma sigla, em que será utilizada a mesma nomenclatura dada por Delalibera (2006), na qual o significado consiste de acordo com o exemplo:

Nome do bloco: B35P25E25e0

- B35: bloco com altura igual a 35 (trinta e cinco) centímetros;
- P25: comprimentos das arestas da seção transversal do pilar igual a 25 (vinte e cinco) centímetros;
- E25: comprimentos das arestas da seção transversal das estacas iguais a 25 (vinte e cinco) centímetros;
- e0: excentricidade da força de compressão igual a 0 (zero).

Importante frisar que as estacas e pilares possuem suas seções quadradas.

Além disso, em alguns modelos possui outros termos, que são:

- $A_{sw,C}$ , área da seção transversal das barras de aço da armadura transversal do bloco calculada por meio de processo analítico;
- $A_{sw,0}$ , área da armadura transversal do bloco igual a 0 (zero); e
- CG, armadura inferior de tração (tirante) detalhada com ganchos a 180 (cento e oitenta) graus.

**Tabela 3.1:** descrição dos modelos de Delalibera (2006)

Série	Blocos	Dimensões estaca(cm)	Dimensões pilar (cm)	B <sub>Lx</sub> (cm)	B <sub>Ly</sub> (cm)	e <sub>adot</sub> (mm)	h (cm)
B35P25	B35P25E25e0	25 x 25	25 x 25	117,5	25	0	35
B35P25	B35P25E25e0A <sub>sw,C</sub>	25 x 25	25 x 25	117,5	25	0	35
B35P25	B35P25E25e0A <sub>sw,0</sub>	25 x 25	25 x 25	117,5	25	0	35
B35P25	B35P25E25e0CG	25 x 25	25 x 25	117,5	25	0	35
B45P25	B45P25E25e0	25 x 25	25 x 25	117,5	25	0	45
B45P25	B45P25E25e0A <sub>sw,C</sub>	25 x 25	25 x 25	117,5	25	0	45
B45P25	B45P25E25e0A <sub>sw,0</sub>	25 x 25	25 x 25	117,5	25	0	45
B45P25	B45P25E25e0CG	25 x 25	25 x 25	117,5	25	0	45
B35P50	B35P50E25e0	25 x 25	25 x 50	117,5	25	0	35
B45P50	B45P50E25e0	25 x 25	25 x 50	117,5	25	0	45

Fonte: Delalibera, 2006.

Munhoz (2014) fez uma análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares com diferentes taxas de armadura.

Os modelos para verificação possuíam pilares de seções 12,5 cm x 12,5 cm, 12,5 cm x 25,0 cm, 12,5 cm x 37,5 cm e 12,5 cm x 50,0 cm, com taxas de armaduras dos pilares adotadas de 1%, 2,5 % e 4%, perfazendo 12 (doze) diferente tipos de blocos.

Cada modelo possui uma sigla, em que será utilizada a mesma nomenclatura dada por Munhoz (2014) onde o significado consiste de acordo com o exemplo:

Nome do bloco: B110P125R1,

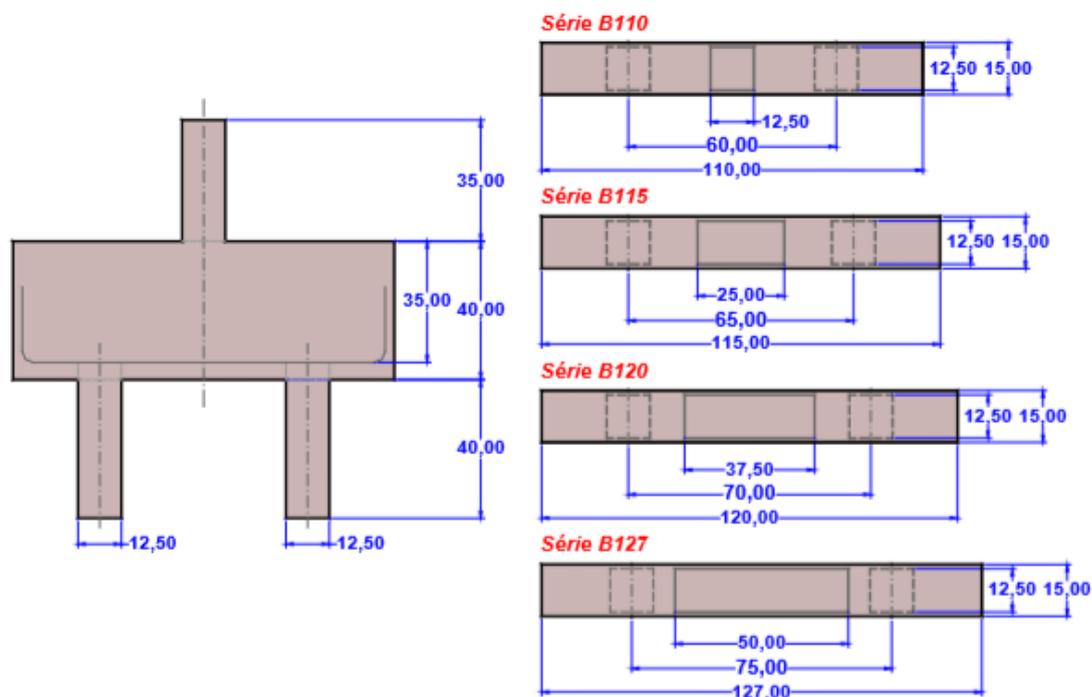
- B110 - bloco com distância de 110 (cento e dez) cm entre eixos de estacas;
- P125 - pilar com aresta de 12,5 cm;
- R1 - taxa de armadura do pilar de 1%.

O nome escolhido para os modelos que ficaram divididos em quatro diferentes séries (Figura 3.1) é baseado na distância entre eixos de estacas (variou-se esta distância para manter o mesmo ângulo de inclinação), na aresta do pilar que foi variada e na taxa de armadura do pilar adotada.

**Tabela 3.2:** descrição dos modelos de Munhoz (2014)

BLOCO	$a_p$	$b_p$	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_s$ (%)	$A_{scal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{scef}$ (cm <sup>2</sup> )
P125R1	12,50	12,50	156,25	1,00	1,56	2,00
P250R1	25,00	12,50	312,50	1,00	3,13	3,00
P375R1	37,50	12,50	468,75	1,00	4,69	5,00
P500R1	50,00	12,50	625,00	1,00	6,25	7,00
P125R25	12,50	12,50	156,25	2,50	3,91	5,00
P250R25	25,00	12,50	312,50	2,50	7,81	10,00
P375R25	37,50	12,50	468,75	2,50	11,72	12,50
P500R25	50,00	12,50	625,00	2,50	15,63	17,50
P125R4	12,50	12,50	156,25	4,00	6,25	8,00
P250R4	25,00	12,50	312,50	4,00	12,50	16,00
P375R4	37,50	12,50	468,75	4,00	18,75	20,00
P500R4	50,00	12,50	625,00	4,00	25,00	28,00

Fonte: Munhoz, 2014.

**Figura 3.1:** Dimensões dos modelos de Munhoz (2014).

Fonte: Munhoz, 2014.

## 3.2. DIMENSIONAMENTO

Foram executados os procedimentos de dimensionamentos dos blocos de Delalibera (2006) e Munhoz (2014) e os principais aspectos a serem analisados. Foram dispostos os cálculos na íntegra, para um bloco, e, para os demais, foram dispostos em tabelas resumo, uma vez que o procedimento é semelhante ao apresentado para o primeiro bloco.

É importante frisar que as análises feitas foram extraídas em um programa de desenvolvimento próprio, cujos detalhes encontram-se no capítulo 5.

### 3.2.1. Resistência dos materiais

Para esses cálculos, especificamente, foram utilizadas a resistência média à compressão ( $f_{c,m}$ ) do concreto referente aos ensaios realizados, a fim de possuir resultados mais fidedignos. Diferente do concreto, não foram utilizadas as características do aço trabalhando na sua capacidade limite, pois é notado que o autor Delalibera (2006) realizou um dimensionamento das armaduras.

Contudo, foi adotado, em seus blocos, uma armadura muito superior ao especificado, respaldado pela ideia de gerar ruína no concreto. Diante disso, somente foram utilizadas as características do concreto ensaiados. Delalibera (2006) realizou ensaios de compressão simples em 3 (três) corpos de prova cilíndricos do concreto para cada montagem dos blocos, resultando no  $f_{c,m}$  e no  $f_{ct,m}$ , especificado na Tabela 3.3:

**Tabela 3.3:** Resistência à compressão e tração, CP 15cm x 30cm

BLOCOS	$f_{c,m}$ (MPa)	$f_{ctm,exp}$ (MPa)
B35P25E25e0	40,6	3,2
B35P25E25e0A <sub>sw,C</sub>	32,8	2,9
B35P25E25e0A <sub>sw,0</sub>	32,8	2,9
B35P25E25e0CG	28,9	2,2
B45P25E25e0	31,0	2,9
B45P25E25e0A <sub>sw,C</sub>	32,4	2,3
B45P25E25e0A <sub>sw,0</sub>	32,4	2,3
B45P25E25e0CG	28,9	9,2
B35P50E25e0	35,8	2,3
B45P50E25e0	35,8	2,3

Fonte: Delalibela (2006)

Os blocos moldados por Munhoz (2014) apresentaram, na Tabela 3.4, os seguintes valores para Resistência à compressão e tração. Para tanto, foram ensaiados 6 (seis) corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm moldados durante a concretagem referente ao concreto do pilar/bloco.

**Tabela 3.4:** Resistência à compressão e tração dos corpos-de-prova ensaiados

BLOCOS	$f_{c,m}$ (MPa)	$f_{t,m,exp}$ (MPa)
Todos os blocos	33,86	2,97

Fonte: Delalibela (2006)

### 3.2.2. Força de avaliação

Para obtenção da força suportada pelo bloco, foram utilizados os valores limites de tensões nas regiões nodais, a fim de encontrar uma força limite para cada metodologia, que foi intitulada “Força de avaliação”.

- Força de avaliação Método das Bielas (Blevot & Frémy, 1967)

Junto ao pilar:

$$F_d = \sigma_{cb,p} \times A_p \times \text{sen}^2\theta \quad (33)$$

Junto à estaca:

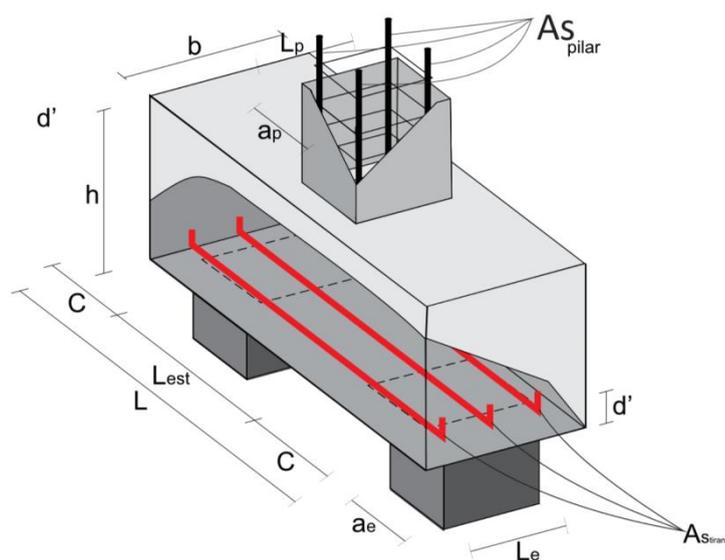
$$F_d = \sigma_{cb,e} \times A_e \times \text{sen}^2\theta \quad (34)$$

### 3.2.3. Taxa de armadura do pilar

Referente somente área de armaduras longitudinal do pilar

$$\rho = \frac{A_{s,pilar}}{A_{concreto}} \quad (35)$$

### 3.2.4. Procedimento analítico



**Figura 3.2:** Representação de dados do bloco

**Fonte:** Autor.

**Tabela 3.5:** Dados dos blocos

Dados do bloco analisado	
Nome do bloco	B35P25E25e0
Comprimento do Bloco (L)	117,5 cm
Largura do Bloco (b)	25,0 cm
Altura do bloco (h)	35,0 cm
Cobrimento (d')	4,0 cm
$f_{ck}$ do bloco	40,6 MPa
Largura do pilar ( $L_p$ )	25,0 cm
Altura do pilar ( $a_p$ )	25,0 cm
$f_{ck}$ do pilar	50,0 MPa
Largura da estaca ( $L_e$ )	25,0 cm
Altura da estaca ( $a_e$ )	25,0 cm
$f_{ck}$ da estaca	50,0 MPa
Tensão de escoamento do aço	550,0 MPa
Modulo de elasticidade do aço	200000,0 MPa
$A_s$ do pilar	6,28 cm <sup>2</sup>
Distância entre eixo de estacas	62,5 cm
C	27,5 cm
Nº de camadas de tirante	2,0

Fonte: Delalibela (2006)

### 3.2.4.1 Método das bielas (Blévoit e Frémy, 1967)

Como mencionado para o respectivo bloco, foi usado o  $f_{cm} = 40,6 \text{ MPa}$ , .  
Entretanto, para o aço, utilizamos:

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} \quad (36)$$

a) Força de avaliação

Para obtenção da força normal suportada pelo bloco, foram utilizados os limitadores das tensões nas regiões nodais do método

$$F_{m\acute{a}x,teorica,pilar} = \sigma_{cb,p} \cdot A_p \cdot \text{sen}^2\theta \text{ (região do pilar)} \quad (37)$$

$$F_{m\acute{a}x,teorica,est} = \sigma_{cb,e} \cdot 2A_p \cdot \text{sen}^2\theta \text{ (região da estaca)} \quad (38)$$

Onde foi utilizado a  $F_{m\acute{a}x,teorica,pilar}$ , pois a ruína se dá majoritariamente na região dos pilares, logo a força de avaliação foi dada por:

$$F_{avaliação} = \sigma_{cb,p} \cdot A_p \cdot \text{sen}^2(\theta) \quad (39)$$

$$F_{avaliação} = 1,4 \cdot \frac{f_{ck}}{1,4} \cdot A_p \cdot \text{sen}^2(\theta) \quad (40)$$

$$F_{avaliação} = 1,4 \cdot \frac{4,06}{1,4} \cdot (25 \cdot 25) \cdot \text{sen}^2(51,11) = 1537,3 \text{ kN} \quad (41)$$

b) Ângulo de inclinação

$$\theta = \text{arctg} \left( \frac{d}{\frac{L_{est}}{2} + \frac{a_p}{4}} \right) = \text{arctg} \left( \frac{35 - 4}{\frac{62,5}{2} + \frac{25}{4}} \right) \rightarrow \theta = 51,11^\circ \quad (42)$$

Blévat e Frémy (1967) recomenda que, para garantir comportamento adequado, o ângulo de inclinação deve estar entre  $45^\circ$  e  $55^\circ$ .

c) Força de tração no tirante

Pelo equilíbrio das forças, temos que o somatório vetorial das forças de tração e compressão, igualando as equações encontramos, o valor de  $R_{st}$ :

$$R_{st} = \frac{F_d(2L_{est} - a_p)}{8d} = \frac{1537,301(2 \cdot 62,5 - 25)}{8 \cdot 31} \rightarrow R_{st} = 619,8 \text{ kN} \quad (43)$$

Blévyot e Frémy (1967) relatam que o valor de  $R_{st}$  calculado não era a favor da segurança e, por isso, indica que este valor seja acrescido em 15%.

$$A_s = \frac{1,15R_{st}}{f_{yd}} = \frac{1,15 \cdot 619,879}{50/1,15} \rightarrow A_s = 16,40 \text{ cm}^2 \quad (44)$$

d) Verificação da tensão de compressão nas bielas

As bielas possuem seções variáveis ao longo da altura do bloco, devendo ser verificada a tensão máxima junto ao pilar e junto à estaca para que sejam conferidas frente às tensões limites.

- *Junto ao pilar:*

A tensão normal atuante na biela na região do pilar se dá pela expressão:

$$\sigma_{cb,p} = \frac{F}{A_p \cdot \text{sen}^2(\theta)} = \frac{1537,30}{(25 \cdot 25) \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} \rightarrow \sigma_{cb,p} = 4,06 \text{ kN/cm}^2 \quad (45)$$

*Tensão limite superior:*

$$\sigma_{cb,p\text{limite}} = 1,4 \cdot f_{cd} = 1,4 \cdot \frac{4,06}{1,4} \rightarrow \sigma_{cb,p\text{limite}} = 4,06 \text{ kN/cm}^2 \quad (46)$$

$$\sigma_{cb,p} \leq \sigma_{cb,p\text{limite}} \quad (55)$$

$$4,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 4,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (47)$$

Não há diferença nas tensões, pois há um rearranjo da equação da força de avaliação, havendo então essa equivalência.

- Junto à estaca:

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{2 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (48)$$

$$\sigma_{cb,e} = \frac{1537,30}{2 \cdot (25 \cdot 25) \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} \rightarrow \sigma_{cb,e} = 2,03 \text{ kN/cm}^2 \quad (49)$$

*Tensão limite inferior:*

$$\sigma_{cb,e\text{limite}} = 1,0 f_{cd} = 1,0 \cdot \frac{4,06}{1,4} \rightarrow \sigma_{cb,e\text{limite}} = 2,9 \text{ kN/cm}^2 \quad (50)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq \sigma_{cb,e\text{limite}} \quad (60)$$

$$2,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 2,90 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (51)$$

### 3.2.4.2. EHE-08 (2011)

#### a) Definição de rígidos ou flexível

Inicialmente, verifica-se a distância entre a face do pilar ao eixo da estaca  $v$ :

$$v = 18,75 \text{ cm} \quad (6252)$$

Para definir se o bloco é rígido, deve respeitar a condição de:

$$v < 2h_{\text{bloco}} \quad (63)$$

$$2h_{\text{bloco}} = 70 \rightarrow 18,75 < 70 \rightarrow \text{Bloco rígido} \quad (64)$$

#### b) Ângulo de inclinação das bielas

$$\theta = \text{arctg} \left( \frac{h - d'}{\frac{L_{\text{est}}}{2} + \frac{a_p}{4}} \right) = \text{arctg} \left( \frac{31}{25} \right) \rightarrow \theta = 51,11^\circ \quad (53)$$

c) Força de avaliação

$$\sigma_{cb,p\limite} = \frac{F_{avaliação}}{a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta)} \text{ onde } \sigma_{cb,p\limite} = 3,3f_{cd} = 9,57 \text{ kN/cm}^2 \quad (66)$$

$$F_{avaliação} = 3,3 \cdot 2,9 \cdot 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11) \rightarrow F_{avaliação} = 3623,64 \text{ kN} \quad (67)$$

d) Força de tração no tirante

$$R_{st} = \frac{F_{ava}(2L_{est} - a_p)}{8d} = \frac{3623,64(2 \cdot 62,5 - 25)}{8 \cdot 31} \rightarrow R_{st} = 1461,15 \text{ kN} \quad (68)$$

e) Armadura principal

$$A_s = \frac{N_d(v + 0,25a)}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1461,15 \cdot (18,75 + 0,25 \cdot 25)}{0,85 \cdot 31 \cdot 40} = 34,66 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

f) Verificação das tensões limite nas regiões nodais

- Junto ao pilar

$$\sigma_{cb,p} = \frac{F_{avaliação}}{A_p \text{sen}^2\theta} \quad (70)$$

$$\sigma_{cb,p} = \frac{3623,64}{25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} = 9,57 \quad (71)$$

*Tensão limite superior*

$$\sigma_{cb,p\limite} = 3,3f_{cd} = 3,3 \cdot \frac{4,06}{1,4} \rightarrow \sigma_{cb,p\limite} = 9,57 \text{ kN/cm}^2 \quad (72)$$

$$9,57 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 9,57 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (73)$$

$$\sigma_{cb,p} \leq \sigma_{cb,p\limite} \quad (74)$$

- Junto à estaca

$$\sigma_{cb,e} = \frac{3623,64}{2 \cdot 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} = 4,785 \quad (75)$$

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{2 \cdot A_e \text{sen}^2 \theta} \quad (76)$$

*Tensão limite inferior*

$$\sigma_{cb,e\limite} = 0,7f_{cd} = 2,03 \text{ kN/cm}^2 \quad (77)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq \sigma_{cb,e\limite} \quad (78)$$

$$4,785 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 2,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ NÃO VERIFICADO} \quad (79)$$

### 3.2.4.3. ABNT NBR 6118 (2014)

a) Ângulo de inclinação

$$\theta = \text{arctg} \left( \frac{d}{\frac{L_{est}}{2} + \frac{a_p}{4}} \right) = \text{arctg} \left( \frac{35 - 4}{\frac{62,5}{2} + \frac{25}{4}} \right) \rightarrow \theta = 51,11^\circ \quad (80)$$

b) Força de avaliação

$$\sigma_{cb,p\limite} = 0,85 \cdot \left( 1 - \frac{40,6}{250} \right) \cdot \frac{4,06}{1,4} = 2,06 \text{ kN/cm}^2 \quad (81)$$

$$\sigma_{cb,p\limite} = \frac{F_d}{a_p \cdot b_p \text{sen}^2 \theta} \quad (82)$$

$$F_{avaliação} = \sigma_{cb,p\limite} \cdot a_p \cdot b_p \text{sen}^2(\theta) \quad (83)$$

$$F_{avaliação} = 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11) \cdot 2,06 = 780,01 \text{ kN} \quad (84)$$

c) Força de tração no tirante

$$R_{st} = \frac{F_d(2l - a_p)}{8d} = \frac{780,01(2 \cdot 62,5 - 25)}{8 \cdot 31} = 314,52 \text{ kN} \quad (85)$$

d) Armadura

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{314,52}{50/1,15} = 7,23 \text{ cm}^2 \quad (86)$$

e) Verificação da tensão de compressão nas bielas

- Junto ao pilar

$$\sigma_{cb,p} = \frac{F_d}{a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (87)$$

$$\sigma_{cb,p} = \frac{780,01}{25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} = 2,06 \quad (88)$$

*Tensão limite superior:*

$$\sigma_{cb,p\text{limite}} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot 2,9 \quad (89)$$

$$\sigma_{cb,p\text{limite}} = 2,06 \text{ kN/cm}^2 \quad (90)$$

$$\sigma_{cb,p} \leq \sigma_{cb,p\text{limite}} \quad (91)$$

$$2,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 2,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (92)$$

- Junto à estaca

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{2 \cdot a_e \cdot b_e \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (93)$$

$$\sigma_{cb,e} = \frac{780,01}{2 \cdot 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} \rightarrow \sigma_{cb,e} = 1,03 \text{ kN/cm}^2 \quad (94)$$

Tensão limite inferior:

$$\sigma_{cb,e\limite} = 0,72 \cdot \alpha_{v_2} \cdot f_{cd} = 0,72 \cdot \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot 2,9 \quad (95)$$

$$\sigma_{cb,e\limite} = 1,75 \text{ kN/cm}^2 \quad (96)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq \sigma_{cb,e\limite} \quad (97)$$

$$1,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 1,75 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (98)$$

#### 3.2.4.4. CEB - FIP (1990)

a) Ângulo de inclinação

$$\theta = \arctg\left(\frac{d}{\frac{L_{est}}{2} + \frac{a_p}{4}}\right) = \arctg\left(\frac{35 - 4}{\frac{62,5}{2} + \frac{25}{4}}\right) \rightarrow \theta = 51,11^\circ \quad (99)$$

b) Força de avaliação

$$\sigma_{cb,p\limite} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot f_{cd} = 2,06 \text{ kN/cm}^2 \quad (100)$$

$$\sigma_{cb,p\limite} = \frac{F_d}{a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2\theta} \quad (101)$$

$$\begin{aligned} F_{avaliação} &= \sigma_{cb,p} \cdot a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta) = 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11) \cdot 2,06 \\ &= 780,01 \text{ kN} \end{aligned} \quad (102)$$

c) Força de tração no tirante

$$R_{st} = \frac{F_d(2l - a_p)}{8d} = \frac{780,01(2 \cdot 62,5 - 25)}{8 \cdot 31} = 314,52 \text{ kN} \quad (103)$$

d) Armadura

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{314,52}{50/1,15} = 7,23 \text{ cm}^2 \quad (104)$$

e) Verificação da tensão de compressão nas bielas

- Junto ao pilar

$$\sigma_{cb,p} = \frac{F_d}{a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (105)$$

$$\sigma_{cb,p} = \frac{780,01}{25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} \rightarrow \sigma_{cb,p} = 2,06 \quad (106)$$

*Tensão limite superior:*

$$\sigma_{cb,p\text{limite}} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot 2,9 \quad (107)$$

$$\sigma_{cb,p\text{limite}} = 2,06 \text{ kN/cm}^2 \quad (108)$$

$$\sigma_{cb,p} \leq \sigma_{cb,p\text{limite}} \quad (109)$$

$$2,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 2,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (110)$$

- Junto à estaca

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{2 \cdot a_e \cdot b_e \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (111)$$

$$\sigma_{cb,e} = \frac{780,01}{2 \cdot 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} \rightarrow \sigma_{cb,e} = 1,03 \text{ kN/cm}^2 \quad (112)$$

*Tensão limite inferior:*

$$\sigma_{cb,\text{limite}} = 0,60 \cdot \alpha_{v_2} c f_{cd} = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot 2,9 \quad (113)$$

$$\sigma_{cb,e\text{limite}} = 1,45 \text{ kN/cm}^2 \quad (114)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq \sigma_{cb,e\text{limite}} \quad (115)$$

$$1,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 1,45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (116)$$

### 3.2.4.5. Araújo (2014)

#### a) Condição de validade do método

Consta em que altura útil do bloco ( $h$ ) ser maior ou igual a:

$$0,6l_{est} + d \quad (117)$$

$$0,6l + d' = 0,6 \cdot \frac{L_{est}}{2} + 4 = 0,6 \cdot \frac{62,5}{2} + 4 = 22,75 \text{ cm} \quad (118)$$

Como  $h = 35 \text{ cm}$ :

$$h \geq 0,6 \cdot l + d' \rightarrow 35 \geq 22,75 - \text{VERIFICADO} \quad (119)$$

#### b) Ângulo de inclinação

$$\theta = \arctg\left(\frac{0,85d}{\frac{L_{est}}{2} + \frac{a_p}{4}}\right) = \arctg\left(\frac{0,85 \cdot 31}{\frac{62,5}{2} + \frac{25}{4}}\right) \rightarrow \theta = 46,50^\circ \quad (120)$$

$$\text{Como } \text{tg}\theta \geq 0,5 \rightarrow \text{VERIFICADO} \quad (121)$$

#### c) Força de avaliação

Diferente dos outros métodos, e como já mencionado, quando a condição de validade do método é conferida, o autor garante como verificada a tensão na região do pilar. Logo, a força de avaliação será obtida pelo limitante da região inferior.

$$k = \left(1 + \frac{2d'}{a_e}\right)^2 = \left(1 + \frac{2 \cdot 4}{25}\right)^2 \rightarrow k = 1,74 \quad (122)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq 0,03 \cdot \alpha_v \cdot k \cdot \text{sen}^2\theta \cdot f_{ck} \quad (123)$$

$$\sigma_{cb,e\grave{limite}} = 0,3 \cdot \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot 1,74 \cdot \text{sen}^2(46,50) \cdot 4,06 \quad (124)$$

$$\sigma_{cb,e\grave{limite}} = 0,93 \text{ kN/cm}^2 \quad (125)$$

$$\sigma_{cb,e\grave{limite}} = \frac{0,5N_d}{1,4A_e} \quad (126)$$

$$F_{avalia\grave{c}\tilde{a}o} = \frac{\sigma_{cb,e\grave{limite}} \cdot 1,4A_e}{0,5} \rightarrow F_{avalia\grave{c}\tilde{a}o} = \frac{\sigma_{cb,e\grave{limite}} \cdot 1,4A_e}{0,5} \rightarrow F_{avalia\grave{c}\tilde{a}o} = 1636,79 \text{ kN} \quad (127)$$

d) Força de tração no tirante

$$R_{st} = \frac{0,5F_{avalia\grave{c}\tilde{a}o}(l - 0,25a_p)}{z} = \frac{1636,79 \left(\frac{62,5}{2} - 0,25 \cdot 25\right)}{0,85 \cdot 31} \quad (128)$$

$$= 776,46 \text{ kN}$$

e) Armadura

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{776,46}{50/1,15} = 17,86 \text{ cm}^2 \quad (129)$$

Há garantia que para uma altura útil de  $0,85d$  e respeitando a condição de  $h \geq 0,6\ell + d'$ , não haverá esmagamento das bielas de concreto junto ao pilar.

f) Tensão de compressão nas bielas junto à estaca

E considerando uma ampliação da área da estaca, em função da distância  $d'$ . Sendo que essa razão entre a área ampliada e a área da estaca é chamada de  $k$ ,

Para não haver o esmagamento da biela, a tensão na mesma deve ser limitada a resistência à compressão de cálculo do concreto do bloco ( $f_{cd}$ ). E, para isso, a tensão de compressão da estaca em serviço ( $\sigma_{cb,e\grave{limite}}$ ) deve ser inferior a:

$$k = \left(1 + \frac{2d'}{a_e}\right)^2 = \left(1 + \frac{2 \cdot 4}{25}\right)^2 \rightarrow k = 1,74 \quad (130)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq 0,03 \cdot \alpha_v \cdot k \cdot \text{sen}^2\theta \cdot f_{ck} \quad (131)$$

$$\sigma_{cb,e_{limite}} = 0,3 \cdot \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot 1,74 \cdot \text{sen}^2(46,50) \cdot 4,06 \quad (132)$$

$$\sigma_{cb,e_{limite}} = 0,93 \text{ kN/cm}^2 \quad (133)$$

A tensão de compressão em serviço na estaca para blocos sobre duas estacas, é dado por:

$$\sigma_{cb,e} = \frac{0,5N_d}{1,4A_e} \rightarrow \sigma_{cb,e} = \frac{0,5 \cdot 1636,79}{1,4 \cdot 25 \cdot 25} \rightarrow \sigma_{cb,e} = 0,93 \text{ kN/cm}^2 \quad (134)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq \sigma_{cb,e_{limite}} \quad (135)$$

$$0,93 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,93 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (136)$$

#### 3.2.4.6. Santos (2015)

a) Determinação da profundidade z

$$y = 0,20d \rightarrow y = 0,20 \cdot 31 = 6,2 \text{ cm} \quad (137)$$

$$z = d - 0,5y = 31 - 0,5 \cdot 6,2 \rightarrow z = 27,9 \text{ cm} \quad (138)$$

b) Ângulo de inclinação

$$\theta = \text{arctg}\left(\frac{d}{\frac{l}{2} + \frac{a_p}{4}}\right) = \text{arctg}\left(\frac{31}{\frac{62,5}{2} + \frac{25}{4}}\right) \rightarrow \theta = 48,14^\circ \quad (139)$$

Como o valor supera o ângulo de 40°, atende as especificações do método.

## c) Área ampliada

Calculo da área ampliada do pilar, considerando um ângulo de espraçamento de  $48,14^\circ$ , pois é superior a  $45^\circ$ .

$$A_{amp,pilar} = b_p + (a_p + 2y \cdot \cotg\theta) \quad (140)$$

$$A_{amp,pilar} = 25 + (25 + 2 \cdot 6,2 \cdot \cotg(48,14^\circ)) \quad (141)$$

$$A_{amp,pilar} = 902,75 \text{ cm}^2 \quad (142)$$

## d) Força de avaliação

$$\sigma_{cb,plimite} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot \frac{4,06}{1,4} = 2,06 \text{ kN/cm}^2 \quad (143)$$

$$\sigma_{cb,plimite} = \frac{F_d}{a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2\theta} \quad (144)$$

$$F_{avaliação} = \sigma_{cb,plimite} \cdot a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta) = 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(48,14^\circ) \cdot 2,06 \quad (145)$$

$$F_{avaliação} = 714,17 \text{ kN} \quad (146)$$

## e) Força de tração no tirante

$$R_{st} = \frac{F_d(2l - a_p)}{8d} = \frac{714,17(2 \cdot 62,5 - 25)}{8 \cdot 27,9} \rightarrow R_{st} = 317,97 \text{ kN} \quad (147)$$

## f) Armadura

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{317,97}{50/1,15} = 7,31 \text{ cm}^2 \quad (148)$$

g) Verificação da tensão de compressão nas bielas

- Junto ao pilar

$$\sigma_{cb,p} = \frac{F_d}{a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (149)$$

$$\sigma_{cb,p} = \frac{780,01}{25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} = 2,06 \quad (150)$$

*Tensão limite superior:*

$$\sigma_{cb,p\limite} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot 2,9 \quad (151)$$

$$\sigma_{cb,p\limite} = 2,06 \text{ kN/cm}^2 \quad (152)$$

$$\sigma_{cb,p} \leq \sigma_{cb,p\limite} \quad (153)$$

$$2,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 2,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (154)$$

- Junto à estaca:

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{2 \cdot a_e \cdot b_e \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (155)$$

$$\sigma_{cb,e} = \frac{780,01}{2 \cdot 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} \rightarrow \sigma_{cb,e} = 1,03 \text{ kN/cm}^2 \quad (156)$$

*Tensão limite inferior:*

$$\sigma_{cb,e\limite} = 0,72 \cdot \alpha_{v_2} \cdot f_{cd} = 0,72 \cdot \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot 2,9 \quad (157)$$

$$\sigma_{cb,e\limite} = 1,75 \text{ kN/cm}^2 \quad (158)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq \sigma_{cb,e\limite} \quad (159)$$

$$1,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 1,75 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (160)$$

## 3.2.4.7. EUROCODE (2004)

a) Ângulo de inclinação:

$$\theta = \arctg\left(\frac{d}{\frac{L_{est}}{2} + \frac{a_p}{4}}\right) = \arctg\left(\frac{35 - 4}{\frac{62,5}{2} + \frac{25}{4}}\right) \rightarrow \theta = 51,11^\circ \quad (161)$$

b) Força de avaliação

$$\sigma_{cb,p\limite} = \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot f_{cd} = 2,43 \text{ kN/cm}^2 \quad (162)$$

$$\sigma_{cb,p\limite} = \frac{F_d}{a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2\theta} \quad (163)$$

$$\begin{aligned} F_{avaliação} &= \sigma_{cb,p} \cdot a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta) = 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11) \cdot 2,43 \\ &= 919,73 \text{ kN} \end{aligned} \quad (164)$$

c) Força de tração no tirante

$$R_{st} = \frac{F_d(2l - a_p)}{8d} = \frac{919,73(2 \cdot 62,5 - 25)}{8 \cdot 31} = 370,86 \text{ kN} \quad (165)$$

d) Armadura

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{370,86}{50/1,15} = 8,53 \text{ cm}^2 \quad (166)$$

e) Verificação da tensão de compressão nas bielas

- Junto ao pilar

$$\sigma_{cb,p} = \frac{F_d}{a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (167)$$

$$\sigma_{cb,p} = \frac{919,73}{25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} \rightarrow \sigma_{cb,p} = 2,43 \quad (168)$$

*Tensão limite superior:*

$$\sigma_{cb,p\limite} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot 2,9 \quad (169)$$

$$\sigma_{cb,p\limite} = 2,43 \text{ kN/cm}^2 \quad (170)$$

$$\sigma_{cb,p} \leq \sigma_{cb,p\limite} \quad (171)$$

$$2,43 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 2,43 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (172)$$

- Junto à estaca

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{2 \cdot a_e \cdot b_e \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (173)$$

$$\sigma_{cb,e} = \frac{919,73}{2 \cdot 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} \rightarrow \sigma_{cb,e} = 1,21 \text{ kN/cm}^2 \quad (174)$$

*Tensão limite inferior:*

$$\sigma_{cb,\limite} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} f_{cd} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{40,6}{250}\right) \cdot 2,9 \quad (175)$$

$$\sigma_{cb,e\limite} = 2,06 \text{ kN/cm}^2 \quad (176)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq \sigma_{cb,e\limite} \quad (177)$$

$$1,21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 2,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (178)$$

### 3.2.4.8. Fusco (2013)

a) Determinação da profundidade  $x$

Em função da armadura longitudinal do pilar  $\rho = 0,50 \%$  e utilizando os valores proposto por fusco na Figura 2.17, adotamos  $\rho = 1,0 \%$ , onde pilares quadrados apresenta um valor de  $\frac{x}{b} = 0,35$ , logo:

$$x = 0,35 \cdot b \rightarrow x = 8,75 \text{ cm} \quad (179)$$

b) Ângulo de inclinação

$$\theta = \arctg\left(\frac{d-x}{\left(\frac{l_{est}}{2} - 0,25a_p\right)}\right) = \arctg\left(\frac{31-8,75}{\left(\frac{62,5}{2} - 0,25 \cdot 25\right)}\right) \rightarrow \theta \quad (180)$$

$$= 41,68^\circ$$

c) Determinação da área ampliada

$$a_{amp} = a_p + 4 \cdot x \rightarrow a_{amp} = 25 + 4 \cdot 8,75 \rightarrow a_{amp} = 60 \text{ cm} \quad (181)$$

$$b_{amp} = b_p + 4 \cdot x \rightarrow b_{amp} = 25 + 4 \cdot 8,75 \rightarrow b_{amp} = 60 \text{ cm} \quad (182)$$

Como  $b_{amp}$  extrapola a largura do bloco, adotamos  $b_{amp} = 25 \text{ cm}$ , com ângulo de espraçamento menor que  $\arctg = 2$ .

Logo a área ampliada consiste em:

$$A_{amp} = 60 \cdot 25 = 1500 \text{ cm}^2 \quad (183)$$

d) Tensão de compressão na área na área de concreto ampliada

Que deve ser limitada a  $0,20 f_{cd}$ :

$$\sigma_{vd} = \frac{F_d}{A_{p,amp}} \leq 0,20 f_{cd} \quad (184)$$

$$\sigma_{vd_{limite}} = 0,20 f_{cd} \rightarrow \sigma_{vd_{limite}} = 0,20 \frac{4,06}{1,4} \rightarrow \sigma_{vd_{limite}} = 0,58 \text{ kN/cm}^2 \quad (185)$$

e) Força de avaliação

$$F_{avaliação} = \sigma_{vd_{limite}} \cdot A_{p,amp} \quad (186)$$

$$F_{avaliação} = 0,58 \cdot 1500 \rightarrow F_{avaliação} = 870,00 \text{ kN} \quad (187)$$

f) Cálculo do momento solicitante na seção S<sub>1</sub>

$$M_{d1} = R_d \cdot \text{Braço de alavanca (ba)} \quad (188)$$

$$ba = (0,5 \cdot l_t - 0,5 \cdot a_p) + (0,25 \cdot a_p - 2 \cdot x) \quad (189)$$

$$M_{d1} = R_d \cdot \left( (0,5 \cdot l_t - 0,5 \cdot a_p) + (0,25 \cdot a_p - 2 \cdot x) \right) \quad (190)$$

$$M_{d1} = 435 \cdot \left( (0,5 \cdot 62,5 - 0,5 \cdot 25) + (0,25 \cdot 25 - 2 \cdot 8,75) \right) \quad (191)$$

$$M_{d1} = 3262,5 \text{ kN.cm} \quad (192)$$

g) Dimensionamento da armadura

- Altura útil

$$z = h - x - d' \rightarrow z = 35 - 8,75 - 4 \rightarrow z = 22,25 \text{ cm} \quad (193)$$

- Área de aço

$$A_s = \frac{M_{d1}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{3262,5}{22,25 \cdot 50 / 1,15} \rightarrow A_s = 3,37 \text{ cm}^2 \quad (194)$$

h) Verificação da tensão de compressão nas bielas

A verificação é feita para  $\theta = \arctg\left(\frac{1}{2}\right) \rightarrow \theta = 26,56^\circ$ , considerando a situação mais desfavorável.

- Junto ao pilar

$$\sigma_{cb,p} = \frac{\sigma_{vd}}{\text{sen}^2\theta} = \frac{0,58}{\text{sen}^2(26,56)} \rightarrow \sigma_{cb,p} = 2,90 \text{ kN/cm}^2 \quad (195)$$

*Tensão limite superior:*

$$\sigma_{cb,p\text{limite}} = f_{cd} \quad (196)$$

$$\sigma_{cb,p\text{limite}} = 2,90 \text{ kN/cm}^2 \quad (197)$$

$$\sigma_{cb,p} \leq \sigma_{cb,p\limite} \quad (198)$$

$$2,90 \frac{kN}{cm^2} \leq 2,90 \frac{kN}{cm^2} \text{ VERIFICADO} \quad (199)$$

- Junto à estaca

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_k}{2A_e} = \frac{435}{2 \cdot (1,4 \cdot 25) \cdot 25} \rightarrow \sigma_{cb,e} = 0,25 \text{ kN/cm}^2 \quad (200)$$

Tensão limite inferior:

$$\sigma_{cb,e\limite} = 0,25f_{ck} \quad (201)$$

$$\sigma_{cb,e\limite} = 1,01 \text{ kN/cm}^2 \quad (202)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq \sigma_{cb,e\limite} \quad (203)$$

$$0,25 \frac{kN}{cm^2} \leq 1,01 \frac{kN}{cm^2} \text{ VERIFICADO} \quad (204)$$

### 3.2.4.10. ACI-318 (2014)

a) Ângulo de inclinação:

$$\theta = \arctg\left(\frac{d}{\frac{L_{est}}{2} + \frac{a_p}{4}}\right) = \arctg\left(\frac{35 - 4}{\frac{62,5}{2} + \frac{25}{4}}\right) \rightarrow \theta = 51,11^\circ \quad (205)$$

b) Força de avaliação

$$\begin{aligned} \sigma_{cb,p\limite} = f_{ce} &= 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c \rightarrow f_{ce} = 0,85 \cdot 1,0 \cdot 4,06 \rightarrow f_{ce} \\ &= 3,45 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (206)$$

$$F_{avaliação} = F_{nn} = A_{nz} \cdot f_{ce} \quad (207)$$

$$\begin{aligned} F_{avaliação} &= f_{ce} \cdot a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta) = 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11) \cdot 3,45 \rightarrow F_{avaliação} \\ &= 1306,70 \text{ kN} \end{aligned} \quad (208)$$

c) Força de tração no tirante

$$R_{st} = \frac{F_d(2l - a_p)}{8d} = \frac{1306,70(2 \cdot 62,5 - 25)}{8 \cdot 31} = 526,89 \text{ kN} \quad (209)$$

d) Armadura

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{526,89}{50/1,15} = 12,12 \text{ cm}^2 \quad (210)$$

e) Verificação da tensão de compressão nas bielas

- Junto ao pilar

$$\sigma_{cb,p} = \frac{F_d}{a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (211)$$

$$\sigma_{cb,p} = \frac{1306,70}{25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} \rightarrow \sigma_{cb,p} = 3,45 \text{ kN/cm}^2 \quad (212)$$

*Tensão limite superior:*

$$\begin{aligned} \sigma_{cb,p\text{limite}} = f_{ce} &= 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c \rightarrow f_{ce} = 0,85 \cdot 1,0 \cdot 4,06 \rightarrow f_{ce} \\ &= 3,45 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (213)$$

$$\sigma_{cb,p} \leq \sigma_{cb,p\text{limite}} \quad (214)$$

$$3,45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 3,45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (215)$$

- Junto à estaca

$$w_t = (n^\circ \text{tirantes} + 1) \cdot d' \rightarrow w_t = (1 + 1) \cdot 4 = 8 \text{ cm} \quad (216)$$

$$\begin{aligned} w_s &= w_t \cos(\theta) + l_b \text{sen}(\theta) \rightarrow w_s = 8 \cos(51,11^\circ) + 25 \text{sen}(51,11^\circ) \\ &\rightarrow w_s = 24,48 \text{ cm} \end{aligned} \quad (217)$$

$$A_{nz} = w_s \cdot b_{est} \rightarrow A_{nz} = 24,48 \cdot 25 = 612,03 \text{ cm}^2 \quad (218)$$

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{2 \cdot A_{nz}} \quad (219)$$

$$\sigma_{cb,e} = \frac{1306,70}{2 \cdot 612,03} \rightarrow \sigma_{cb,e} = 1,06 \text{ kN/cm}^2 \quad (220)$$

Tensão limite inferior:

$$\sigma_{cb,e\limite} = f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c \rightarrow f_{ce} = 0,85 \cdot 0,80 \cdot 4,06 \rightarrow \quad (221)$$

$$\sigma_{cb,e\limite} = f_{ce} = 2,76 \text{ kN/cm}^2 \quad (222)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq \sigma_{cb,e\limite} \quad (223)$$

$$1,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 2,76 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (224)$$

### 3.2.4.11. CSA (2004)

a) Condição

$$\frac{h}{l_{est}} < 2,0 \rightarrow \frac{35}{62,5} = 1,78 < 2,0 \rightarrow \text{Bloco r\u00edgido} \quad (225)$$

b) \u00c2ngulo de inclina\u00e7\u00e3o

$$\theta = \arctg\left(\frac{d}{\frac{L_{est}}{2} + \frac{a_p}{4}}\right) = \arctg\left(\frac{35 - 4}{\frac{62,5}{2} + \frac{25}{4}}\right) \rightarrow \theta = 51,11^\circ \quad (226)$$

f) For\u00e7a de avalia\u00e7\u00e3o

$$\sigma_{cb,p\limite} = 0,85\phi_c f'_c \quad (227)$$

$$\phi_{c,pilar} = 0,65 \quad (228)$$

$$f'_c = 40,6 \text{ MPa} \quad (229)$$

$$\sigma_{cb,p\limite} = 2,24 \text{ kN/cm}^2 \quad (230)$$

$$\sigma_{cb,p\limite} = \frac{F_d}{a_p \cdot b_p \text{sen}^2\theta} \quad (231)$$

$$F_{avaliação} = \sigma_{cb,plim} \cdot a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta) = 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11) \cdot 2,24$$

$$= 849,30 \text{ kN} \quad (232)$$

g) Força de tração no tirante

$$R_{st} = \frac{F_d(2l - a_p)}{8d} = \frac{849,30(2 \cdot 62,5 - 25)}{8 \cdot 31} = 342,46 \text{ kN} \quad (233)$$

h) Armadura

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{342,46}{50/1,15} = 7,88 \text{ cm}^2 \quad (234)$$

i) Verificação da tensão de compressão nas bielas

- Junto ao pilar

$$\sigma_{cb,p} = \frac{F_d}{a_p \cdot b_p \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (235)$$

$$\sigma_{cb,p} = \frac{849,30}{25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} \rightarrow \sigma_{cb,p} = 2,24 \text{ kN/cm}^2 \quad (236)$$

*Tensão limite superior:*

$$\sigma_{cb,plimite} = 0,85\phi_c f'_c \quad (237)$$

$$\sigma_{cb,plimite} = 2,24 \text{ kN/cm}^2 \quad (238)$$

$$\sigma_{cb,p} \leq \sigma_{cb,plimite} \quad (239)$$

$$2,24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 2,24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (240)$$

- Junto à estaca

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{2 \cdot a_e \cdot b_e \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (241)$$

$$\sigma_{cb,e} = \frac{849,30}{2 \cdot 25 \cdot 25 \cdot \text{sen}^2(51,11^\circ)} \rightarrow \sigma_{cb,e} = 1,12 \text{ kN/cm}^2 \quad (242)$$

*Tensão limite inferior:*

$$\sigma_{cbe,limite} = 0,75\phi_c f'_c \quad (243)$$

$$\sigma_{cb,e,limite} = 1,98 \text{ kN/cm}^2 \quad (244)$$

$$\sigma_{cb,e} \leq \sigma_{cb,e,limite} \quad (245)$$

$$1,12 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 1,98 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ VERIFICADO} \quad (246)$$

### 3.2.5. Tabelas resumo de análise analítica de blocos Delalibera (2006)

A seguir, estão apresentados os resultados obtidos com as análises feitas apresentados, de forma resumida, o bloco calculado e os demais. Além disso, são apresentados gráficos com os valores de tensões limites em suas regiões nodais e áreas de aço por cada método.

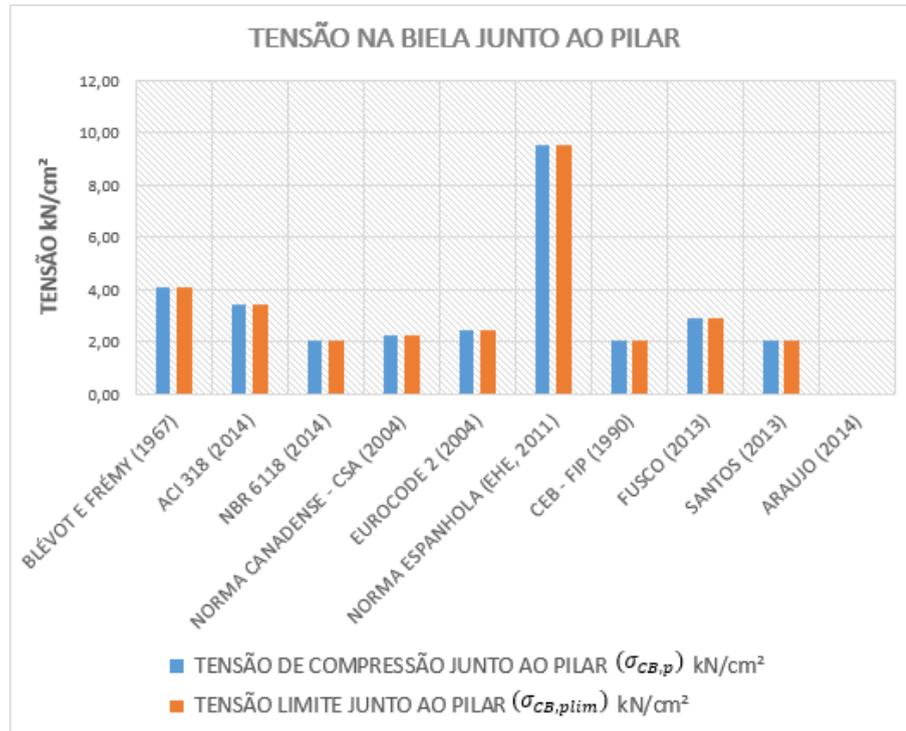
Para os blocos analisados, foram executados procedimentos análogos e os seus resultados são dispostos resumidamente nas Tabelas 3.6 a 3.15.

**Tabela 3.6:** Resumo final dos resultados – B35P25E25e0

Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver <sup>1</sup>	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver <sup>1</sup>
NBR 6118	51,1	781,9	315,3	7,3	2,1	2,1	SIM	1,0	1,7	SIM
ACI 318	51,1	1306,9	527,0	12,1	3,5	3,5	SIM	1,0	2,1	SIM
CSA	51,1	849,5	342,5	10,5	2,2	2,2	SIM	1,1	2,0	SIM
Eurocode	51,1	919,9	370,9	8,5	2,4	2,4	SIM	1,2	2,1	SIM
EHE	51,1	3624,2	1461,4	34,7	9,6	9,6	SIM	4,8	2,0	NÃO
CEB	51,1	781,9	315,3	7,3	2,1	2,1	SIM	1,0	1,5	SIM
Blevót	51,1	1537,5	620,0	16,4	4,1	4,1	SIM	2,0	2,9	SIM
Fusco	41,7	870,5	-	3,4	2,9	2,9	SIM	0,2	1,0	SIM
Santos	48,1	715,7	320,7	7,4	2,1	2,1	SIM	1,0	1,7	SIM
Araújo	46,5	1637,1	776,6	17,9	SATISF.	RIGIDO	SIM	0,9	0,7	NÃO
$F_{ava,médio}$	1302,5									
$F_{ava,desvio}$	880,7									

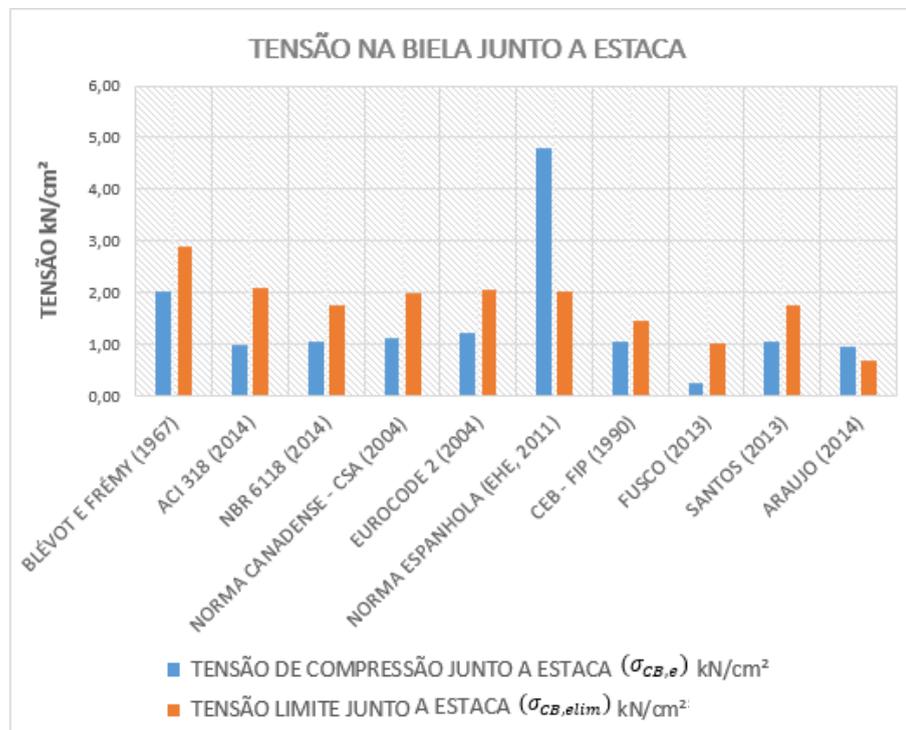
<sup>1</sup>Ver: Abreviação de 'Verificado'

Fonte: Autor.



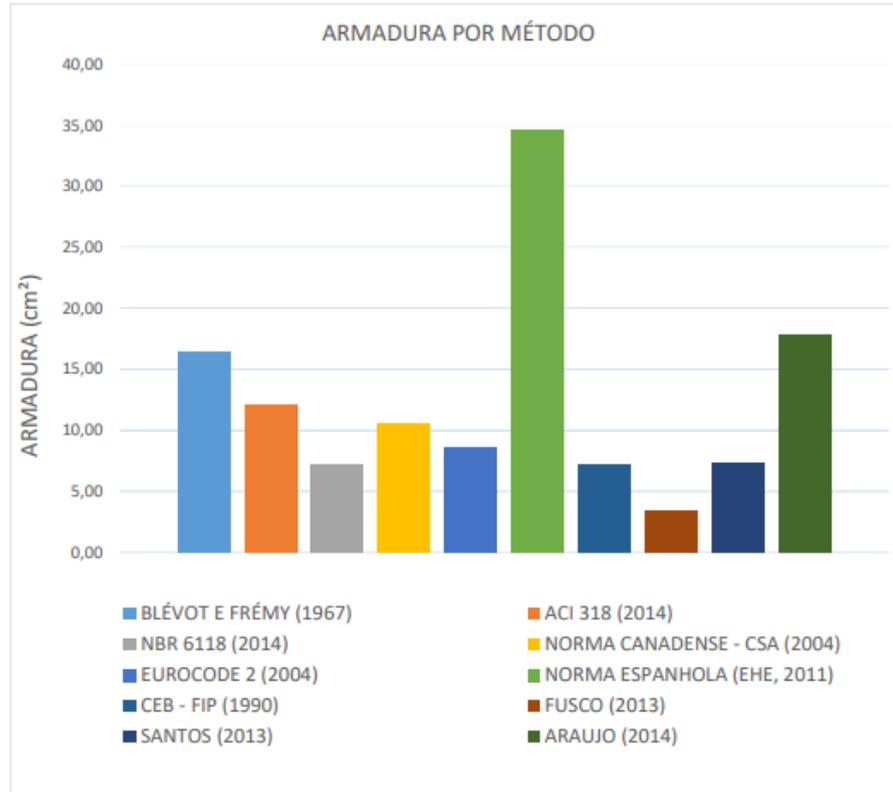
**Figura 3.3:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B35P25E25e0).

Fonte: Autor.



**Figura 3.4:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B35P25E25e0).

Fonte: Autor.



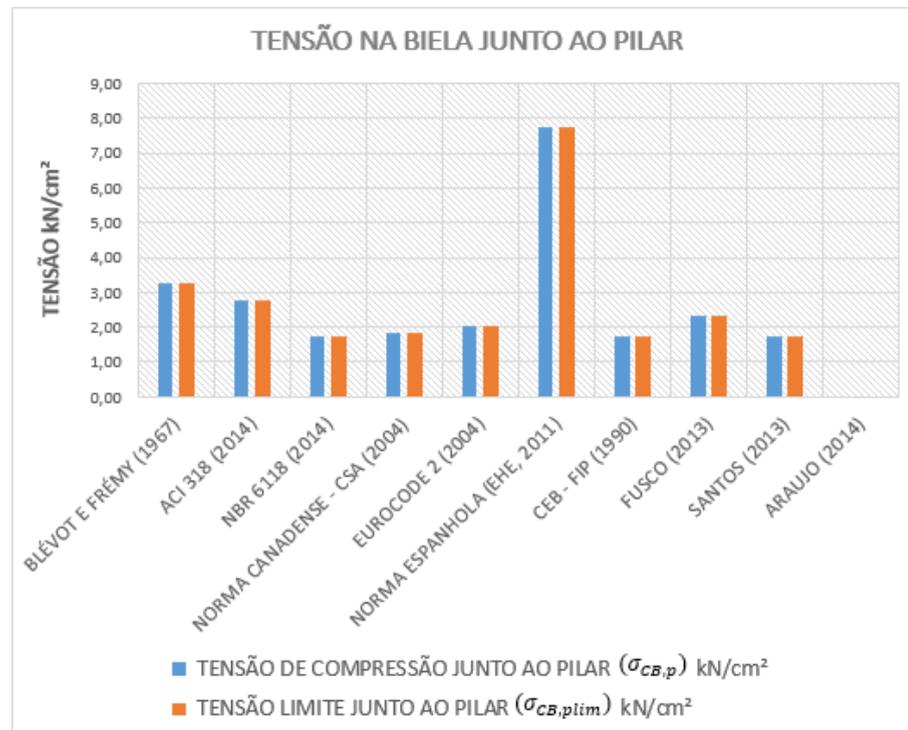
**Figura 3.5:** Resumo dos resultados da armadura (B35P25E25e0).

**Fonte:** Autor.

**Tabela 3.7:** Resumo final dos resultados – B35P25E25e0Asw,c

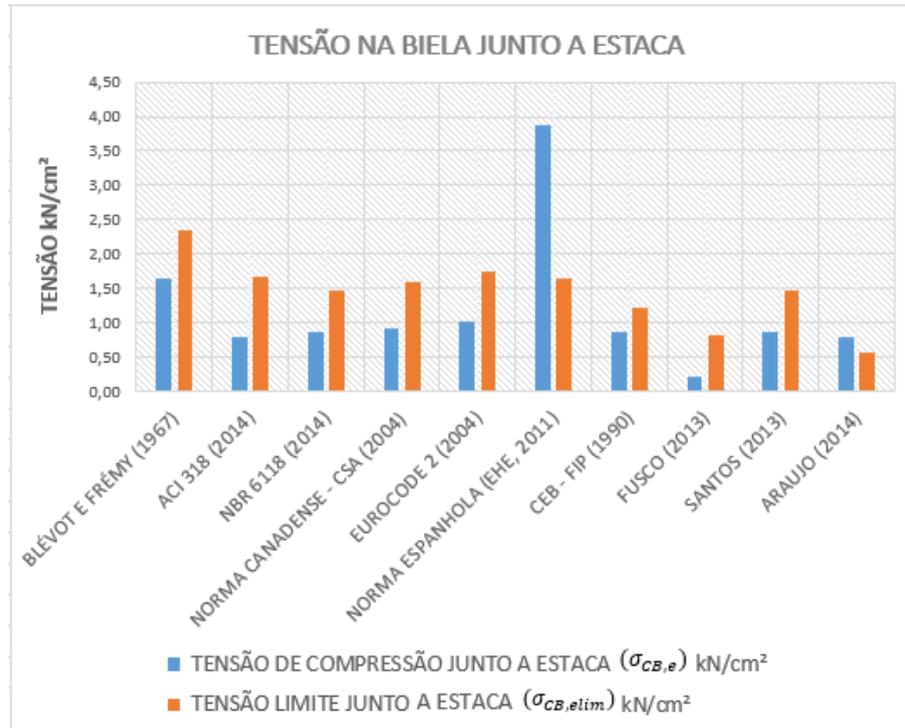
Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118	51,1	655,2	264,2	6,1	1,7	1,7	SIM	0,9	1,5	SIM
ACI 318	51,1	1055,8	425,7	9,8	2,8	2,8	SIM	0,8	1,7	SIM
CSA	51,1	686,3	276,7	8,5	1,8	1,8	SIM	0,9	1,6	SIM
Eurocode	51,1	770,8	310,8	7,1	2,0	2,0	SIM	1,0	1,7	SIM
EHE	51,1	2927,9	1180,6	28,0	7,7	7,7	SIM	3,9	1,6	NÃO
CEB	51,1	655,2	264,2	6,1	1,7	1,7	SIM	0,9	1,2	SIM
Blevót	51,1	1242,2	500,9	13,2	3,3	3,3	SIM	1,6	2,3	SIM
Fusco	41,7	732,1	-	2,7	2,3	2,3	SIM	0,2	0,8	SIM
Santos	48,1	599,8	267,7	6,2	1,7	1,7	SIM	0,9	1,5	SIM
Araújo	46,5	1371,9	650,8	15,0	SATISF.	RIGIDO	SIM	0,8	0,6	NÃO
$F_{ava,médio}$	1069,7									
$F_{ava,desvio}$	706,2									

Fonte: Autor.



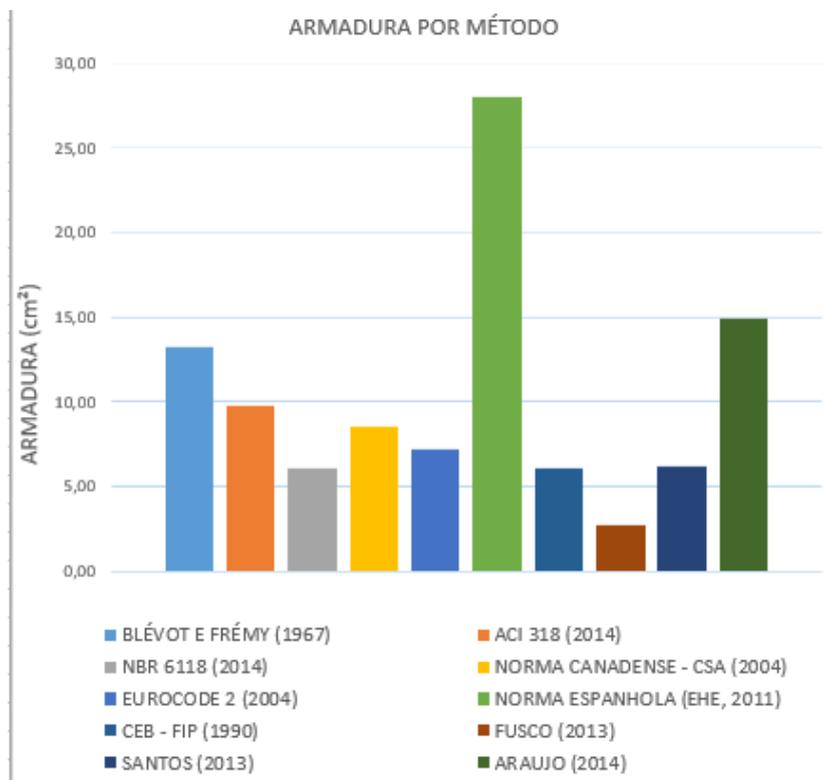
**Figura 3.6:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B35P25E25e0Asw,c)

Fonte: Autor.



**Figura 3.7:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B35P25E25e0Asw,c).

Fonte: Autor.



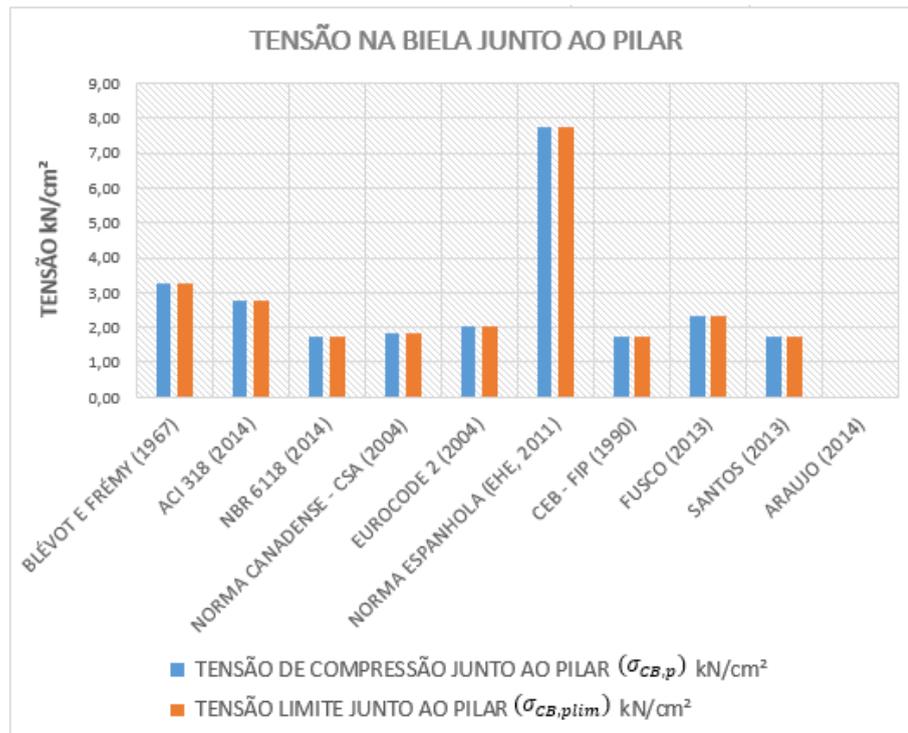
**Figura 3.8:** Resumo dos resultados da armadura (B35P25E25e0Asw,c)

Fonte: Autor.

**Tabela 3.8:** Resumo final dos resultados – B35P25E25e0Asw0

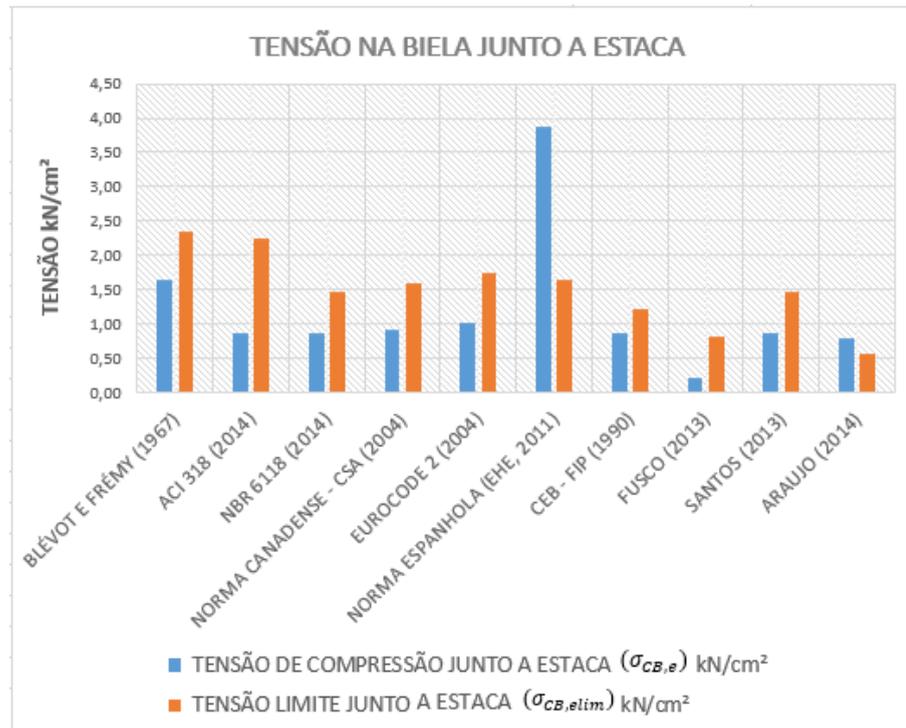
Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118	51,1	655,2	264,2	6,1	1,7	1,7	SIM	0,9	1,5	SIM
ACI 318	51,1	1055,8	425,7	9,8	2,8	2,8	SIM	0,9	2,2	SIM
CSA	51,1	686,3	276,7	8,5	1,8	1,8	SIM	0,9	1,6	SIM
Eurocode	51,1	770,8	310,8	7,1	2,0	2,0	SIM	1,0	1,7	SIM
EHE	51,1	2927,9	1180,6	28,0	7,7	7,7	SIM	3,9	1,6	NÃO
CEB	51,1	655,2	264,2	6,1	1,7	1,7	SIM	0,9	1,2	SIM
Blevót	51,1	1242,2	500,9	13,2	3,3	3,3	SIM	1,6	2,3	SIM
Fusco	41,7	703,3	-	2,7	2,3	2,3	SIM	0,2	0,8	SIM
Santos	48,1	599,8	268,7	6,2	1,7	1,7	SIM	0,9	1,5	SIM
Araújo	46,5	1371,9	650,8	15,0	SATISF.	RIGIDO	SIM	0,8	0,6	NÃO
$F_{ava,médio}$	1066,8									
$F_{ava,desvio}$	707,8									

Fonte: Autor.



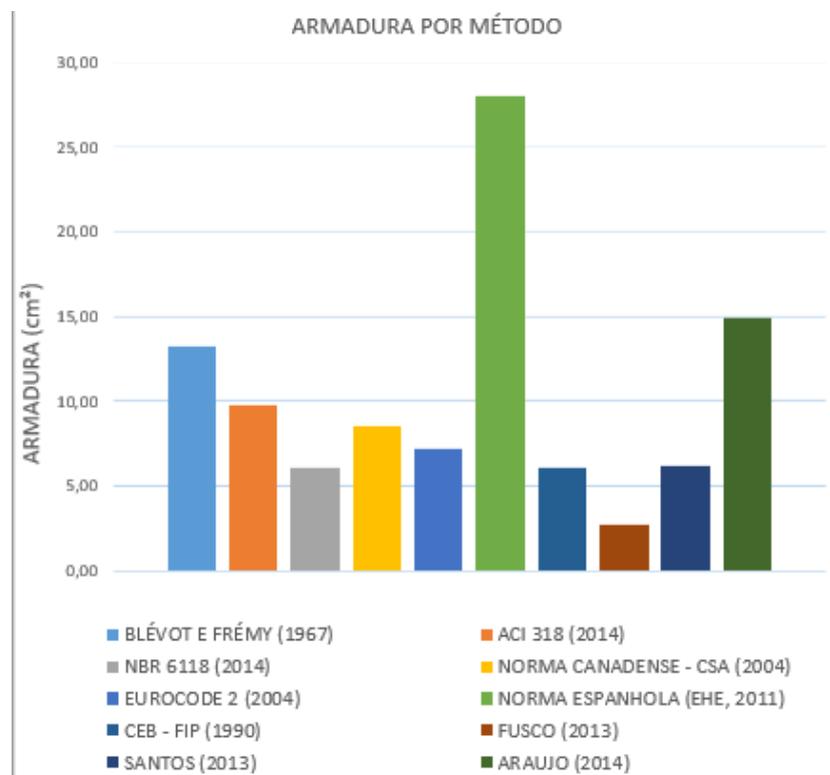
**Figura 3.9:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B35P25E25e0Asw0).

Fonte: Autor.



**Figura 3.10:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B35P25E25e0Asw0).

Fonte: Autor.



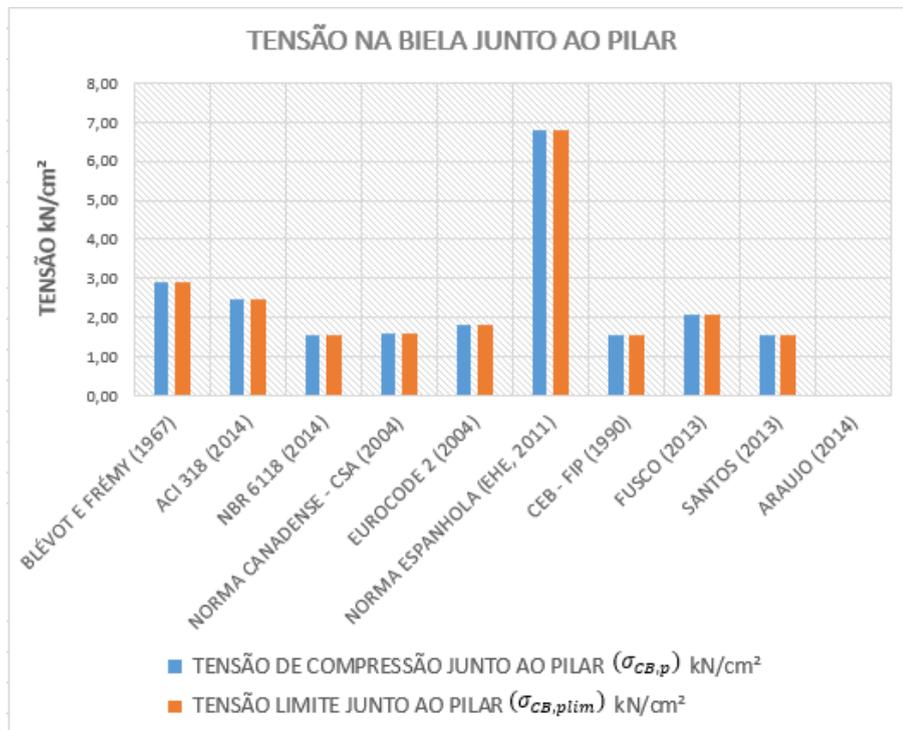
**Figura 3.11:** Resumo dos resultados da armadura (B35P25E25e0Asw0).

Fonte: Autor.

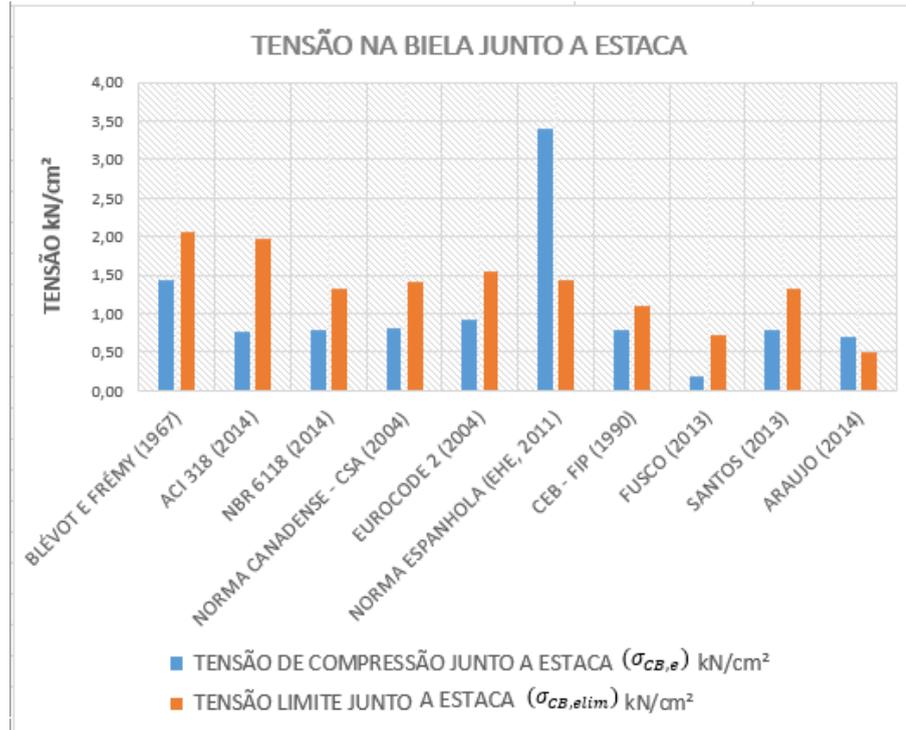
**Tabela 3.9:** Resumo final dos resultados – B35P25E25e0CG

Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118	51,1	587,7	237,0	5,4	1,6	1,6	SIM	0,8	1,3	SIM
ACI 318	51,1	930,3	375,1	8,6	2,5	2,5	SIM	0,8	2,0	SIM
CSA	51,1	604,7	243,8	7,5	1,6	1,6	SIM	0,8	1,4	SIM
Eurocode	51,1	691,4	278,8	6,4	1,8	1,8	SIM	0,9	1,6	SIM
EHE	51,1	2579,8	1040,2	24,7	6,8	6,8	SIM	3,4	1,4	NÃO
CEB	51,1	587,7	237,0	5,4	1,6	1,6	SIM	0,8	1,1	SIM
Blevót	51,1	1094,5	441,3	11,7	2,9	2,9	SIM	1,4	2,1	SIM
Fusco	41,7	619,6	-	2,4	2,1	2,1	SIM	0,2	0,7	SIM
Santos	48,1	537,9	241,0	5,5	1,6	1,6	SIM	0,8	1,3	SIM
Araújo	46,5	1230,5	583,7	13,43	SATISF.	RIGIDO	SIM	0,7	0,5	NÃO
$F_{ava,médio}$	946,4									
$F_{ava,desvio}$	622,1									

Fonte: Autor.

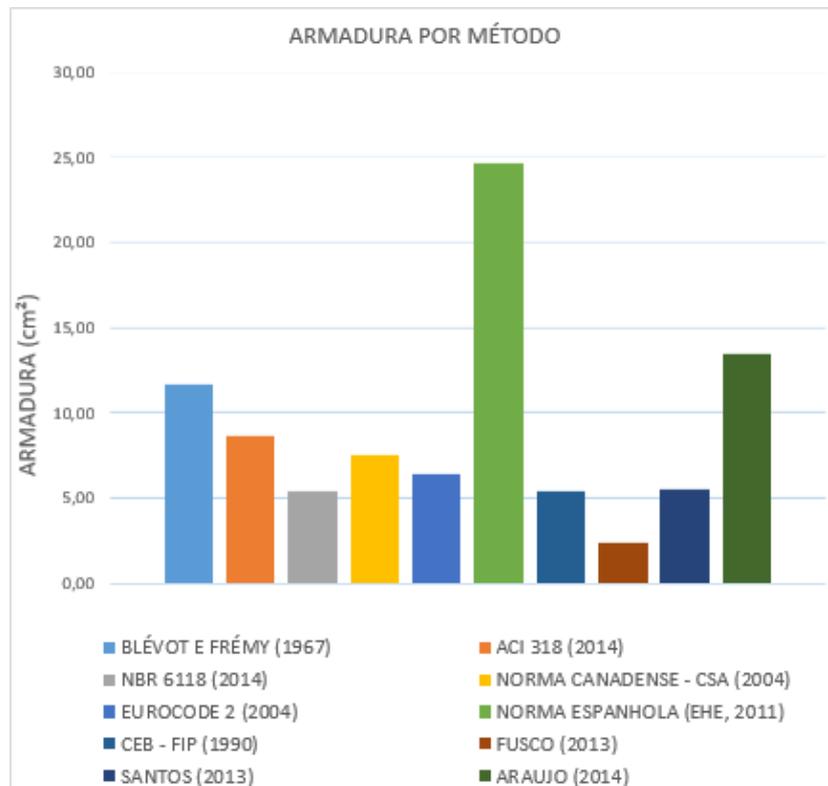
**Figura 3.12:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B35P25E25e0CG).

Fonte: Autor.



**Figura 3.13:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B35P25E25e0CG).

Fonte: Autor.



**Figura 3.14:** Resumo dos resultados da armadura (B35P25E25e0CG).

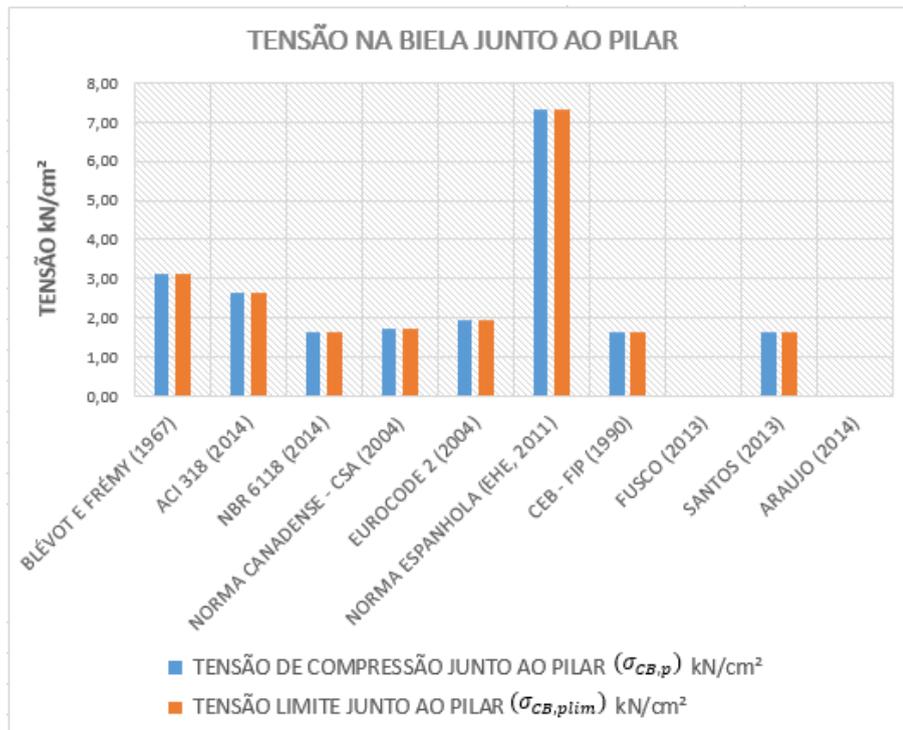
Fonte: Autor.

**Tabela 3.10:** Resumo final dos resultados – B45P25E25e0

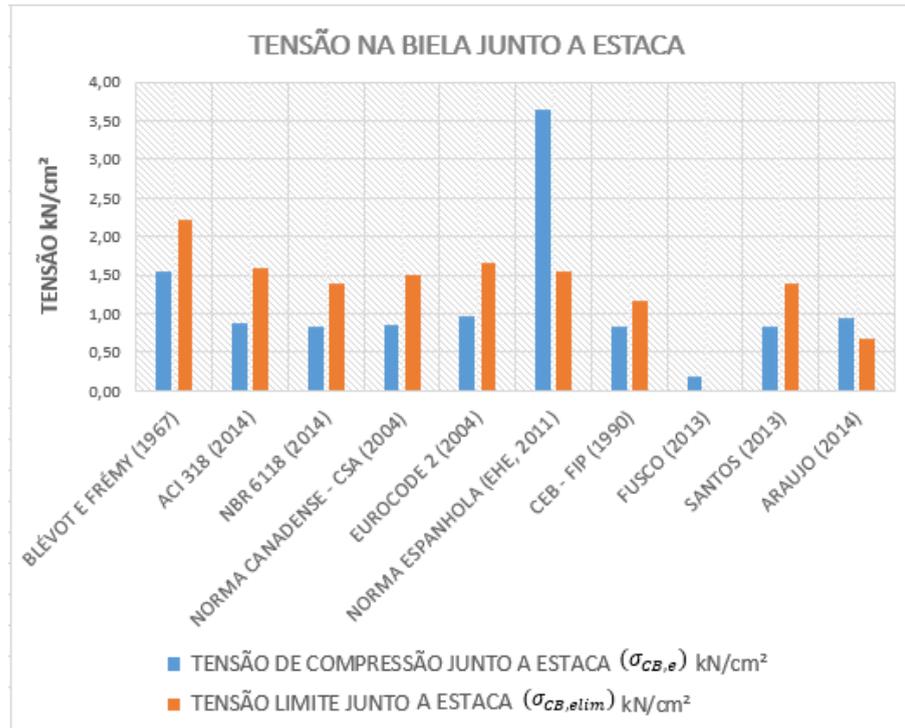
Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118	58,6	751,2	229,0	5,3	1,6	1,6	SIM	0,8	1,4	SIM
ACI 318	58,6	1200,5	366,0	8,4	2,6	2,6	SIM	0,9	1,6	SIM
CSA	58,6	780,3	237,9	7,3	1,7	1,7	SIM	0,9	1,5	SIM
Eurocode	58,6	883,7	269,4	6,2	1,9	1,9	SIM	1,0	1,6	SIM
EHE	58,6	3329,2	1015,0	18,2	7,3	7,3	SIM	3,7	1,6	NÃO
CEB	58,6	751,2	229,0	5,3	1,6	1,6	SIM	0,8	1,2	SIM
Blevót	58,6	1412,4	430,6	11,4	3,1	3,1	SIM	1,6	2,2	SIM
Fusco	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Santos	55,9	706,3	239,3	5,5	1,6	1,6	SIM	0,8	1,4	SIM
Araújo	54,3	1640,1	588,3	13,5	SATISF.	RIGIDO	SIM	0,9	0,7	NÃO
$F_{ava,médio}$	1272,7									
$F_{ava,desvio}$	840,2									

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

Fonte: Autor.

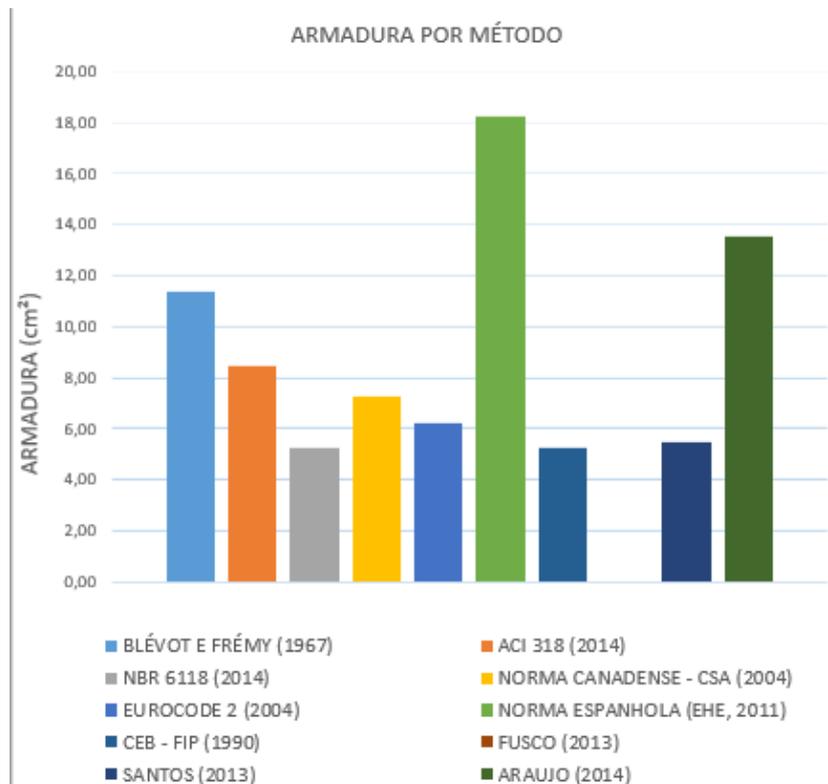
**Figura 3.15:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B45P25E25e0).

Fonte: Autor.



**Figura 3.16:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B45P25E25e0).

Fonte: Autor.



**Figura 3.17:** Resumo dos resultados da armadura (B45P25E25e0).

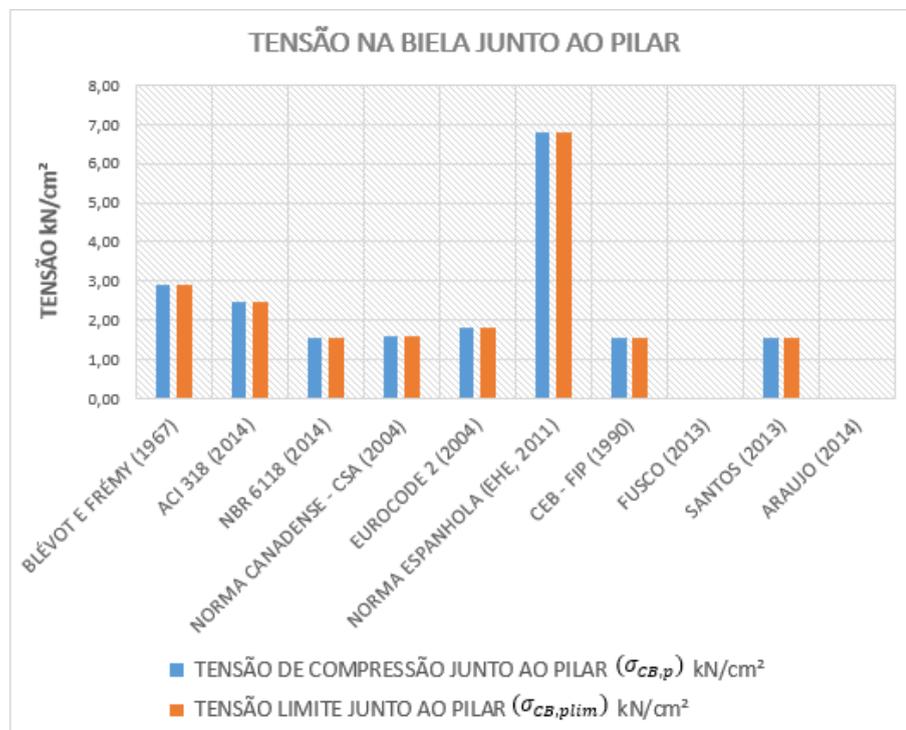
Fonte: Autor.

**Tabela 3.11:** Resumo final dos resultados – B45P25E25e0CG

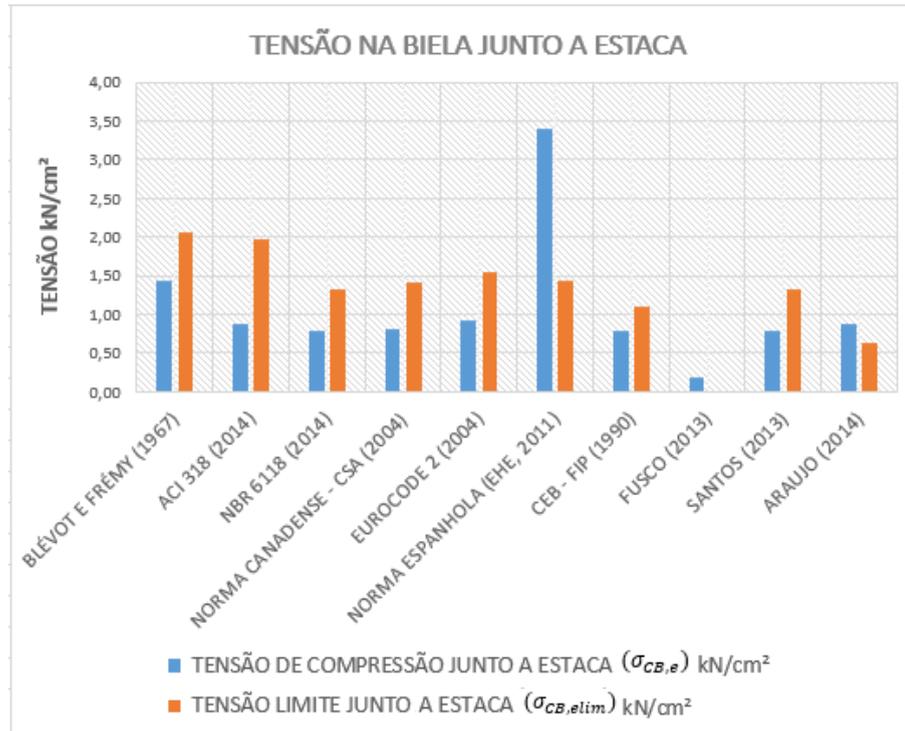
Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118	58,6	707,0	215,6	5,0	1,6	1,6	SIM	0,8	1,3	SIM
ACI 318	58,6	1119,2	341,2	7,8	2,5	2,5	SIM	0,9	2,0	SIM
CSA	58,6	727,5	221,8	6,8	1,6	1,6	SIM	0,8	1,4	SIM
Eurocode	58,6	831,8	253,6	5,8	1,8	1,8	SIM	0,9	1,6	SIM
EHE	58,6	3103,6	946,2	17,0	6,8	6,8	SIM	3,4	1,4	NÃO
CEB	58,6	707,0	215,6	5,0	1,6	1,6	SIM	0,8	1,1	SIM
Blevót	58,6	1316,7	401,4	10,6	2,9	2,9	SIM	1,4	2,1	SIM
Fusco	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Santos	55,9	664,7	225,2	5,2	1,6	1,6	SIM	0,8	1,3	SIM
Araújo	54,3	1543,7	553,7	12,7	SATISF.	RIGIDO	SIM	0,9	0,6	NÃO
$F_{ava,médio}$	1191,2									
$F_{ava,desvio}$	782,0									

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

Fonte: Autor.

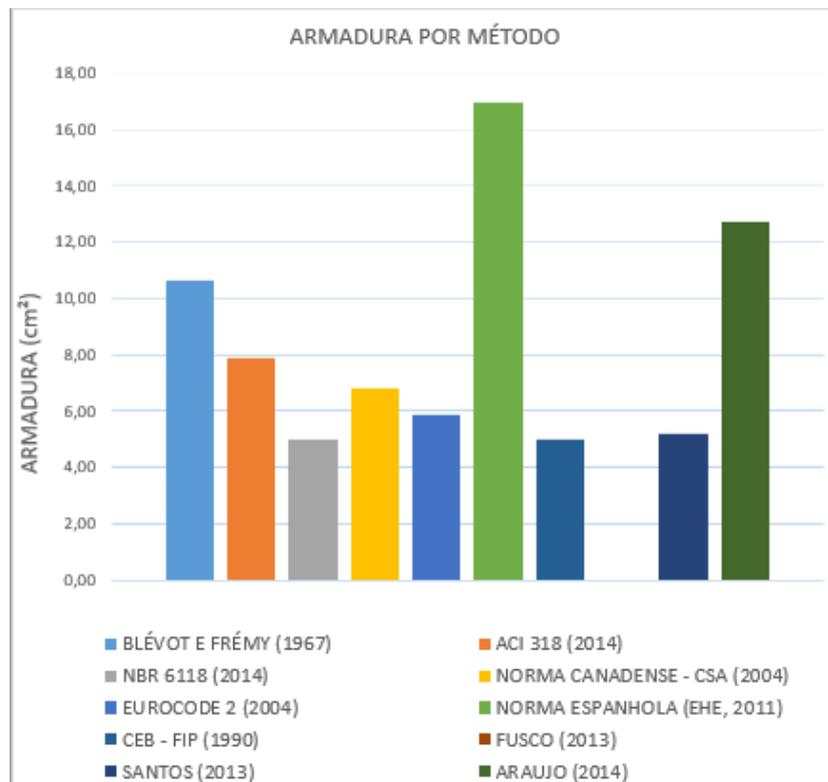
**Figura 3.18:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B45P25E25e0CG).

Fonte: Autor.



**Figura 3.19:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B45P25E25e0CG).

Fonte: Autor.



**Figura 3.20:** Resumo dos resultados da armadura (B45P25E25e0CG).

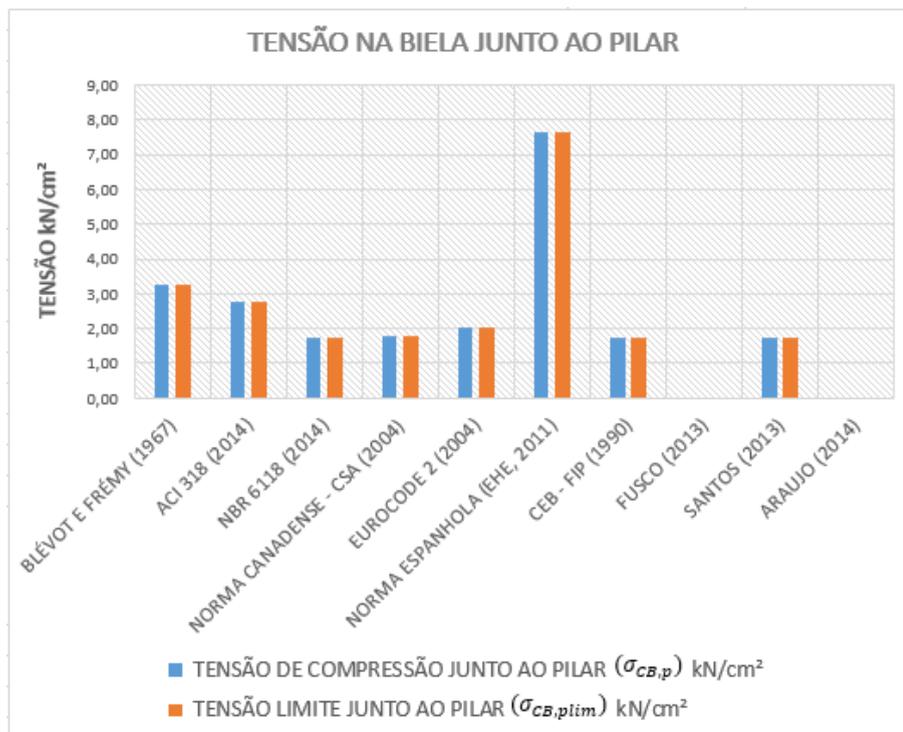
Fonte: Autor.

**Tabela 3.12:** Resumo final dos resultados – B45P25E25e0Aswc

Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118	58,6	780,1	237,8	5,5	1,7	1,7	SIM	0,9	1,5	SIM
ACI 318	58,6	1254,7	382,5	8,8	2,8	2,8	SIM	1,0	2,2	SIM
CSA	58,6	815,6	248,7	7,6	1,8	1,8	SIM	0,9	1,6	SIM
Eurocode	58,6	917,7	279,8	6,4	2,0	2,0	SIM	1,0	1,7	SIM
EHE	58,6	3479,5	1060,8	19,0	7,6	7,6	SIM	3,8	1,6	NÃO
CEB	58,6	780,1	237,8	5,5	1,7	1,7	SIM	0,9	1,2	SIM
Blevót	58,6	1476,2	450,0	11,9	3,2	3,2	SIM	1,6	2,3	SIM
Fusco	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Santos	55,9	733,5	248,5	5,7	1,7	1,7	SIM	0,9	1,5	SIM
Araújo	54,3	1703,2	610,9	14,0	SATISF.	RIGID	SIM	1,0	0,7	NÃO
$F_{ava,médio}$	1326,7									
$F_{ava,desvio}$	879,0									

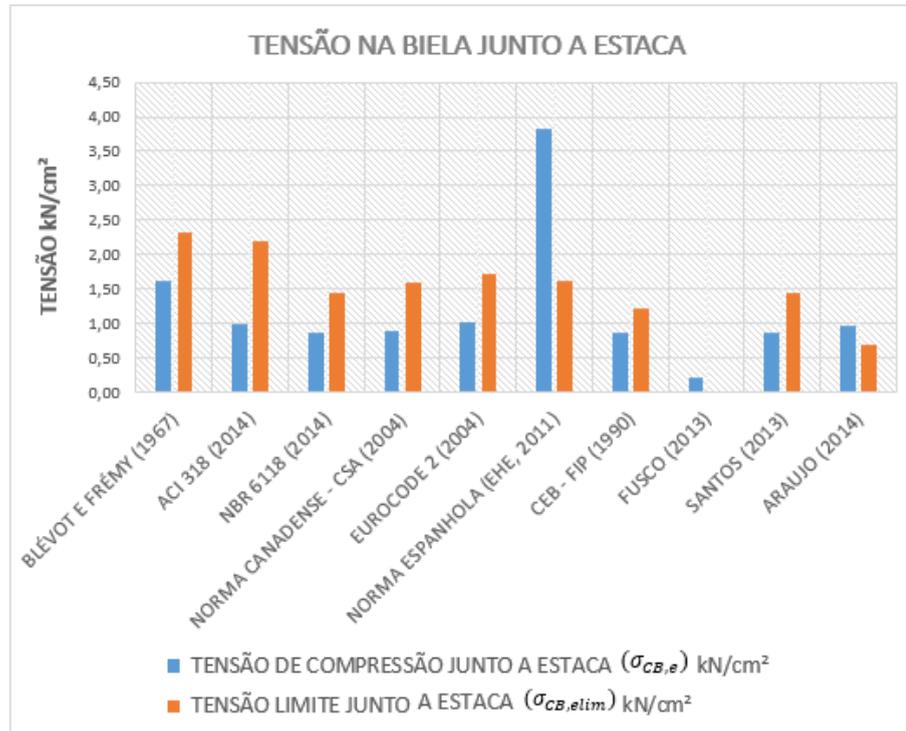
\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

Fonte: Autor.



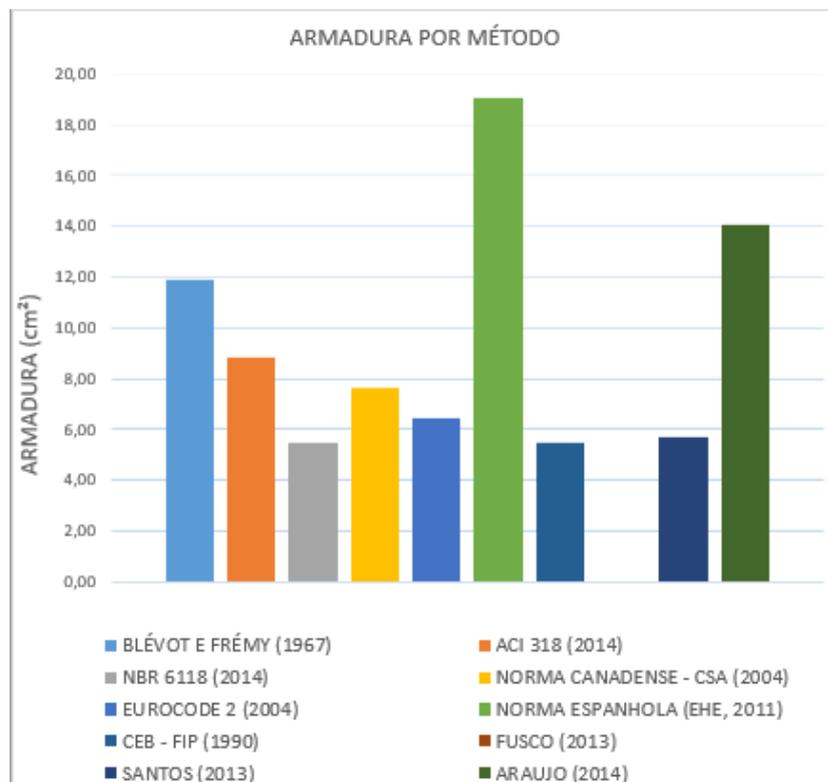
**Figura 3.21:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B45P25E25e0Aswc).

Fonte: Autor.



**Figura 3.22:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B45P25E25e0Aswc).

Fonte: Autor.



**Figura 3.23:** Resumo dos resultados da armadura (B45P25E25e0Aswc).

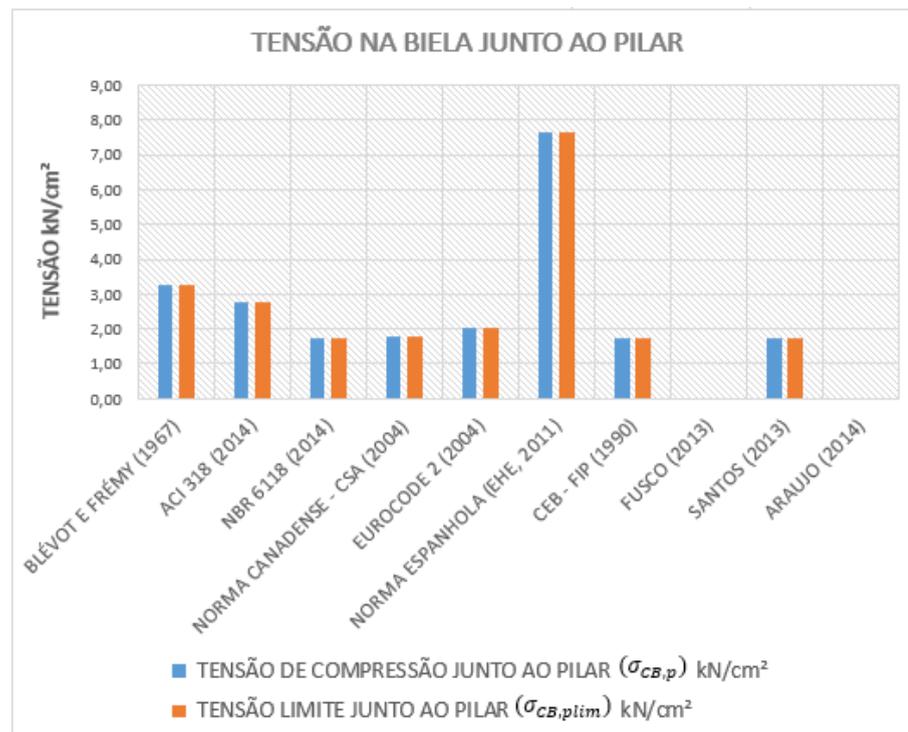
Fonte: Autor.

**Tabela 3.13:** Resumo final dos resultados – B45P25E25e0Asw0

Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118	58,6	780,1	237,8	5,5	1,7	1,7	SIM	0,9	1,5	SIM
ACI 318	58,6	1254,7	382,5	8,8	2,8	2,8	SIM	0,9	1,7	SIM
CSA	58,6	815,6	248,7	7,6	1,8	1,8	SIM	0,9	1,6	SIM
Eurocode	58,6	917,7	279,8	6,4	2,0	2,0	SIM	1,0	1,7	SIM
EHE	58,6	3479,5	1060,8	19,0	7,6	7,6	SIM	3,8	1,6	NÃO
CEB	58,6	780,1	237,8	5,5	1,7	1,7	SIM	0,9	1,2	SIM
Blevót	58,6	1476,2	450,0	11,9	3,2	3,2	SIM	1,6	2,3	SIM
Fusco	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Santos	55,9	733,5	248,5	5,7	1,7	1,7	SIM	0,9	1,5	SIM
Araújo	54,3	1703,2	610,9	14,0	SATISF	RIGID	SIM	1,0	0,7	NÃO
$F_{ava,médio}$	1326,7									
$F_{ava,desvio}$	879,0									

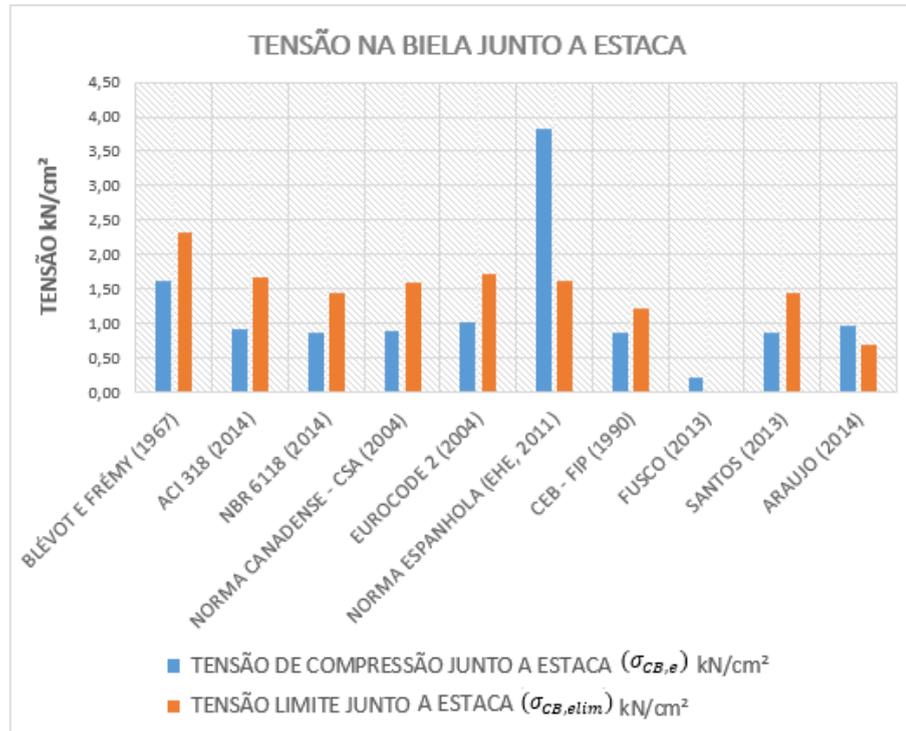
\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

Fonte: Autor.



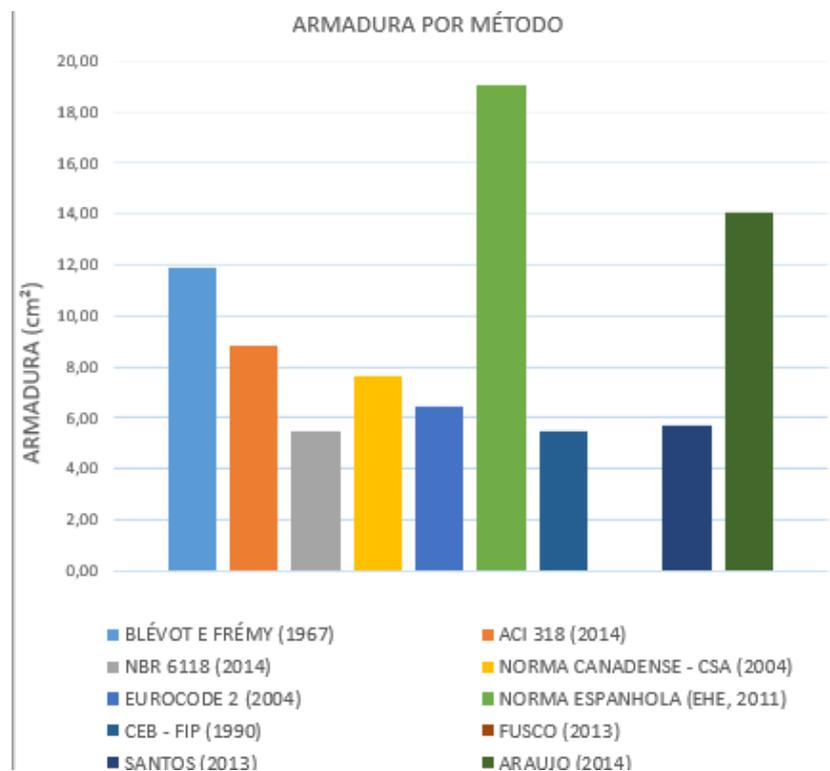
**Figura 3.24:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B45P25E25e0Asw0).

Fonte: Autor.



**Figura 3.25:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B45P25E25e0Asw0).

Fonte: Autor.



**Figura 3.26:** Resumo dos resultados da armadura (B45P25E25e0Asw0).

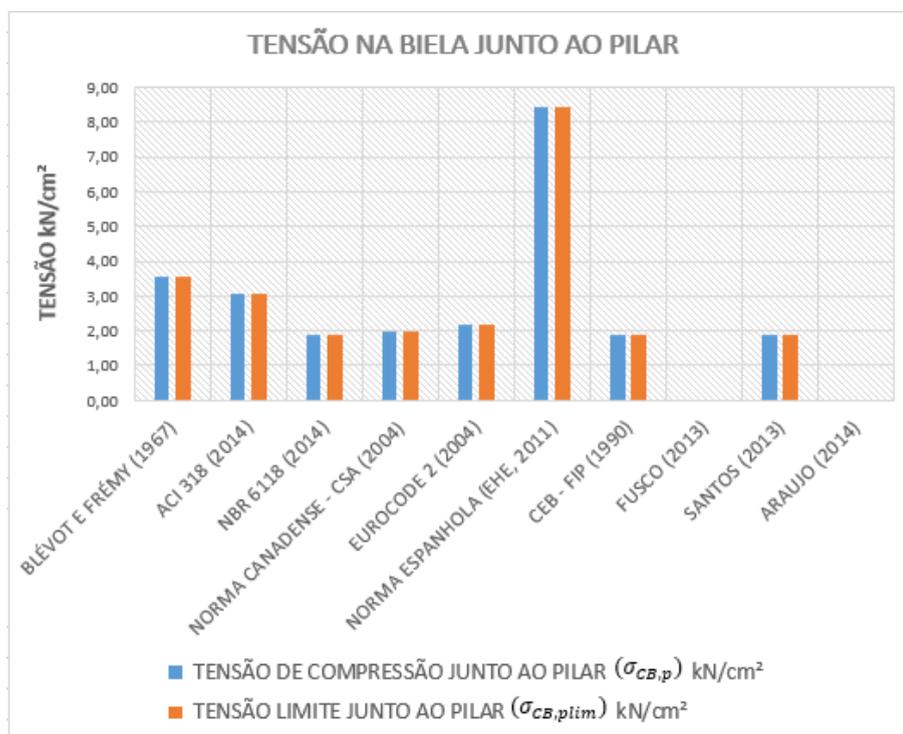
Fonte: Autor.

**Tabela 14:** Resumo final dos resultados – B35P50E25e0

Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118		1410,5	568,8	13,1	1,9	1,9	SIM	1,9	1,6	NÃO
ACI 318	51,1	2304,8	929,4	21,4	3,0	3,0	SIM	1,7	1,8	SIM
CSA	51,1	1498,1	604,1	18,5	2,0	2,0	SIM	2,0	1,7	NÃO
Eurocode	51,1	1659,5	669,1	15,4	2,2	2,2	SIM	2,2	1,9	NÃO
EHE	51,1	6391,4	2577,2	61,1	8,4	8,4	SIM	8,4	1,8	NÃO
CEB	51,1	1410,5	568,8	13,1	1,9	1,9	SIM	1,9	1,3	NÃO
Blevót	51,1	2711,5	1093,4	28,9	3,6	3,6	SIM	3,6	2,6	NÃO
Fusco	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Santos	48,1	1291,2	433,9	10,0	1,9	1,9	SIM	0,9	1,6	SIM
Araújo	46,5	1476,7	700,5	16,1	SATISF.	RIGIDO	SIM	0,8	0,6	NÃO
$F_{ava,médio}$	2239,3									
$F_{ava,desvio}$	1628,1									

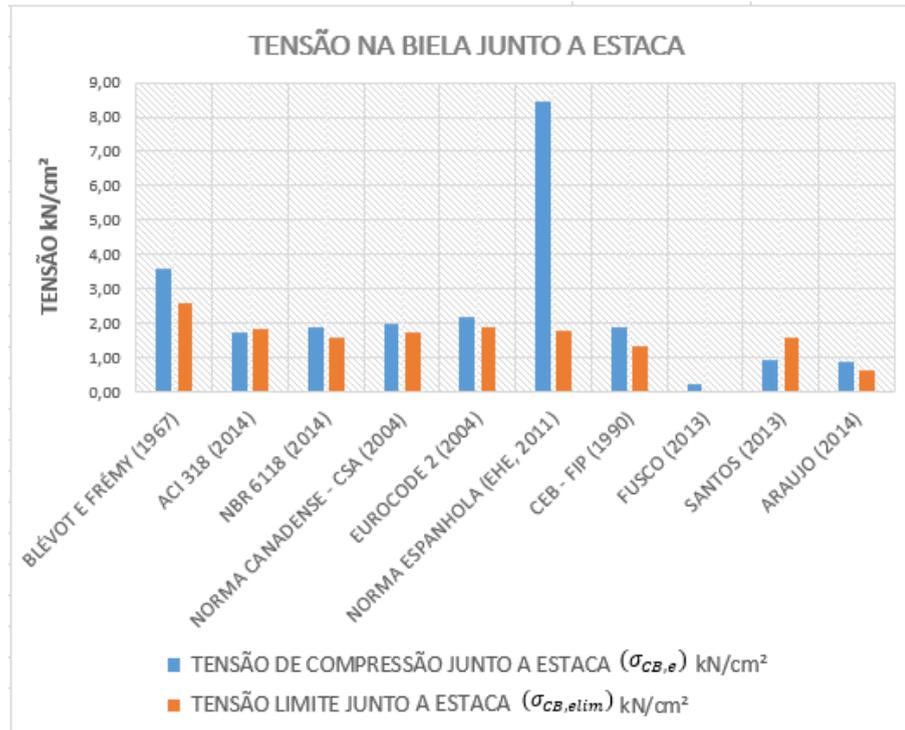
\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

Fonte: Autor.



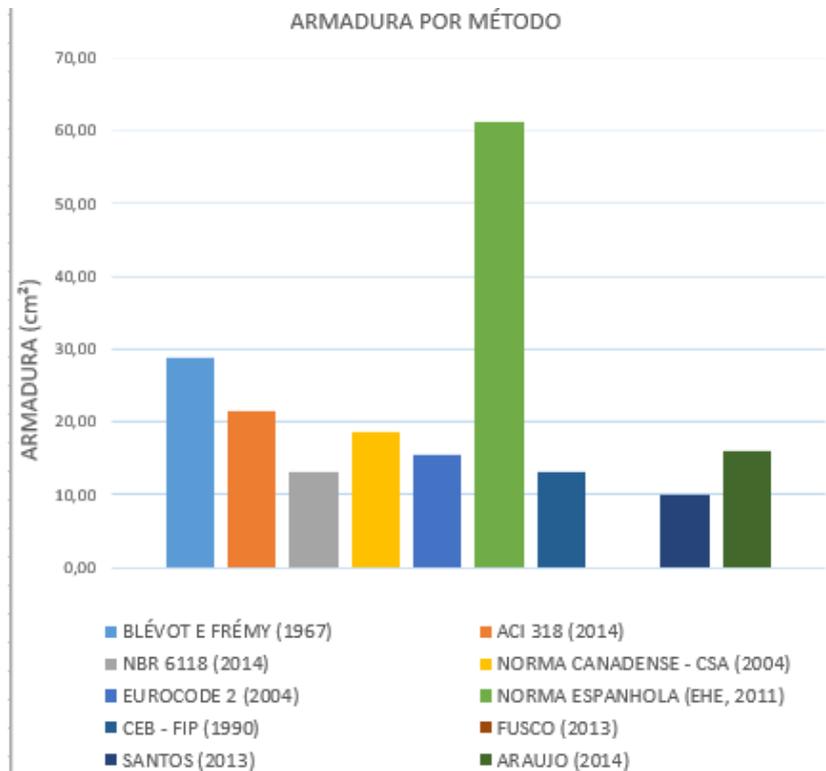
**Figura 3.27:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B35P50E25e0).

Fonte: Autor.



**Figura 3.28:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B35P50E25e0).

Fonte: Autor.



**Figura 3.29:** Resumo dos resultados da armadura (B35P50E25e0).

Fonte: Autor.

Tabela 3.15: Resumo final dos resultados – B45P50E25e0

Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118	58,6	1697,0	517,4	11,9	1,9	1,9	SIM	1,9	1,6	NÃO
ACI 318	58,6	2772,8	845,4	19,4	3,0	3,0	SIM	2,6	1,8	NÃO
CSA	58,6	1802,3	549,5	16,8	2,0	2,0	SIM	2,0	1,7	NÃO
Eurocode	58,6	1996,4	608,7	14,0	2,2	2,2	SIM	2,2	1,9	NÃO
EHE	58,6	7689,3	2344,3	42,0	8,4	8,4	SIM	8,4	1,8	NÃO
CEB	58,6	1697,0	517,4	11,9	1,9	1,9	SIM	1,9	1,3	NÃO
Blevót	58,6	3262,1	994,6	26,3	3,6	3,6	SIM	3,6	2,6	NÃO
Fusco	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Santos	55,9	1595,5	405,4	9,3	1,9	1,9	SIM	0,9	1,6	SIM
Araújo	54,3	1852,6	664,5	15,3	SATISF.	RIGID	SIM	1,1	0,8	NÃO
$F_{ava,médio}$	2707,2									
$F_{ava,desvio}$	1951,4									

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

Fonte: Autor.

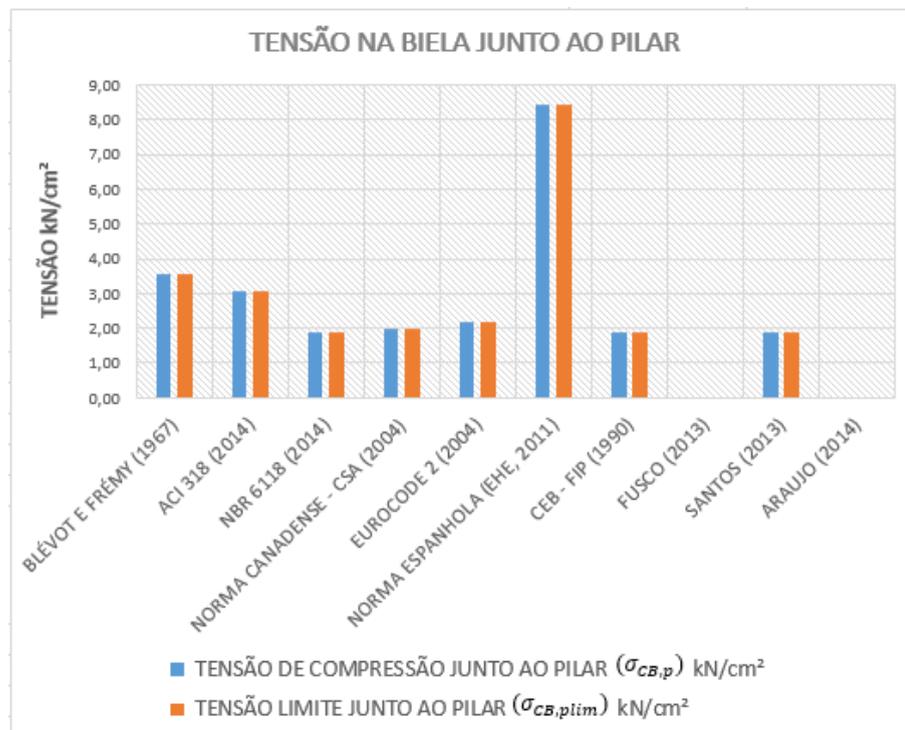
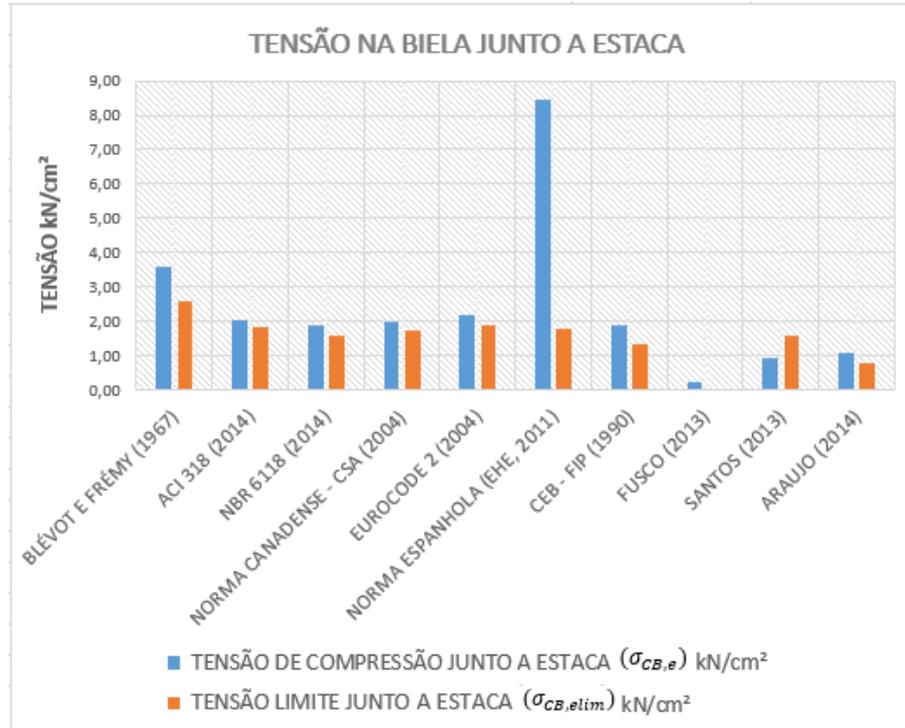


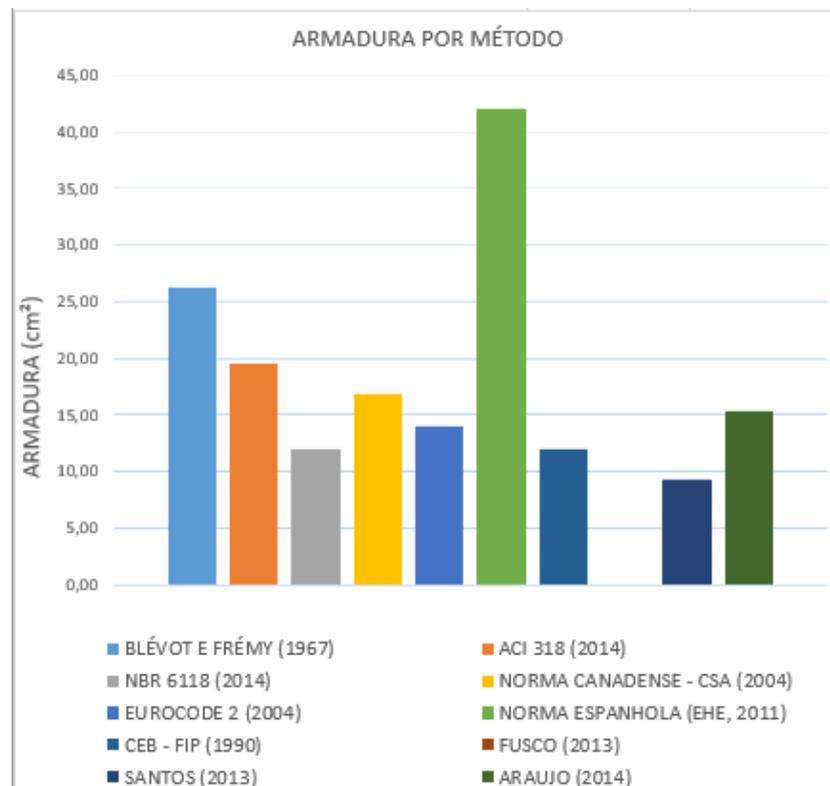
Figura 3.30: Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B45P50E25e0).

Fonte: Autor.



**Figura 3.31:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B45P50E25e0).

Fonte: Autor.



**Figura 3.32:** Resumo dos resultados da armadura (B45P50E25e0).

Fonte: Autor.

### 3.2.6. Tabelas resumo de análise analítica de blocos Munhoz (2014)

**Tabela 3.16:** Resumo final dos resultados BLOCOS B110P125(R1, R25, R4)

Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118	52,5	174,7	67,1	1,5	1,8	1,8	SIM	0,9	1,5	SIM
ACI 318	52,5	282,9	108,6	2,5	2,9	2,9	SIM	0,8	2,3	SIM
CSA	52,5	183,9	70,6	2,2	1,9	1,9	SIM	0,9	1,7	SIM
Eurocode	52,5	205,5	78,9	1,8	2,1	2,1	SIM	1,0	1,8	SIM
EHE	52,5	784,5	301,2	6,8	8,0	8,0	SIM	4,0	1,7	NÃO
CEB	52,5	174,7	67,1	1,5	1,8	1,8	SIM	0,9	1,3	SIM
Blevót	52,5	332,8	127,8	3,4	3,4	3,4	SIM	1,7	2,4	SIM
Santos	49,5	160,7	68,6	1,6	1,8	1,8	SIM	0,9	1,5	SIM
Araújo	47,9	685,5	309,6	7,1	SATISF.	RIGIDO	SIM	1,6	1,1	NÃO
$F_{ava,médio}$	331,6									
$F_{ava,desvio}$	236,8									

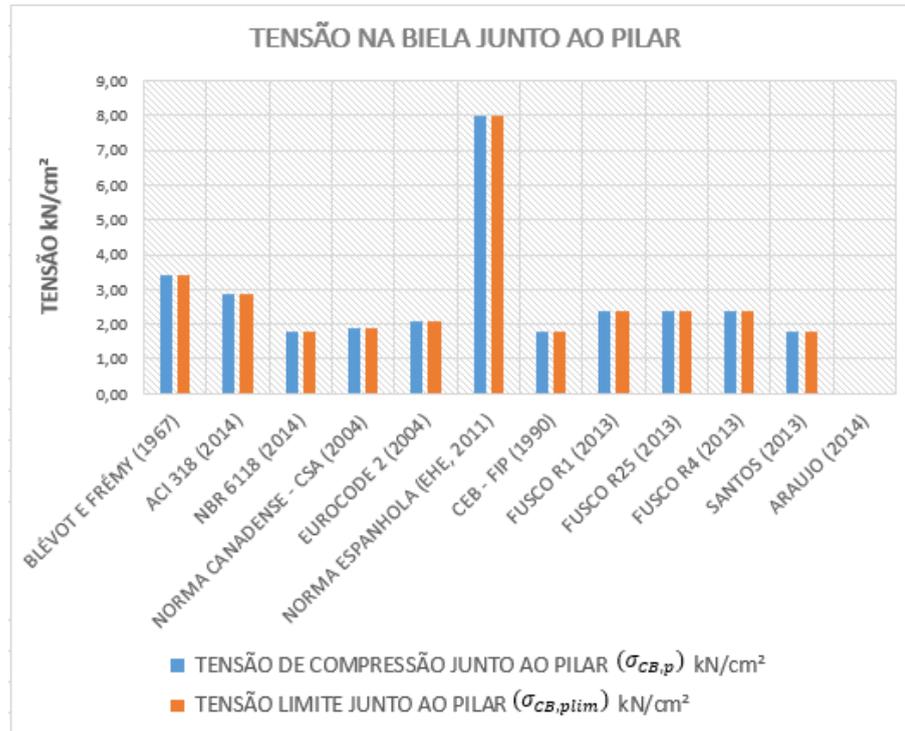
Fonte: Autor.

A Tabela 3.17, referente aos blocos da série 110, estão apresentadas de forma separada, pois há divergência de resultados para os blocos da série apenas na análise do Fusco (2013), onde o mesmo é o único que leva em consideração a taxa de armadura do pilar.

**Tabela 3.17:** BLOCOS B110P125(R1, R25, R4) Método Fusco

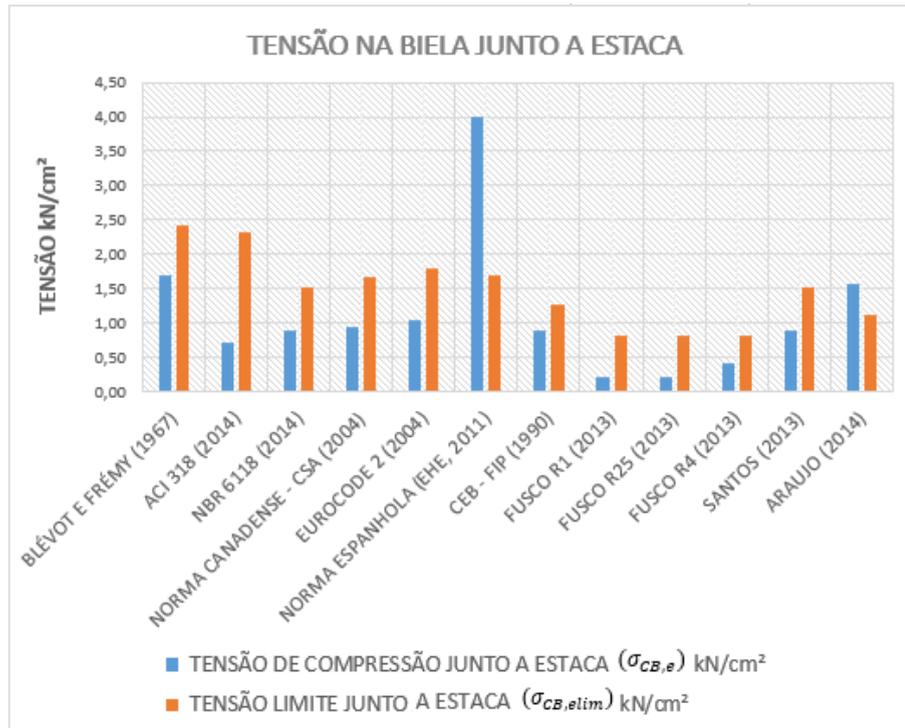
Bloco	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
B110P125R1	48,5	181,5	-	1,2	2,4	2,4	SIM	0,2	0,8	SIM
B110P125R25	39,9	187,3	-	0,2	2,4	2,4	SIM	0,2	0,8	SIM
B110P125R4	39,9	362,8	-	0,3	2,4	2,4	SIM	0,4	0,8	SIM
$F_{ava,médio}$	243,8									
$F_{ava,desvio}$	103,0									

Fonte: Autor.



**Figura 3.33:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B110P125)

Fonte: Autor.



**Figura 3.34:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B110P125)

Fonte: Autor.

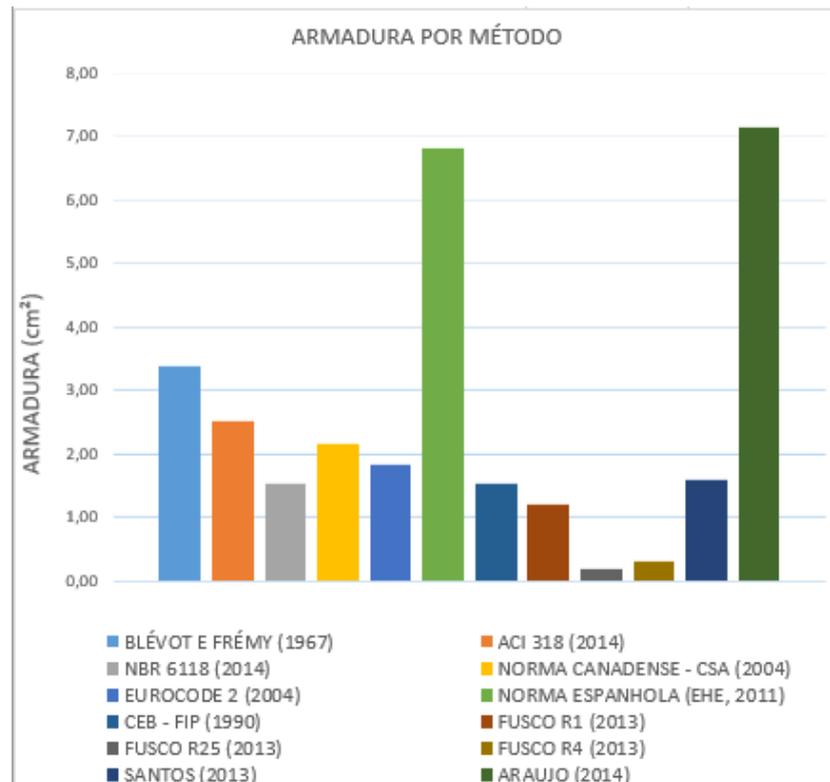


Figura 3.35: Resumo dos resultados da armadura (B110P125)

Fonte: Autor.

Tabela 3.18 – Resumo final dos resultados BLOCOS B115P250(R1, R25, R4)

Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118	50	325,9	136,8	3,1	1,8	1,8	SIM	1,8	1,5	NÃO
ACI 318	50	527,7	221,4	5,1	2,9	2,9	SIM	1,5	2,3	SIM
CSA	50	343,0	143,9	4,4	1,9	1,9	SIM	1,9	1,7	NÃO
Eurocode	50	383,4	160,9	3,7	2,1	2,1	SIM	2,1	1,8	NÃO
EHE	50	1463,4	614,1	15,2	8,0	8,0	SIM	8,0	1,7	NÃO
CEB	50	325,9	136,8	3,1	1,8	1,8	SIM	1,8	1,3	NÃO
Blevót	50	620,8	260,5	6,9	3,4	3,4	SIM	3,4	2,4	NÃO
Santos	47	297,1	123,8	2,8	1,8	1,8	SIM	0,9	1,5	SIM
Araújo	45,4	630,3	311,2	7,2	SATISF.	RIGIDO	SIM	1,4	1,0	NÃO
$F_{ava,médio}$		546,3								
$F_{ava,desvio}$		367,6								

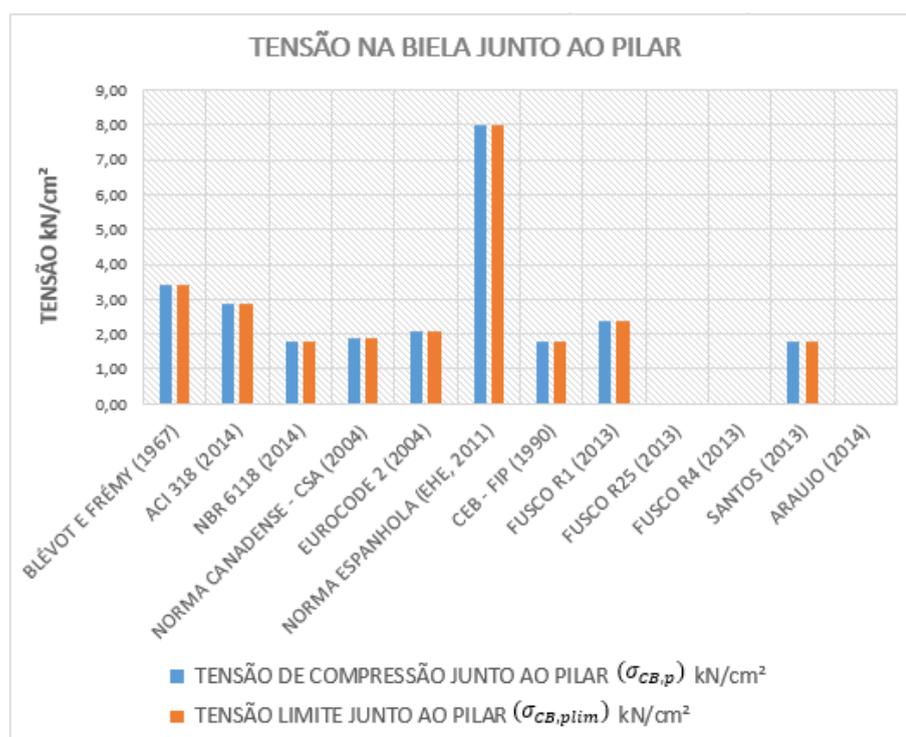
Fonte: Autor.

**Tabela 3.19:** BLOCOS B115P250(R1, R25, R4) Método Fusco

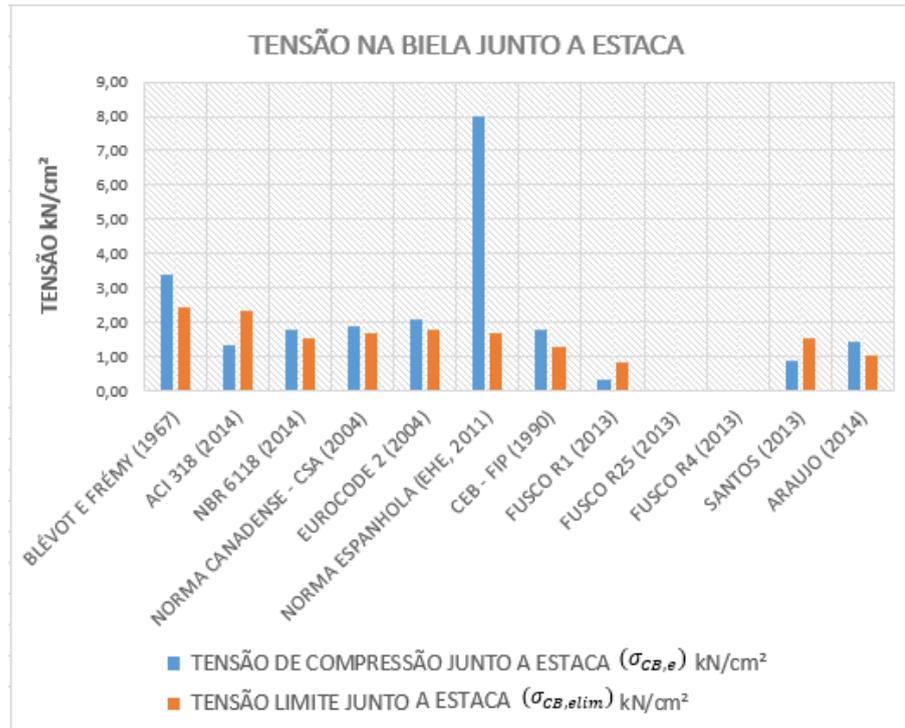
Bloco	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
B115P250R1	43,6	257,1	-	0,7	2,4	2,4	SIM	0,3	0,8	SIM
B115P250R25	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
B115P250R4	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
$F_{ava,médio}$	257,1									
$F_{ava,desvio}$	-									

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

Fonte: Autor.

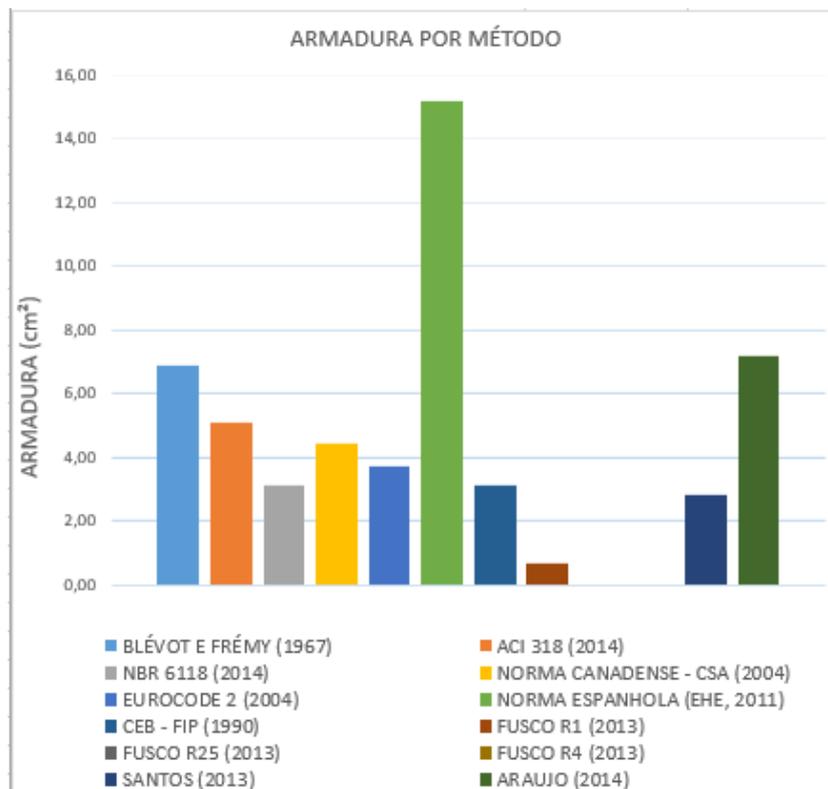
**Figura 3.36:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B115P250)

Fonte: Autor.



**Figura 3.37:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B115P250)

Fonte: Autor.



**Figura 3.38:** Resumo dos resultados da armadura (B115P250)

Fonte: Autor.

**Tabela 3.20:** Resumo final dos resultados BLOCOS B120P375(R1, R25, R4)

Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
NBR 6118	47,7	455,4	207,4	4,8	1,8	1,8	SIM	2,7	1,5	NÃO
ACI 318	47,7	737,5	335,8	7,7	2,9	2,9	SIM	1,5	1,7	SIM
CSA	47,7	479,3	218,3	6,7	1,9	1,9	SIM	1,9	1,7	NÃO
Eurocode	47,7	535,8	244,0	5,6	2,1	2,1	SIM	3,1	1,8	NÃO
EHE	47,7	2045,1	931,2	25,0	8,0	8,0	SIM	8,0	1,7	NÃO
CEB	47,7	455,4	207,4	4,8	1,8	1,8	SIM	2,7	1,3	NÃO
Blevót	47,7	867,6	395,1	10,4	3,4	3,4	SIM	5,1	2,4	NÃO
Santos	44,7	411,6	167,4	3,8	1,8	1,8	SIM	0,9	1,5	SIM
Araújo	43,0	579,6	310,5	7,1	SATISF.	RIGIDO	SIM	1,3	0,9	NÃO
$F_{ava,médio}$	729,7									
$F_{ava,desvio}$	515,2									

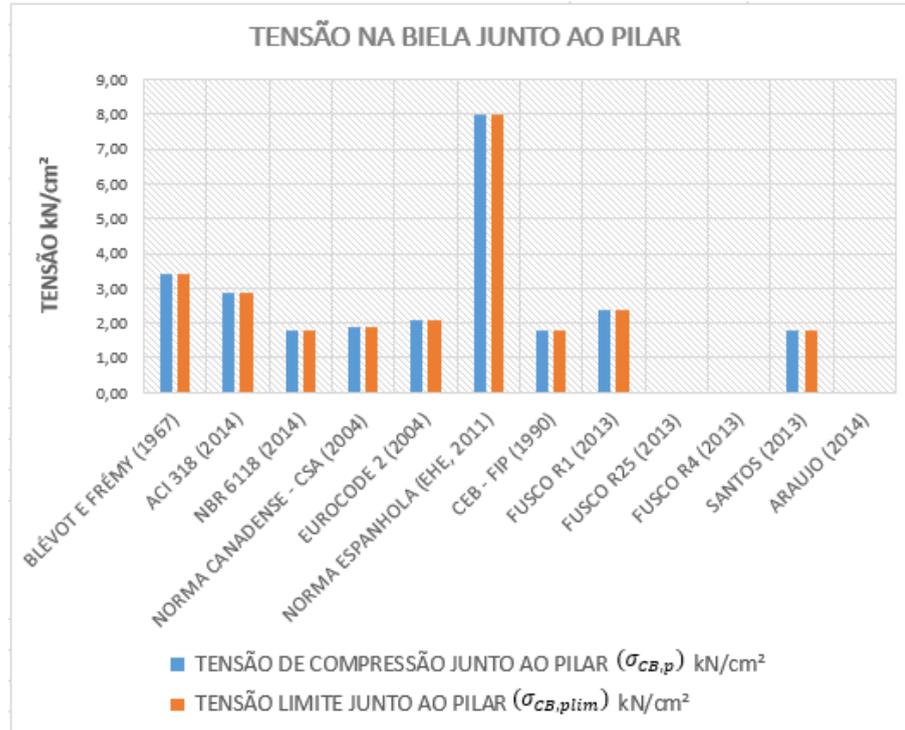
Fonte: Autor.

**Tabela 3.21:** BLOCOS B120P375(R1, R25, R4) Método Fusco

Bloco	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
B120P375R1	44,1	423,3	-	1,0	2,4	2,4	SIM	0,5	0,8	SIM
B120P375R25	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
B120P375R4	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
$F_{ava,médio}$	423,3									
$F_{ava,desvio}$	-									

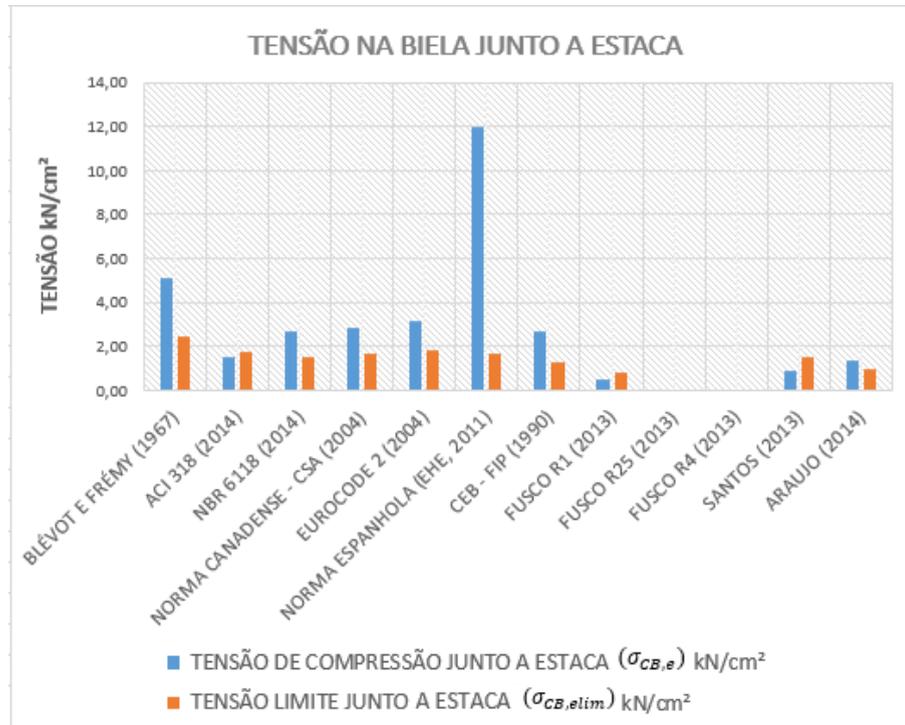
\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

Fonte: Autor.



**Figura 3.39:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B120P375)

Fonte: Autor.



**Figura 3.40:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B120P375)

Fonte: Autor.

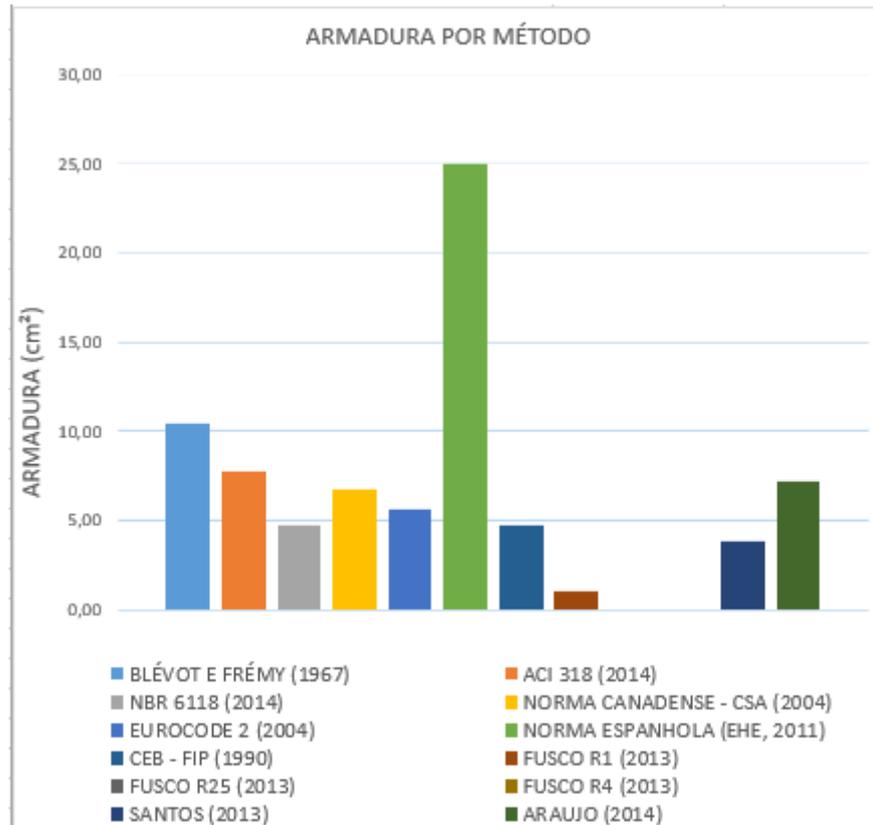


Figura 3.41: Resumo dos resultados da armadura (B120P375)

Fonte: Autor.

Tabela 3.22: Resumo final dos resultados BLOCOS B127P500(R1, R25, R4)

Método	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela						
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	
NBR 6118	45,5	565,4	277,7	6,4	1,8	1,8	SIM	3,6	1,5	NÃO	
ACI 318	45,5	915,6	449,6	10,3	2,9	2,9	SIM	1,9	1,7	SIM	
CSA	45,5	595,1	292,3	9,0	1,9	1,9	SIM	3,7	1,7	NÃO	
Eurocode	45,5	665,2	326,7	7,5	2,1	2,1	SIM	4,2	1,8	NÃO	
EHE	45,5	2539,1	1246,9	36,1	8,0	8,0	SIM	16	1,7	NÃO	
CEB	45,5	565,4	277,7	6,4	1,8	1,8	SIM	3,6	1,3	NÃO	
Blevót	45,5	1077,2	529,0	14,0	3,4	3,4	SIM	6,8	2,4	NÃO	
Santos	42,5	507,0	201,2	4,6	1,8	1,8	SIM	0,9	1,5	SIM	
Araújo	40,9	533,1	308,0	7,1	SATISF.	RIGIDO	SIM	1,2	0,9	NÃO	
$F_{ava,médio}$	884,7										
$F_{ava,desvio}$	649,7										

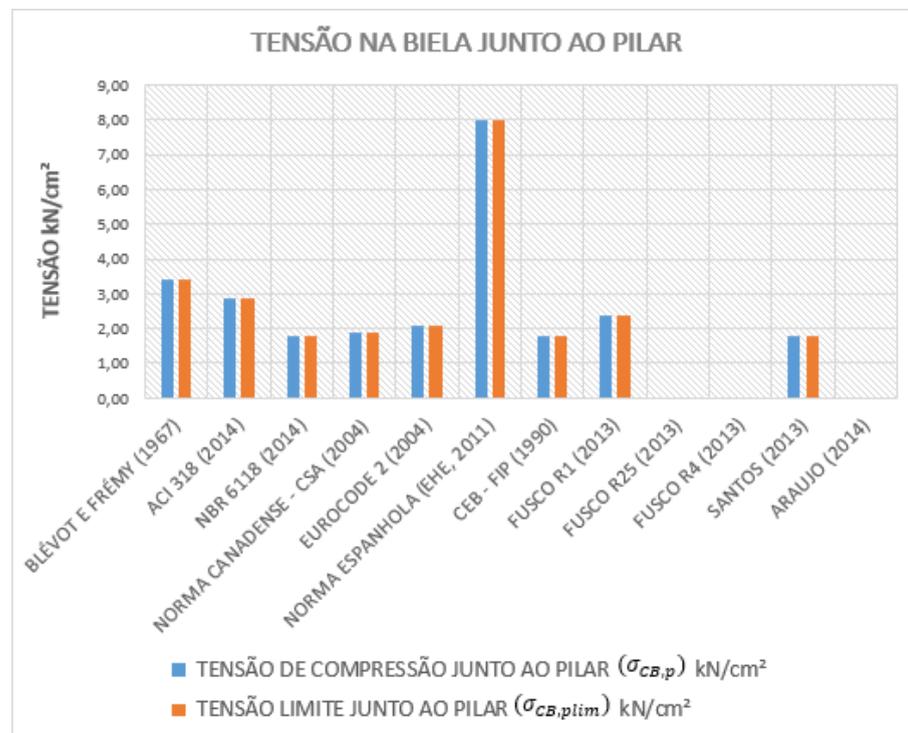
Fonte: Autor.

**Tabela 3.23:** BLOCOS B127P500(R1, R25, R4) Método Fusco

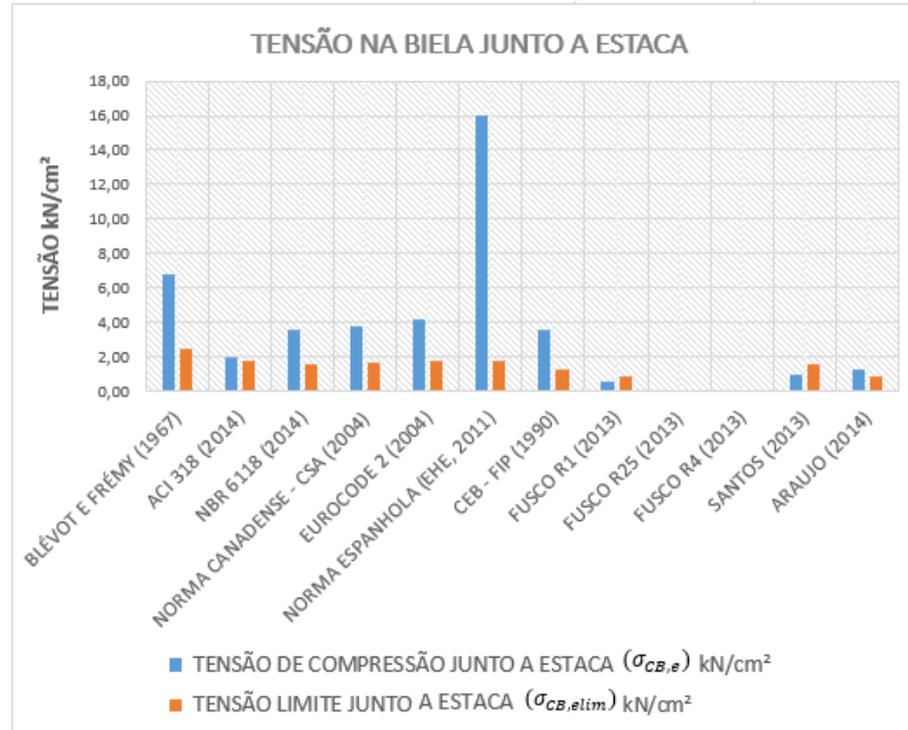
Bloco	$\theta$	$F_{ava}$ (kN)	$R_{St}$ (kN)	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	Tensão na biela					
					$\sigma_p$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{p,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver	$\sigma_e$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	$\sigma_{e,lim}$ ( $\frac{kN}{cm^2}$ )	Ver
B127P500R1	44,7	453,5	-	0,9	2,4	2,4	SIM	0,5	0,8	SIM
B127P500R25	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
B127P500R4	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
$F_{ava,médio}$	453,5									
$F_{ava,desvio}$	-									

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

Fonte: Autor.

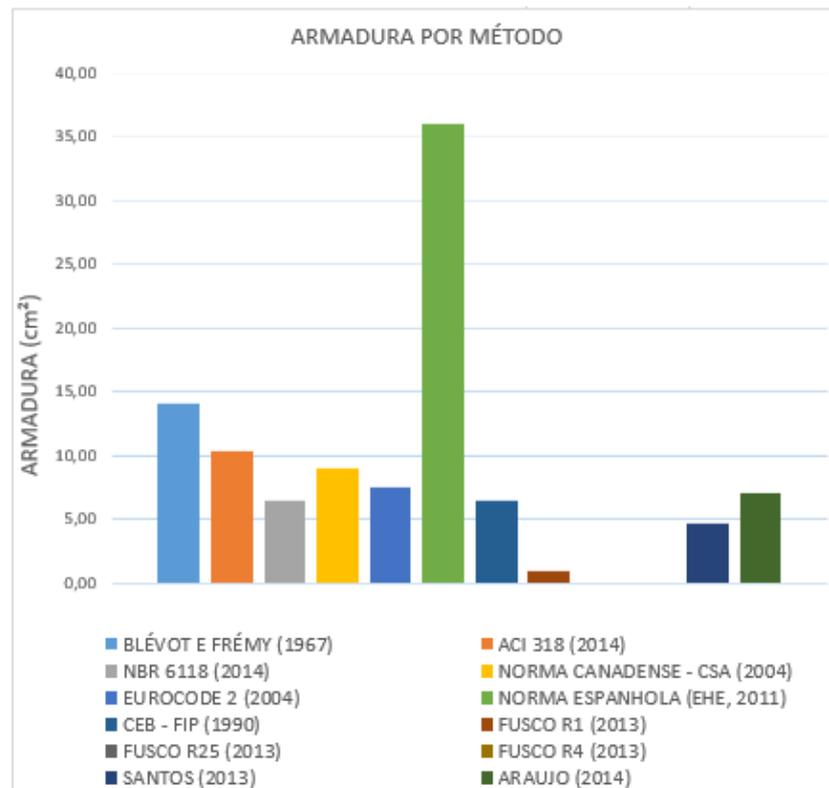
**Figura 3.42:** Resumo dos resultados de tensão junto ao pilar (B127P500R1)

Fonte: Autor.



**Figura 3.43:** Resumo dos resultados de tensão junto à estaca (B127P500R1)

Fonte: Autor.



**Figura 3.44:** Resumo dos resultados da armadura (B127P500R1)

Fonte: Autor.

## CAPÍTULO 4

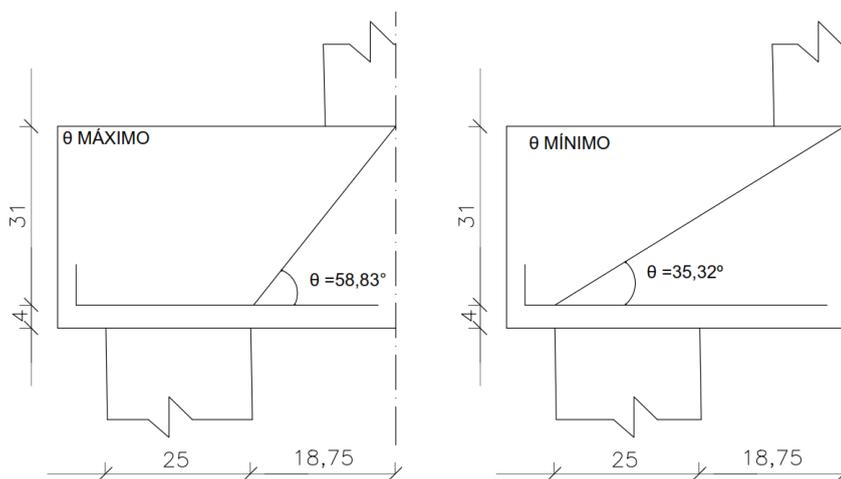
## Força máxima de sollicitação

### 4.1. FORÇA TEÓRICA MÁXIMA DE TRAÇÃO NO TIRANTE E ÂNGULO TEÓRICO MÁXIMO

Esta análise considera que a ruína ocorre por escoamento da armadura. Nesse caso, a força teórica máxima de tração real do tirante ( $R_{st,m\acute{a}x}$ ) é obtida a partir da multiplicação da tensão de escoamento das armaduras pela área de aço detalhada. Utilizando essa força e o valor da força máxima de compressão no bloco de cada método, foi encontrado o ângulo teórico máximo ( $\theta_{teo,m\acute{a}x}$ ).

Entretanto, foi analisado ainda o ângulo de inclinação da biela que a geometria do bloco permite, considerando os limites geométricos, para que seja possível identificar a possibilidade ou não dos ângulos teóricos máximos e as respectivas forças de avaliação.

A Figura 4.1 mostra como exemplo as inclinações máximas e mínimas da biela pela geometria do bloco B35P25E25e0 de Delalibera (2006).



**Figura 4.1:** Inclinação mínima e inclinação máxima de biela permitida pela geometria do bloco (em centímetros)

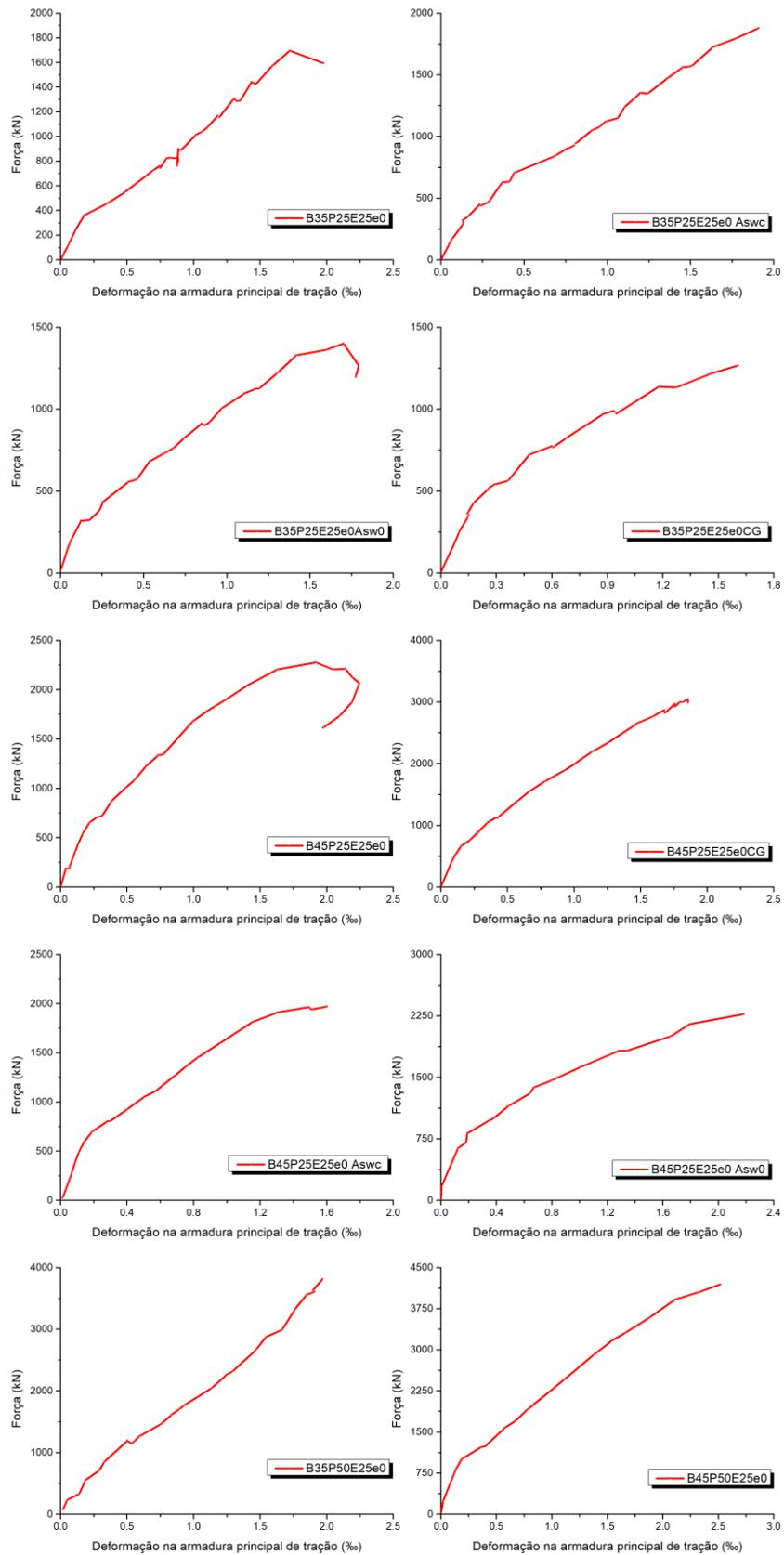
**Fonte:** Autor.

## 4.2. FORÇA EXPERIMENTAL DE TRAÇÃO NO TIRANTE E ÂNGULO EXPERIMENTAL

O valor da força experimental de tração no tirante ( $R_{St,exp}$ ), retirado a partir dos resultados experimentais, consiste no produto da tensão (obtida por meio de deformação da armadura e o módulo das barras de aço utilizada) e a área de aço detalhada. Com  $R_{St,exp}$  e a força limite do método, encontra-se o ângulo experimental ( $\theta_{exp}$ ).

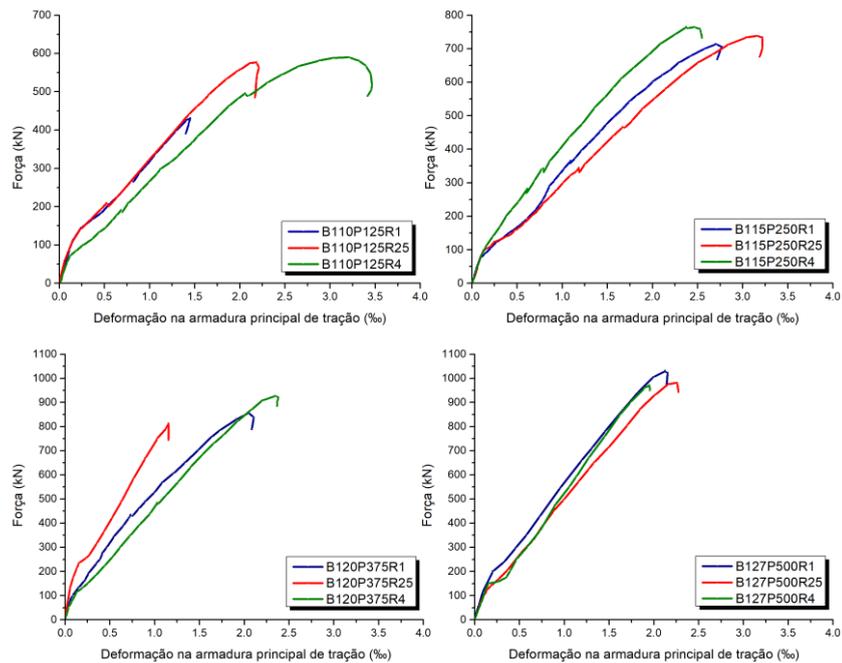
### 4.2.1. Comparações com os valores experimentais

Para cada valor de força máxima calculada, procurou-se, nos resultados experimentais mostrados nas Figuras 4.2 e 4.3, a tração resultante nas armaduras medida para o referido carregamento nas curvas de força versus deformações Delalibera (2006) e Munhoz (2014).



**Figura 4.2:** gráficos de força versus deformação de armadura principal.

Fonte: Delalibera (2006)



**Figura 4.3:** gráficos de força versus deformação de armadura principal.

Fonte: Munhoz, 2014.

Com as devidas informações providas pelos gráficos, para um determinado nível de solicitação, obtém-se a partir do diagrama o valor correspondente a deformação nas armaduras principais do tirante e, conseqüentemente, o valor de tensão, resultando no valor de  $R_{st,exp}$ .

Os valores encontrados são resumidos nas Tabelas 4.1 a 4.14.

**Tabela 4.1:** Ângulos de inclinação e tração de tirante – B35P25E25e0

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível?	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível?
NBR 6118	781,9	24,29	58,83	35,32	NÃO	242,78	58,15	SIM
ACI 318	1306,9	37,03	58,83	35,32	SIM	428,05	56,77	SIM
CSA	849,5	26,12	58,83	35,32	NÃO	277,94	56,80	SIM
Eurocode	919,9	27,97	58,83	35,32	NÃO	293,93	57,42	SIM
EHE	3624,2	64,45	58,83	35,32	NÃO	EXT	EXT	NÃO
CEB	781,9	24,29	58,83	35,32	NÃO	242,78	58,15	SIM
Blevót	1537,5	41,59	58,83	35,32	SIM	491,75	57,39	SIM
Fusco	870,5	26,67	58,83	35,32	NÃO	278,13	57,42	SIM
Santos	715,7	22,45	58,83	35,32	NÃO	EXT	EXT	NÃO
Araújo	1637,1	43,38	58,83	35,32	SIM	523,31	57,40	SIM

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

**Fonte:** Autor

**Tabela 4.2:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B35P25E25e0A<sub>sw,c</sub>

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível?	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível?
NBR 6118	655,2	20,71	58,83	35,32	NÃO	132,46	67,98	NÃO
ACI 318	1055,8	31,35	58,83	35,32	NÃO	289,17	60,82	NÃO
CSA	686,3	21,61	58,83	35,32	NÃO	136,34	68,33	NÃO
Eurocode	770,8	23,98	58,83	35,32	NÃO	177,12	65,32	NÃO
EHE	2927,9	59,38	58,83	35,32	NÃO	EXT	EXT	NÃO
CEB	655,2	20,71	58,83	35,32	NÃO	132,03	67,98	NÃO
Blevót	1242,2	35,64	58,83	35,32	SIM	347,79	60,75	NÃO
Fusco	732,1	22,91	58,83	35,32	NÃO	153,32	67,27	NÃO
Santos	599,8	19,09	58,83	35,32	NÃO	110,80	69,72	NÃO
Araújo	1371,9	38,37	58,83	35,32	SIM	398,43	59,85	NÃO

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

**Fonte:** Autor

**Tabela 4.3:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B35P25E25e0Asw0

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível?	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível?
NBR 6118	655,2	20,71	58,83	35,32	NÃO	162,81	63,57	NÃO
ACI 318	1055,8	31,35	58,83	35,32	NÃO	329,63	57,52	SIM
CSA	686,3	21,61	58,83	35,32	NÃO	171,00	63,51	NÃO
Eurocode	770,8	23,98	58,83	35,32	NÃO	216,89	60,63	NÃO
EHE	2927,9	59,38	58,83	35,32	NÃO	EXT	EXT	NÃO
CEB	655,2	20,71	58,83	35,32	NÃO	162,60	63,57	NÃO
Blevót	1242,2	35,64	58,83	35,32	SIM	417,56	56,09	SIM
Fusco	703,3	22,09	58,83	35,32	NÃO	180,72	62,80	NÃO
Santos	599,8	19,09	58,83	35,32	NÃO	150,47	63,35	NÃO
Araújo	1371,9	38,37	58,83	35,32	SIM	510,73	53,33	SIM

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

**Fonte:** Autor

**Tabela 4.4 –** Ângulos de inclinação e tração de tirante B35P25E25e0CG

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível?	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível?
NBR 6118	587,7	22,97	58,83	35,32	NÃO	95,99	71,90	NÃO
ACI 318	930,3	33,86	58,83	35,32	NÃO	207,03	66,00	NÃO
CSA	604,7	23,57	58,83	35,32	NÃO	98,82	71,90	NÃO
Eurocode	691,4	26,51	58,83	35,32	NÃO	114,45	71,68	NÃO
EHE	2579,8	61,75	58,83	35,32	NÃO	EXT	EXT	NÃO
CEB	587,7	22,97	58,83	35,32	NÃO	95,98	71,91	NÃO
Blevót	1094,5	38,29	58,83	35,32	SIM	281,63	62,76	NÃO
Fusco	619,6	24,08	58,83	35,32	NÃO	123,63	68,24	NÃO
Santos	537,9	21,20	58,83	35,32	NÃO	71,99	75,01	NÃO
Araújo	1230,5	41,59	58,83	35,32	SIM	377,66	58,46	SIM

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

**Fonte:** Autor

**Tabela 4.5:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B45P25E25e0

Método	$F_{ava} (kN)$	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível?	$R_{St,exp} (kN)$	$\theta_{exp}$	Possível?
NBR 6118	751,2	23,44	65,42	43,14	NÃO	103,13	74,64	NÃO
ACI 318	1200,5	34,71	65,42	43,14	NÃO	197,48	71,79	NÃO
CSA	780,3	24,24	65,42	43,14	NÃO	106,84	74,68	NÃO
Eurocode	883,7	27,02	65,42	43,14	NÃO	124,48	74,27	NÃO
EHE	3329,2	62,5	65,42	43,14	SIM	EXT	EXT	NÃO
CEB	751,2	23,44	65,42	43,14	NÃO	103,13	74,64	NÃO
Blevót	1412,4	37,18	65,42	43,14	NÃO	281,63	69,92	NÃO
Fusco	*	*	65,42	43,14	*	*	*	*
Santos	706,3	22,17	65,42	43,14	NÃO	85,42	76,40	NÃO
Araújo	1640,1	43,43	65,42	43,14	SIM	305,21	69,58	NÃO

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

**Fonte:** Autor

**Tabela 4.6:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B45P25E25e0CG

Método	$F_{ava} (kN)$	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível?	$R_{St,exp} (kN)$	$\theta_{exp}$	Possível?
NBR 6118	707,0	27,02	65,42	43,14	NÃO	44,52	82,82	NÃO
ACI 318	1119,2	38,92	65,42	43,14	NÃO	102,66	79,60	NÃO
CSA	727,5	24,06	65,42	43,14	NÃO	48,02	82,48	NÃO
Eurocode	831,8	30,96	65,42	43,14	NÃO	62,63	81,44	NÃO
EHE	3103,6	65,93	65,42	43,14	NÃO	EXT	EXT	NÃO
CEB	707,0	27,02	65,42	43,14	NÃO	44,52	82,82	NÃO
Blevót	1316,7	43,53	65,42	43,14	SIM	133,25	78,56	NÃO
Fusco	*	*	65,42	43,14	*	*	*	*
Santos	664,7	25,62	65,42	43,14	NÃO	37,72	83,63	NÃO
Araújo	1543,7	48,08	65,42	43,14	SIM	165,75	77,88	NÃO

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

**Fonte:** Autor

**Tabela 4.7:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B45P25E25e0Aswc

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível
NBR 6118	780,1	24,24	65,42	43,14	NÃO	82,86	78,00	NÃO
ACI 318	1254,7	35,91	65,42	43,14	NÃO	214,11	71,16	NÃO
CSA	815,6	25,2	65,42	43,14	NÃO	96,51	76,69	NÃO
Eurocode	917,7	27,91	65,42	43,14	NÃO	124,96	74,77	NÃO
EHE	3479,5	63,53	65,42	43,14	SIM	EXT	EXT	NÃO
CEB	780,1	24,24	65,42	43,14	NÃO	82,86	78,00	NÃO
Blevót	1476,2	40,43	65,42	43,14	NÃO	267,66	70,07	NÃO
Fusco	*	*	65,42	43,14	*	*	*	*
Santos	733,5	22,94	65,42	43,14	NÃO	68,93	79,36	NÃO
Araújo	1703,2	44,51	65,42	43,14	SIM	329,65	68,84	NÃO

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

**Fonte:** Autor

**Tabela 4.8:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B45P25E25e0Asw0

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível
NBR 6118	780,1	24,24	65,42	43,14	NÃO	59,38	81,34	NÃO
ACI 318	1254,7	35,91	65,42	43,14	NÃO	186,38	73,45	NÃO
CSA	815,6	25,2	65,42	43,14	NÃO	59,06	81,76	NÃO
Eurocode	917,7	27,91	65,42	43,14	NÃO	91,19	78,76	NÃO
EHE	3479,5	63,53	65,42	43,14	SIM	EXT	EXT	NÃO
CEB	780,1	24,24	65,42	43,14	NÃO	59,38	81,34	NÃO
Blevót	1476,2	40,43	65,42	43,14	NÃO	258,01	70,73	NÃO
Fusco	*	*	65,42	43,14	*	*	*	*
Santos	733,5	22,94	65,42	43,14	NÃO	57,92	81,03	NÃO
Araújo	1703,2	44,51	65,42	43,14	SIM	350,15	67,65	NÃO

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

**Fonte:** Autor

**Tabela 4.9:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B35P50E25e0

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível?	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível?
NBR 6118	1410,5	34,15	58,83	35,32	NÃO	268,02	69,19	NÃO
ACI 318	2304,8	47,94	58,83	35,32	SIM	482,22	67,29	NÃO
CSA	1498,1	35,77	58,83	35,32	SIM	290,11	68,83	NÃO
Eurocode	1659,5	38,59	58,83	35,32	SIM	326,57	68,52	NÃO
EHE	6391,4	71,98	58,83	35,32	NÃO	EXT	EXT	NÃO
CEB	1410,5	34,15	58,83	35,32	NÃO	268,02	69,19	NÃO
Blevót	2711,5	40,43	58,83	35,32	SIM	258,00	67,51	NÃO
Fusco	*	*	58,83	35,32	*	*	*	*
Santos	1291,2	31,84	58,83	35,32	NÃO	233,41	70,12	NÃO
Araújo	1476,7	35,38	58,83	35,32	SIM	287,51	68,72	NÃO

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

Fonte: Autor

**Tabela 4.10:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B45P50E25e0

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível?	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível?
NBR 6118	1697	44,40	65,42	43,14	SIM	209,06	76,16	NÃO
ACI 318	2772,8	58,00	65,42	43,14	SIM	406,35	73,66	NÃO
CSA	1802,3	46,13	65,42	43,14	SIM	228,10	75,80	NÃO
Eurocode	1996,4	49,04	65,42	43,14	SIM	260,12	75,40	NÃO
EHE	7689,3	77,30	65,42	43,14	NÃO	EXT	EXT	NÃO
CEB	1697,0	44,40	65,42	43,14	SIM	209,06	76,16	NÃO
Blevót	3262,1	40,43	65,42	43,14	NÃO	258,00	72,67	NÃO
Fusco	*	*	65,42	43,14	*	*	*	*
Santos	1595,5	42,64	65,42	43,14	NÃO	187,13	76,80	NÃO
Araújo	1852,6	46,91	65,42	43,14	SIM	235,92	75,71	NÃO

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

Fonte: Autor

**Tabela 4.11:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B110P125(R1, R25, R4)

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível?	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível?
NBR 6118	174,7	17,37	55,84	43,99	NÃO	40,63	65,05	NÃO
ACI 318	282,9	26,87	55,84	43,99	NÃO	86,23	58,63	NÃO
CSA	183,9	18,23	55,84	43,99	NÃO	46,20	63,32	NÃO
Eurocode	205,5	20,20	55,84	43,99	NÃO	54,52	62,02	NÃO
EHE	784,5	54,56	55,84	43,99	SIM	EXT	EXT	NÃO
CEB	174,7	17,37	55,84	43,99	NÃO	40,63	65,05	NÃO
Blevót	332,8	30,79	55,84	43,99	NÃO	104,17	57,95	NÃO
Fusco <sup>R1</sup>	181,5	18,00	55,84	43,99	NÃO	44,73	63,76	NÃO
Fusco <sup>R25</sup>	187,3	18,54	55,84	43,99	NÃO	43,07	65,30	NÃO
Fusco <sup>R4</sup>	362,8	33,01	55,84	43,99	NÃO	143,65	51,62	SIM
Santos	160,7	16,06	55,84	43,99	NÃO	32,56	67,94	NÃO
Araújo	685,5	50,83	55,84	43,99	SIM	EXT	EXT	SIM

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

Fonte: Autor

**Tabela 4.12:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B115P250(R1, R25, R4)

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível?	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível?
NBR 6118	325,9	30,27	53,13	42,09	NÃO	96,94	59,25	NÃO
ACI 318	527,7	43,38	53,13	42,09	SIM	167,71	57,56	NÃO
CSA	343,0	31,56	53,13	42,09	NÃO	101,31	59,43	NÃO
Eurocode	383,4	34,47	53,13	42,09	NÃO	116,03	58,81	NÃO
EHE	1463,4	69,11	53,13	42,09	NÃO	EXT	EXT	NÃO
CEB	325,9	30,27	53,13	42,09	NÃO	96,94	59,25	NÃO
Blevót	620,8	48,03	53,13	42,09	SIM	208,30	56,14	NÃO
Fusco <sup>R1</sup>	257,1	24,72	53,13	42,09	NÃO	79,17	58,37	NÃO
Fusco <sup>R25</sup>	*	*	*	*	*	*	*	*
Fusco <sup>R4</sup>	*	*	*	*	*	*	*	*
Santos	297,1	28,02	53,13	42,09	NÃO	87,08	59,62	NÃO
Araújo	630,3	48,46	53,13	42,09	SIM	214,19	55,80	NÃO

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

Fonte: Autor

**Tabela 4.13:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B120P375(R1, R25, R4)

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível
NBR 6118	455,4	28,53	50,60	40,31	NÃO	120,56	62,10	NÃO
ACI 318	737,5	41,36	50,60	40,31	SIM	234,90	57,50	NÃO
CSA	479,3	29,78	50,60	40,31	NÃO	128,20	61,86	NÃO
Eurocode	535,8	32,60	50,60	40,31	NÃO	150,76	60,63	NÃO
EHE	2045,1	67,73	50,60	40,31	NÃO	EXT	EXT	NÃO
CEB	455,4	28,53	50,60	40,31	NÃO	120,56	62,10	NÃO
Blevót	867,6	46,01	50,60	40,31	SIM	EXT	EXT	NÃO
Fusco <sup>R1</sup>	423,3	26,81	50,60	40,31	NÃO	106,09	63,38	NÃO
Fusco <sup>R25</sup>	*	*	*	*	*	*	*	*
Fusco <sup>R4</sup>	*	*	*	*	*	*	*	*
Santos	411,6	26,17	50,60	40,31	NÃO	102,60	63,50	NÃO
Araújo	579,6	34,6823	50,60	40,31	NÃO	166,85	60,07	NÃO

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

Fonte: Autor

**Tabela 4.14:** Ângulos de inclinação e tração de tirante B127P375(R1, R25, R4)

Método	$F_{ava}$ (kN)	$\theta_{teo,máx}$	$\theta_{máx,geo}$	$\theta_{min,geo}$	Possível	$R_{St,exp}$ (kN)	$\theta_{exp}$	Possível
NBR 6118	565,4	26,06	48,24	38,66	NÃO	231,96	50,63	NÃO
ACI 318	915,6	38,39	48,24	38,66	NÃO	398,63	48,95	NÃO
CSA	595,1	27,24	48,24	38,66	NÃO	245,36	50,49	NÃO
Eurocode	665,2	29,92	48,24	38,66	NÃO	277,24	50,19	NÃO
EHE	2539,1	65,52	48,24	38,66	NÃO	EXT	EXT	NÃO
CEB	565,4	26,06	48,24	38,66	NÃO	231,96	50,63	NÃO
Blevót	1077,2	42,98	48,24	38,66	SIM	EXT	EXT	NÃO
Fusco <sup>R1</sup>	453,5	21,42	48,24	38,66	NÃO	158,31	55,08	NÃO
Fusco <sup>R25</sup>	*	*	*	*	*	*	*	*
Fusco <sup>R4</sup>	*	*	*	*	*	*	*	*
Santos	507,0	23,69	48,24	38,66	NÃO	205,20	51,01	NÃO
Araújo	533,1	24,76	48,24	38,66	NÃO	217,79	50,75	NÃO

\*Referente a inconsistência do método no dimensionamento devido aos valores negativos do braço de alavanca

EXT: Abreviação de extrapolado, referente a Força de avaliação que extrapola aos valores das forças experimentais

Fonte: Autor

## CAPITULO 5

# Desenvolvimento e implementação do programa

### 5.1. INTRODUÇÃO

O programa computacional para dimensionamento e verificação das regiões nodais de blocos sobre duas estacas, intitulado 'Verificação de bloco sobre duas estacas beta 1.0' (VBSE<sub>beta1.0</sub>).

Para o desenvolvimento do programa, foi utilizada uma ferramenta com linguagem de programação orientada a eventos conhecida como VBA (Visual Basic of Applications). Dessa forma, a entrada de informações deve ser feita pelo usuário de acordo com a sequência indicada pelo desenvolvedor. As aplicações desenvolvidas com tal ferramenta podem ser desenvolvidas de forma simples dentro do sistema operacional. Os recursos do VBA permitem a criação de interfaces gráficas, podendo ser uma aplicação baseada em formulários, módulos e controles personalizados com códigos associados aos eventos que possam existir nos formulários.

Para a interação de eventos e funções dentro do projeto, bem como a entrada e saída de informações, são utilizados os módulos. Esse artifício é utilizado para o controle de caixas, botões, gráficos e outros itens que são utilizados nos formulários.

Os formulários podem ser usados de muitas maneiras, entre elas estão:

- Tela ilustrativa de introdução de uma aplicação
- Caixa de diálogo
- Documento em uma aplicação

Fundamentalmente, o programa de que trata esta dissertação consiste no dimensionamento e verificação de blocos sobre duas estacas diante das principais metodologias de dimensionamento existentes, a fim de o usuário averiguar de forma conjunta e rápida o dimensionamento e a limitação nodal presente em cada método.

### 5.1.1. VBSE<sub>beta1.0</sub>

#### 5.1.1.1. Dados de entrada

A Tabela A mostra todos os dados de entrada necessários para as verificações.

**Tabela 5.1:** dados de entrada do VBSE<sub>beta1.0</sub>

Dados de entrada
Comprimento do Bloco (L)
Largura do Bloco (b)
Altura do bloco (h)
Cobrimento (d')
$f_{ck}$ do bloco
Largura do pilar ( $L_p$ )
Altura do pilar ( $a_p$ )
$f_{ck}$ do pilar
Largura da estaca ( $L_e$ )
Altura da estaca ( $a_e$ )
$f_{ck}$ da estaca
Tensão de escoamento do aço
Modulo de elasticidade do aço
$A_s$ do pilar
Distância entre eixo de estacas
C
Nº de camadas de tirante

**Fonte:** Autor

### 5.1.1.2. Metodologias aplicadas

Visou em utilizar o maior número de metodologias, a fim que o usuário obtivesse um maior respaldo sobre o seu dimensionamento.

Assim como no Capítulo 2, as metodologias utilizadas são mostradas na Tabela B:

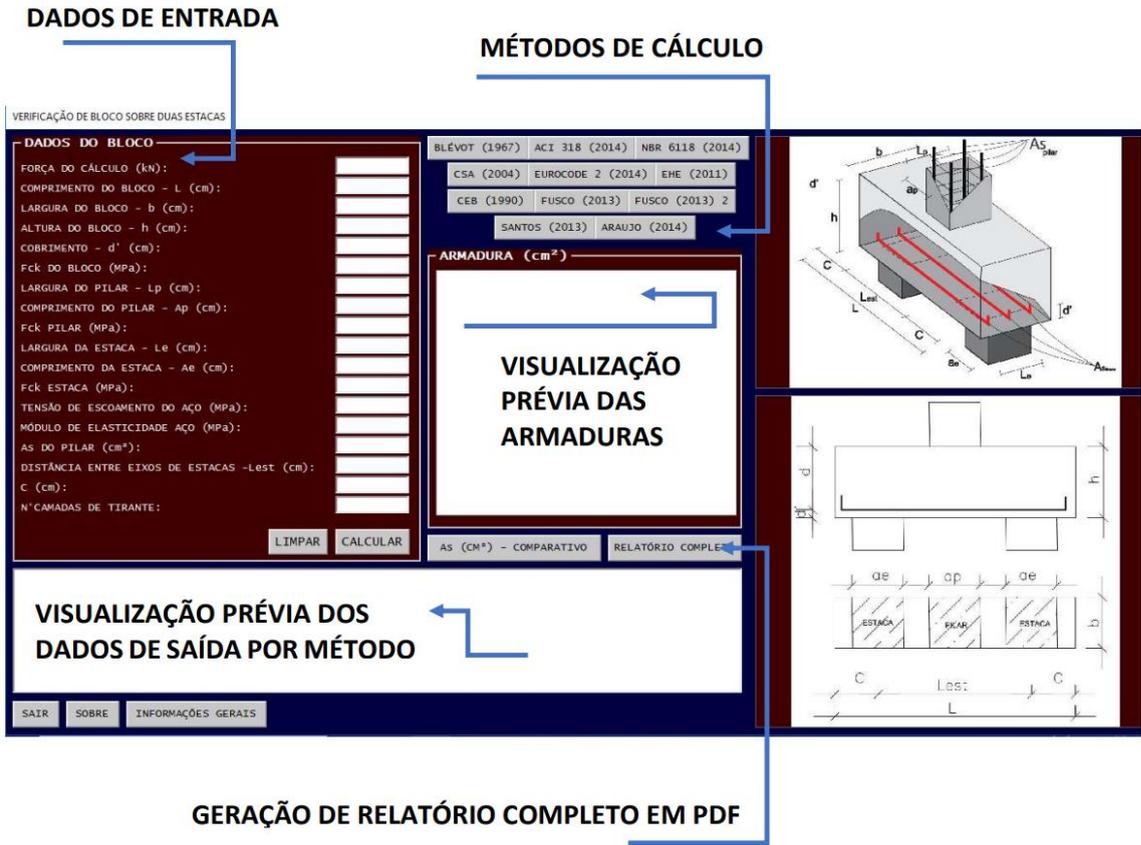
**Tabela 5.2:** Métodos do VBSE<sub>beta1.0</sub>

Métodos
BLÉVOT E FRÉMY (1967)
ACI 318 (2014)
ABNT NBR 6118 (2014)
CSA (2004)
EUROCODE 2 (2004)
EHE (2011)
CEB-FIP (1990)
FUSCO (2013)
FUSCO ALTERNATIVO (2013)
SANTOS (2013)
ARAÚJO (2014)

**Fonte:** Autor

### 5.1.1.3. Interface do programa

Procurou-se trazer com a interface uma simplicidade de aplicação e de entendimento prévio dos resultados, mostrados nas Figuras 5.1 e 5.2.



GERAÇÃO DE RELATÓRIO COMPLETO EM PDF

Figura 5.1: Interface VBSE\_beta1.0

Fonte: Autor

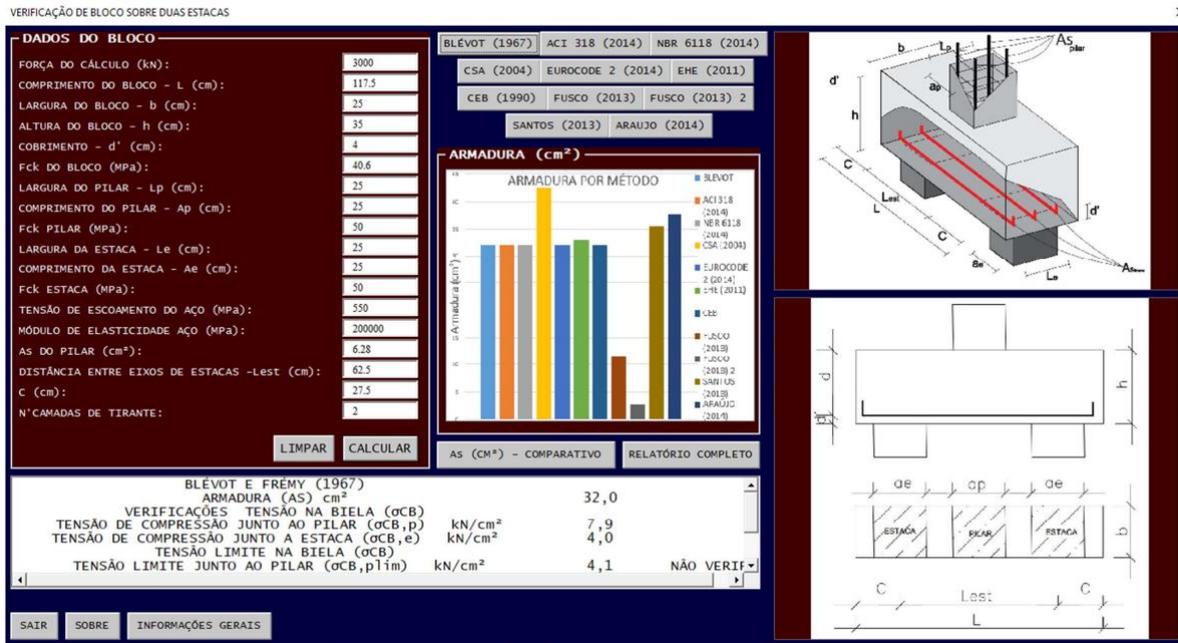


Figura 5.2: Interface após procedimento de cálculo

Fonte: Autor

### 5.1.1.4. Composição do relatório

O relatório gerado pelo programa disponibilizará de forma catalogada, os dados do bloco, figuras representativas para melhor caracterização, resumo dos resultados dos cálculos e representação gráfica das tensões na biela e armadura principal, apresentados exemplos do relatório na Figura 5.3.

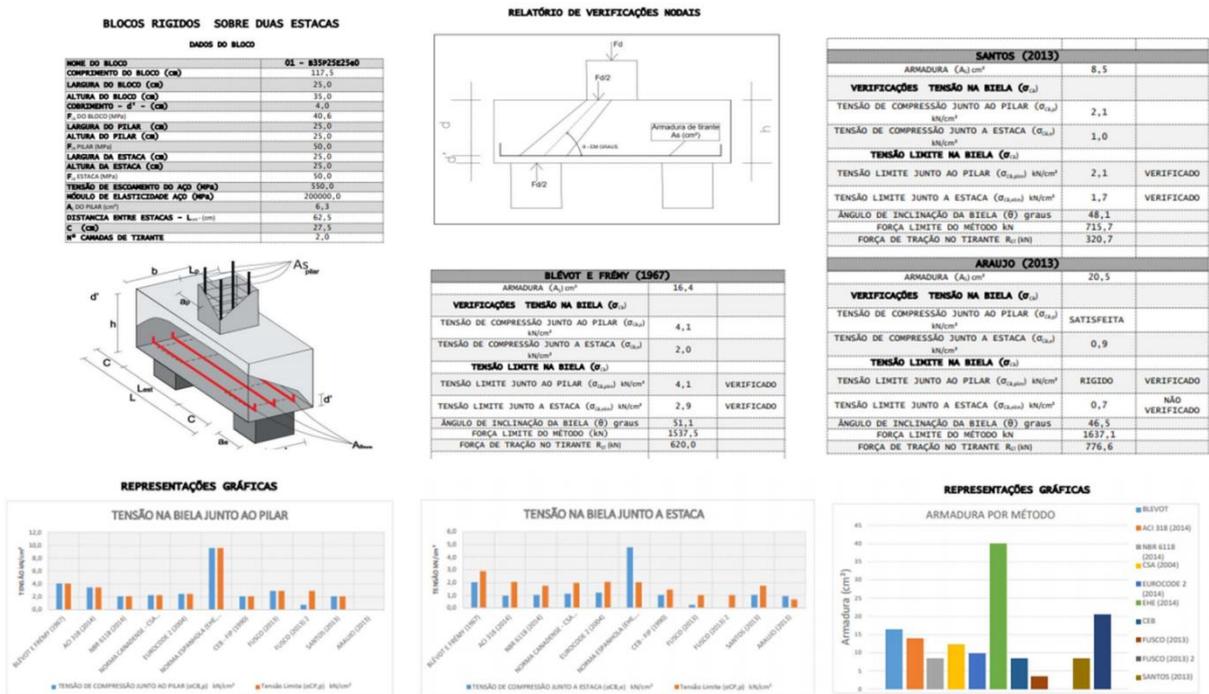


Figura 5.3: Representação do relatório gerado pelo VBSE<sub>beta</sub>1.0

Fonte: Autor

## CAPÍTULO 6

# Resultados

Com base nos processos de cálculo apresentados no capítulo 3 e 4, são extraídos os resultados, com ênfase nas áreas de aço, tensões nas regiões nodais, ângulos teóricos e experimentais provenientes das forças de avaliação de cada método.

É importante frisar que os resultados das Tabelas 3.6 a 3.23 foram análogos para todos os blocos. Já no que se diz a respeito as características do método, se deram bastante heterogêneos no tocante as forças de avaliação. Destacando da maior para menor força de avaliação, temos: EHE (2011), Araujo (2014), Blevot e Frémy (1967) ACI 318 (2014), EUROCODE (2004), Fusco (2013), CSA (2004), CEB (1990), ABNT NBR 6118 (2014) e Santos (2013) respectivamente. Porém, as áreas de aço dimensionadas para o tirante principal são superiores na EHE (2011), Araújo (2014) e Blevot e Frémy (1967) e menores no Fusco (2013), ABNT NBR 6118 (2014), CEB (1990) e Santos (2013) respectivamente, reflexo das magnitudes das forças de avaliação.

### 6.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 6.1.1. Bloco B35P25E25e0

No que se refere aos limites das tensões nas regiões nodais, destaca-se a EHE (2011) e a metodologia de Araújo (2014) que apresentam inconsistências nos limites da região nodal junto as estacas, ultrapassando os valores limites não sendo aptas em seu dimensionamento.

Tomando como base a ABNT NBR 6118 (2014), é possível definir o quanto a mesma é superior ou inferior comparada aos demais métodos quando relacionamos as forças de avaliação e limites das regiões nodais. A Tabela 6.1 apresenta, em percentagem, um comparativo da ABNT NBR 6118 (2014) e os demais métodos e normativos.

**Tabela 6.1:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 781,9kN$

Método	$F_{ava} (kN)$	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	1306,9	40,17	Inferior
CSA	849,5	7,96	Inferior
Eurocode	919,9	15,00	Inferior
EHE	3624,2	78,43	Inferior
CEB	781,9	0,00	Equivalente
Blevót	1537,5	49,14	Inferior
Fusco	870,5	10,17	Inferior
Santos	715,7	9,25	Superior
Araújo	1637,1	52,24	Inferior

**Fonte:** Autor

Dessa forma, tomando como exemplo a comparação entre ACI 318 (2014) e ABNT NBR 6118 (2014) na Tabela 5.1, temos que a força de avaliação obtido pela ABNT NBR 6118 (2014) é 40,17 % menor que a força de avaliação obtido pela ACI 318 (2014).

Com os resultados experimentais e os resultados analíticos disposto na Tabela 4.1, foi possível obter valores referentes aos ângulos teóricos máximos e ângulos experimentais para compara-los aos possíveis ângulos que geometria do bloco permite. Logo, para o referido bloco somente ACI 318 (2014), Blevót e Frémy (1967) e Araújo (2014), o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco. No entanto, para o ângulo experimental apenas os métodos EHE (2011) e Santos (2013) apresentaram valores inconsistentes, pois os valores das forças de avaliação foram superiores a força de ruptura dos blocos analisados. Já relacionado a força de tração no tirante experimental ( $R_{St,exp}$ ), exceto os valores que extrapolaram, os valores de  $R_{St,exp}$  foram inferiores a mais de 20% aos valores de  $R_{St,analitico}$  dos modelos utilizados como mostra a Tabela 6.2.

**Tabela 6.2:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analítico}$ 

Método	$R_{St,exp}$ (kN)	$R_{St,ana}$ (kN)	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	242,78	315,3	29,87	Inferior
ACI 318	428,05	527,0	23,12	Inferior
CSA	277,94	342,5	23,23	Inferior
Eurocode	293,93	370,9	26,19	Inferior
EHE	EXTRAP	1461,4	-	-
CEB	242,78	315,3	29,87	Inferior
Blevót	491,75	620,0	26,08	Inferior
Fusco	-	-	-	-
Santos	EXTRAP	320,7	-	-
Araújo	523,31	776,6	48,40	Inferior

Fonte: Autor

Há indicação que as armaduras complementares, volume, confinamento, resistência e espessura do cobrimento pode-se inferir nas possíveis causas para que a discrepância do  $R_{St,experimental}$  e  $R_{St,analítico}$ .

Para o devido bloco, a ACI 318 (2014) apresenta menor diferença entre os valores de  $R_{St,experimental}$  e  $R_{St,analítico}$ , enquanto Araújo (2014) apresenta a maior discrepância.

### 6.1.2. Bloco B35P25E25e0A<sub>sw,C</sub>

No que se refere aos limites das tensões nas regiões nodais, destaca-se a EHE (2011) e Araújo (2014) que apresentaram valores superiores aos limites da região nodal junto as estacas, não sendo verificadas em seu dimensionamento.

Comparando a ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, é possível definir o quanto a mesma é superior ou inferior ao se tratar das forças de avaliação (Tabela 6.3).

**Tabela 6.3:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 655,2k$

Método	$F_{ava}$ (kN)	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	1055,8	37,94	Inferior
CSA	686,3	4,53	Inferior
Eurocode	770,8	14,99	Inferior
EHE	2927,9	77,62	Inferior
CEB	655,2	0,00	Equivalente
Blevót	1242,2	47,25	Inferior
Fusco	732,1	10,50	Inferior
Santos	599,8	9,24	Superior
Araújo	1371,9	52,24	Inferior

**Fonte:** Autor

Com os resultados experimentais e analíticos, foi possível obter valores referente aos ângulos teóricos máximos e ângulos experimentais confrontados aos ângulos possíveis pela geometria do bloco. Para o bloco B35P25E25e0A<sub>sw,C</sub>, somente em Blevót e Frémy (1967) e Araújo (2014), o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco; Contudo, para o ângulo experimental todos os métodos apresentaram valores inadequados, pois os valores das forças de avaliação foram superiores a força de ruptura dos blocos ensaiados. Já relacionado a força de tração no tirante experimental ( $R_{St,exp}$ ), e  $R_{St,analítico}$  dos modelos utilizados, a Tabela 6.4 apresenta a percentagem dos valores de  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior aos valores de  $R_{St,analítico}$ .

**Tabela 6.4:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analítico}$ 

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	132,46	264,2	99,45	Inferior
ACI 318	289,17	425,7	47,21	Inferior
CSA	136,34	276,7	102,94	Inferior
Eurocode	177,12	310,8	75,47	Inferior
EHE	-	1180,6	-	-
CEB	132,03	264,2	100,10	Inferior
Blevôt	347,79	500,9	44,02	Inferior
Fusco	153,32	-	-	-
Santos	110,80	267,7	141,6	Inferior
Araújo	398,43	650,8	63,34	Inferior

Fonte: Autor

Apesar de todos  $R_{St,experimental}$  serem inferiores aos  $R_{St,analítico}$ , vale ressaltar o grande avanço em termos percentuais, que pode ser explicado pela presença de armaduras transversais, que, apesar de não ser objeto de estudo, foi visível a influência das mesmas para a força de tração no tirante, já que possui as mesmas características de geometria do bloco B35P25E25e0.

### 6.1.3. Bloco B35P25E25e0Asw0

No que se refere aos limites das tensões nas regiões nodais, destaca-se a EHE (2011) e Araújo (2014), que apresentaram inconsistências nos limites da região nodal junto as estacas, ultrapassando o limite proposto pelo método.

Fazendo a comparação da ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, temos na Tabela 6.5 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos em forças de avaliação.

**Tabela 6.5:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 655,2kN$

Método	$F_{ava} (kN)$	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	1055,8	37,94	Inferior
CSA	686,3	4,53	Inferior
Eurocode	770,8	14,99	Inferior
EHE	2927,9	77,62	Inferior
CEB	655,2	0,00	Equivalente
Blevót	1242,2	47,25	Inferior
Fusco	703,3	10,50	Inferior
Santos	599,8	9,23	Superior
Araújo	1371,9	52,24	Inferior

Fonte: Autor

Identificando os ângulos teóricos máximos, ângulos experimentais e os ângulos possíveis pela geometria para o referido bloco, constatou que somente para Blevót e Frémy (1967) e Araújo (2014), o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco, porém para o ângulo experimental, a ACI 318 (2014), Blevót e Frémy (1967) e Araújo (2014) apresentaram valores possíveis. Nos demais as forças de avaliação foram superiores a força de ruptura dos blocos ensaiados.

A Tabela 6.6 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior ao  $R_{St,analítico}$ .

**Tabela 6.6:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analitico}$ 

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	162,81	264,2	62,27	Inferior
ACI 318	329,63	425,7	29,14	Inferior
CSA	171,00	276,7	61,81	Inferior
Eurocode	216,89	310,8	43,29	Inferior
EHE	-	1180,6	-	-
CEB	162,60	264,2	62,27	Inferior
Blevôt	417,56	500,9	19,95	Inferior
Fusco	180,72	-	-	-
Santos	150,47	268,7	78,57	Inferior
Araújo	510,73	650,8	27,42	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analitico}$ , e análogo ao bloco B35P25E25e0A<sub>sw,C</sub>, houve avanço em termos percentuais que está diretamente ligada da contribuição da resistência do concreto à tração, volume, e confinamento, já que não há influência da presença de armaduras complementares.

#### 6.1.4. Bloco B35P25E25e0CG

A EHE (2011) e Araújo (2014) apresentaram inconsistências nos limites da região nodal junto as estacas, ultrapassando o limite proposto pelo método.

Fazendo a comparação da ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, temos na Tabela 6.7 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos nas forças de avaliação.

**Tabela 6.7:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 587,7kN$

Método	$F_{ava} (kN)$	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	930,3	36,82	Inferior
CSA	604,7	2,81	Inferior
Eurocode	691,4	14,99	Inferior
EHE	2579,8	77,21	Inferior
CEB	587,7	0,00	Equivalente
Blevót	1094,5	46,30	Inferior
Fusco	619,6	5,14	Inferior
Santos	537,9	9,25	Superior
Araújo	1230,5	52,23	Inferior

**Fonte:** Autor

Com os ângulos teóricos máximos, ângulos experimentais e os ângulos possíveis pela geometria do bloco. Destacou-se que somente para Blevót e Frémy (1967) e Araújo (2014), é possível dentro da realidade da geometria do bloco para ângulo teórico máximo, no entanto para o ângulo experimental apenas Araújo (2014) apresentou valores possíveis, os demais métodos apresentaram inconsistências, pois os valores das forças de avaliação foram superiores a força de ruptura dos blocos ensaiados.

A Tabela 6.8 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior  $R_{St,analitico}$ .

**Tabela 6.8:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analitico}$ 

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	95,99	237,0	146,90	Inferior
ACI 318	207,03	375,1	81,18	Inferior
CSA	98,82	243,8	146,71	Inferior
Eurocode	114,45	278,8	143,59	Inferior
EHE	-	1040,2	-	-
CEB	95,98	237,0	146,92	Inferior
Blevôt	281,63	441,3	56,69	Inferior
Fusco	123,63	-	-	-
Santos	71,99	241,0	234,76	Inferior
Araújo	377,66	583,7	54,55	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analitico}$ , porém há um aumento considerável em percentuais, está relacionada aos fatores antes comentados como contribuição da resistência à tração do concreto, influência de armaduras complementares. Porém, diferentemente dos demais blocos que apresentaram ancoragem reta, este utiliza ancoragem com ganchos a 180 graus, sendo identificado que o modo de ancoragem tem influência no comportamento bloco e nas diferenças numérica do  $R_{St,experimental}$  e  $R_{St,analitico}$ .

#### 6.1.5. Bloco B45P25E25e0

Em EHE (2011) e Araújo (2014) excedem o limite proposto pelo método na região das estacas.

Fazendo a comparação da ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, temos na Tabela 6.9 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos nas forças de avaliação.

**Tabela 6.9:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 751,2kN$

Método	$F_{ava} (kN)$	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	1200,5	37,42	Inferior
CSA	780,3	3,72	Inferior
Eurocode	883,7	14,99	Inferior
EHE	3329,2	77,43	Inferior
CEB	751,2	0,00	Equivalente
Blevót	1412,4	46,81	Inferior
Fusco	-	-	Inferior
Santos	706,3	6,35	Superior
Araújo	1640,1	54,19	Inferior

**Fonte:** Autor

Com os ângulos teóricos máximos, ângulos experimentais e os ângulos possíveis pela geometria do bloco, temos que somente para EHE (2011) e Araújo (2014), o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco. Todavia, para o ângulo experimental nenhum dos métodos são possíveis dentro da geometria que bloco permite, apresentando forças de avaliação superiores a força de ruptura dos blocos experimentados.

A Tabela 6.10 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior  $R_{St,analitico}$ .

**Tabela 6.10:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analitico}$ 

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	103,13	229,0	122,04	Inferior
ACI 318	197,48	366,0	85,33	Inferior
CSA	106,84	237,9	122,66	Inferior
Eurocode	124,48	269,4	116,42	Inferior
EHE	-	1015,0	-	-
CEB	103,13	229,0	122,04	Inferior
Blevôt	281,63	430,6	52,89	Inferior
Fusco	-	-	-	-
Santos	85,42	239,3	180,14	Inferior
Araújo	305,21	588,3	92,75	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analitico}$ , porém o aumento dos percentuais pode está diretamente ligada a contribuição da resistência do concreto à tração e pela presença de armaduras complementares como nos blocos, porém há de se destacar também a influência das características geométricas do bloco, apresentando um maior volume de concreto.

#### 6.1.6. Bloco B45P25E25e0CG

Destaca-se a EHE (2011) e Araújo (2014), que ultrapassaram o limite proposto pelo método na região das estacas.

Comparando a ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, temos na Tabela 6.11 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos em forças de avaliação.

**Tabela 6.11:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 707kN$

Método	$F_{ava}$ (kN)	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	1119,2	36,82	Inferior
CSA	727,5	2,81	Inferior
Eurocode	831,8	15,00	Inferior
EHE	3103,6	77,22	Inferior
CEB	707,0	0,00	Equivalente
Blevót	1316,7	46,30	Inferior
Fusco	-	-	Inferior
Santos	664,7	6,36	Superior
Araújo	1543,7	54,20	Inferior

**Fonte:** Autor

Com os ângulos teóricos máximos, ângulos experimentais e os ângulos possíveis pela geometria do bloco, temos que o referido bloco somente para Blevót e Frémy (1967) e Araújo (2014), o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco. Mas, para o ângulo experimental nenhum dos métodos são possíveis dentro do que a geometria do bloco permite apresentando forças de avaliação superiores a força de ruptura dos blocos experimentados.

A Tabela 6.12 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior  $R_{St,analítico}$ .

**Tabela 6.12:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analitico}$ 

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	44,52	215,6	384,31	Inferior
ACI 318	102,66	341,2	232,36	Inferior
CSA	48,02	221,8	361,87	Inferior
Eurocode	62,63	253,6	304,89	Inferior
EHE	-	946,2	-	-
CEB	44,52	215,6	384,31	Inferior
Blevót	133,25	401,4	201,23	Inferior
Fusco	-	-	-	-
Santos	37,72	225,2	497,09	Inferior
Araújo	165,75	553,7	234,04	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analitico}$ , porém houve um aumento considerável dos percentuais comparado ao bloco B45P25E25e0, o que pode ser referente a ancoragem com ganchos a 180 graus e como também a contribuição da resistência do concreto à tração e armaduras complementares.

#### 6.1.7. Bloco B45P25E25e0Aswc

A EHE (2011) e Araújo (2014), ultrapassam o limite proposto pelo método na região das estacas.

Comparando a ABNT NBR 6118 (2014), com os demais métodos, temos na Tabela 6.13 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos nas forças de avaliação.

**Tabela 6.13:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 780,1kN$

Método	$F_{ava}$ (kN)	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	1254,7	37,82	Inferior
CSA	815,6	4,35	Inferior
Eurocode	917,7	14,99	Inferior
EHE	3479,5	77,58	Inferior
CEB	780,1	0,00	Equivalente
Blevót	1476,2	47,15	Inferior
Fusco	-	-	Inferior
Santos	733,5	6,35	Superior
Araújo	1703,2	54,19	Inferior

**Fonte:** Autor

Com os ângulos teóricos máximos, ângulos experimentais e os ângulos possíveis pela geometria do bloco, temos que o referido bloco somente para EHE (2011) e Araújo (2014), o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco. No entanto, para o ângulo experimental nenhum dos métodos são possíveis dentro do que a geometria do bloco permite apresentando forças de avaliação superiores a força de ruptura dos blocos experimentados.

A Tabela 6.14 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior  $R_{St,analitico}$ .

**Tabela 6.14:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analitico}$ 

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	82,86	237,8	186,99	Inferior
ACI 318	214,11	382,5	78,64	Inferior
CSA	96,51	248,7	157,69	Inferior
Eurocode	124,96	279,8	123,91	Inferior
EHE	-	1060,8	-	-
CEB	82,86	237,8	186,99	Inferior
Blevôt	267,66	450,0	68,12	Inferior
Fusco	-	-	-	-
Santos	68,93	248,5	260,51	Inferior
Araújo	329,65	610,9	85,31	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analitico}$ , porém houve um aumento em percentuais comparado ao bloco B45P25E25e0, o que pode ser influência das armaduras transversal adicionadas nos blocos. Há uma redução desses percentuais em relação ao bloco B45P25E25e0CG, o que mostra que o modo de ancoragem influi nessa análise.

#### 6.1.8. Bloco B45P25E25e0Asw0

EHE (2011) e Araújo (2014), ultrapassaram o limite proposto pelo método na região das estacas.

Comparando a ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, temos na Tabela 6.15 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos nas forças de avaliação.

**Tabela 6.15:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 780,1kN$

Método	$F_{ava} (kN)$	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	1254,7	37,82	Inferior
CSA	815,6	4,35	Inferior
Eurocode	917,7	14,99	Inferior
EHE	3479,5	77,58	Inferior
CEB	780,1	0,00	Equivalente
Blevót	1476,2	47,15	Inferior
Fusco	-	-	Inferior
Santos	733,5	6,35	Superior
Araújo	1703,2	54,19	Inferior

**Fonte:** Autor

Com os ângulos teóricos máximos, ângulos experimentais e os ângulos possíveis pela geometria do bloco, temos que o referido bloco somente para EHE (2011) e Araújo (2014), o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco. Porém, para o ângulo experimental nenhum dos métodos são possíveis dentro do que a geometria do bloco permite apresentando forças de avaliação superiores a força de ruptura dos blocos experimentados.

A Tabela 6.16 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior  $R_{St,analitico}$ .

**Tabela 6.16:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analitico}$ 

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	59,38	237,8	300,46	Inferior
ACI 318	186,38	382,5	105,22	Inferior
CSA	59,05	248,7	321,12	Inferior
Eurocode	91,19	279,8	206,81	Inferior
EHE	-	1060,8	-	-
CEB	59,38	237,8	300,46	Inferior
Blevôt	258,01	450,0	74,41	Inferior
Fusco	-	-	-	-
Santos	57,92	248,5	329,03	Inferior
Araújo	350,15	610,9	74,46	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analitico}$ , porém houve um aumento em percentuais comparado ao bloco B45P25E25e0 e B45P25E25e0Aswc, o que pode ser influência do confinamento e resistência à tração do concreto, já que não há presença de armaduras complementares neste bloco. Houve ainda uma redução desses percentuais em relação ao bloco B45P25E25e0CG, mostrando a influência do modo de ancoragem nessa análise.

#### 6.1.9. Bloco B35P50E25e0

No que se refere aos limites das tensões nas regiões nodais, na região das estacas, únicos métodos que não ultrapassaram o limite proposto pelo método foi a ACI 318 (2014) e Santos (2013).

Fazendo a comparação da ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, temos na Tabela 6.17 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos nas forças de avaliação.

**Tabela 6.17:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 1410,5kN$

Método	$F_{ava} (kN)$	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	2304,8	38,80	Inferior
CSA	1498,1	5,84	Inferior
Eurocode	1659,5	15,01	Inferior
EHE	6391,4	77,93	Inferior
CEB	1410,5	0,00	Equivalente
Blevót	2711,5	47,98	Inferior
Fusco	-	-	Inferior
Santos	1291,2	9,23	Superior
Araújo	1476,7	4,48	Inferior

Fonte: Autor

Temos para o referido bloco, somente a EHE (2011) e Araújo (2014), o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco. Mas, para o ângulo experimental nenhum dos métodos são possíveis dentro do que a geometria do bloco permite, apresentando forças de avaliação superiores a força de ruptura dos blocos experimentados.

A Tabela 6.18 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior  $R_{St,analítico}$ .

**Tabela 6.18:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analítico}$

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	268,02	568,8	112,22	Inferior
ACI 318	482,22	929,4	92,73	Inferior
CSA	290,11	604,1	108,23	Inferior
Eurocode	326,57	669,1	104,88	Inferior
EHE	-	2577,2	-	-
CEB	268,02	568,8	112,22	Inferior
Blevót	258,00	1093,4	323,79	Inferior
Fusco	-	-	-	-
Santos	233,41	433,9	85,89	Inferior
Araújo	287,51	700,5	143,64	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analitico}$ , e essa diferença pode estar relacionada a contribuição da resistência à tração do concreto, e armaduras complementares.

#### 6.1.10. Bloco B45P50E25e0

No que se refere aos limites das tensões nas regiões nodais, na região das estacas, o único método que não ultrapassa o limite proposto pelo método foi Santos (2013).

Fazendo a comparação da ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, temos na Tabela 6.19 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos nas forças de avaliação.

**Tabela 6.19:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 1697kN$

Método	$F_{ava}$ (kN)	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	2772,8	38,79	Inferior
CSA	1802,3	5,84	Inferior
Eurocode	1996,4	14,99	Inferior
EHE	7689,3	77,93	Inferior
CEB	1697,0	0,00	Equivalente
Blevót	3262,1	47,97	Inferior
Fusco	-	-	Inferior
Santos	1595,5	6,36	Superior
Araújo	1852,6	8,39	Inferior

Fonte: Autor

Para o referido bloco somente para EHE (2011) Blevót e Frémy (1967) e Santos (2013) o ângulo teórico máximo calculado não é possível dentro da realidade da geometria do bloco. Entretanto, para o ângulo experimental nenhum dos métodos são possíveis dentro do que a geometria do bloco permite, apresentando forças de avaliação superiores a força de ruptura dos blocos experimentados.

A Tabela 6.20 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior  $R_{St,analítico}$ .

**Tabela 6.20:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analítico}$

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	209,06	517,4	147,48	Inferior
ACI 318	406,35	845,4	108,04	Inferior
CSA	228,10	549,5	140,90	Inferior
Eurocode	260,12	608,7	134,01	Inferior
EHE	-	2344,3	-	-
CEB	209,06	517,4	147,48	Inferior
Blevôt	258,00	994,6	285,50	Inferior
Fusco	-	-	-	-
Santos	187,13	405,4	116,64	Inferior
Araújo	235,92	664,5	181,66	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analítico}$ , e essa diferença pode estar relacionada a contribuição da resistência à tração do concreto, e armaduras complementares, há ainda um aumento dos percentuais ao comparar com B35P50E25e0, que pode ser conexo ao aumento do volume de concreto.

#### 6.1.11. Blocos B110P125R1, B110P125R25, B110P125R4

No que se refere aos limites das tensões nas regiões nodais, na região das estacas, os únicos métodos que ultrapassam o limite proposto pelo método são EHE (2011) e Araújo (2014).

Fazendo a comparação da ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, temos na Tabela 6.21 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos nas forças de avaliação.

**Tabela 6.21:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 174,7kN$

Método	$F_{ava} (kN)$	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	282,9	38,24	Inferior
CSA	183,9	5,00	Inferior
Eurocode	205,5	14,98	Inferior
EHE	784,5	77,73	Inferior
CEB	174,7	0,00	Equivalente
Blevót	332,8	47,50	Inferior
Fusco <sup>R1</sup>	181,5	3,74	Inferior
Fusco <sup>R25</sup>	187,3	6,72	Inferior
Fusco <sup>R4</sup>	362,8	51,84	Inferior
Santos	160,7	8,71	Superior
Araújo	685,5	74,51	Inferior

**Fonte:** Autor

Somente para EHE (2011) e Santos (2013) o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco. Contudo, para o ângulo experimental somente o Fusco (2013) com taxa de armadura do pilar de 4% e Araújo (2014) são possíveis dentro do que a geometria do bloco permite.

A Tabela 6.22 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior  $R_{St,analitico}$ .

**Tabela 6.22:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analitico}$ 

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	40,63	67,1	65,14	Inferior
ACI 318	86,23	108,6	25,94	Inferior
CSA	46,20	70,6	52,81	Inferior
Eurocode	54,52	78,9	44,71	Inferior
EHE	-	301,2	-	-
CEB	40,63	67,1	65,14	Inferior
Blevôt	104,17	127,8	22,68	Inferior
Fusco <sup>R1</sup>	44,73	-	-	-
Fusco <sup>R25</sup>	43,07	-	-	-
Fusco <sup>R4</sup>	143,65	-	-	-
Santos	32,56	68,6	110,68	Inferior
Araújo	235,92	309,6	31,23	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analitico}$ , e esse aumento dos percentuais, podem ser referentes a contribuição da resistência do concreto à tração, e pela presença de armaduras complementares.

#### 6.1.12. Blocos B115P250R1, B115P250R25, B115P250R4

No que se refere aos limites das tensões nas regiões nodais, na região das estacas, os únicos métodos que não ultrapassam o limite proposto pelo método foram ACI 318(2014) e Santos (2013).

Fazendo a comparação da ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, temos na Tabela 6.23 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos nas forças de avaliação.

**Tabela 6.23:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 325,9kN$

Método	$F_{ava}$ (kN)	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	527,7	38,24	Inferior
CSA	343,0	4,98	Inferior
Eurocode	383,4	14,99	Inferior
EHE	1463,4	77,72	Inferior
CEB	325,9	0,00	Equivalente
Blevót	620,8	47,50	Inferior
Fusco <sup>R1</sup>	257,1	26,76	Superior
Fusco <sup>R25</sup>	-	-	Inferior
Fusco <sup>R4</sup>	-	-	Inferior
Santos	297,1	9,69	Superior
Araújo	630,3	48,29	Superior

**Fonte:** Autor

Para a ACI 318 (2014), Blevót (1967) e Araújo (2013), o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco. No entanto, entanto para o ângulo experimental nenhum método é possível dentro do que a geometria do bloco permite.

A Tabela 6.24 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior  $R_{St,analitico}$ .

**Tabela 6.24:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analitico}$ 

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	96,94	136,8	41,11	Inferior
ACI 318	167,71	221,4	32,01	Inferior
CSA	101,31	143,9	42,03	Inferior
Eurocode	116,03	160,9	38,67	Inferior
EHE	-	614,1	-	-
CEB	96,94	136,8	41,11	Inferior
Blevôt	208,30	260,5	25,06	Inferior
Fusco <sup>R1</sup>	79,17	-	-	-
Fusco <sup>R25</sup>	-	-	-	-
Fusco <sup>R4</sup>	-	-	-	-
Santos	87,08	123,8	42,16	Inferior
Araújo	214,19	311,2	45,29	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analitico}$ , e esse aumento dos percentuais, podem ser referentes a contribuição da resistência do concreto à tração, e pela presença de armaduras complementares.

#### 6.1.13. Blocos B120P375R1, B120P375R25 E B120P375R4

No que se refere aos limites das tensões nas regiões nodais, na região das estacas, os únicos métodos que não ultrapassam o limite proposto pelo método foram ACI 318(2014) e Santos (2013).

Fazendo a comparação da ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, temos na Tabela 6.25 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos nas forças de avaliação.

**Tabela 6.25:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 455,4kN$

Método	$F_{ava}$ (kN)	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	737,5	38,25	Inferior
CSA	479,3	4,98	Inferior
Eurocode	535,8	15,01	Inferior
EHE	2045,1	77,73	Inferior
CEB	455,4	0,00	Equivalente
Blevót	867,6	47,51	Inferior
Fusco <sup>R1</sup>	423,3	7,58	Superior
Fusco <sup>R25</sup>	-	-	Inferior
Fusco <sup>R4</sup>	-	-	Inferior
Santos	411,6	10,64	Superior
Araújo	579,6	21,42	Inferior

**Fonte:** Autor

Para a ACI 318 (2014), Blevót e Frémy (1967), o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco. No entanto, para o ângulo experimental nenhum método é possível dentro do que a geometria do bloco permite.

A Tabela 6.26 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior  $R_{St,analitico}$ .

**Tabela 6.26:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analitico}$ 

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	120,56	207,4	72,03	Inferior
ACI 318	234,90	335,8	42,95	Inferior
CSA	128,20	218,3	70,28	Inferior
Eurocode	150,76	244,0	61,84	Inferior
EHE	-	931,2	-	-
CEB	120,56	207,4	72,03	Inferior
Blevôt	-	395,1	-	-
Fusco <sup>R1</sup>	106,09	-	-	-
Fusco <sup>R25</sup>	-	-	-	-
Fusco <sup>R4</sup>	-	-	-	-
Santos	102,60	167,4	63,15	Inferior
Araújo	166,85	310,5	86,09	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analitico}$ , e esse aumento dos percentuais é referente a contribuição do concreto a tração e pela presença de armaduras complementares, como também o aumento do volume de concreto comparado aos blocos da série B110P125, B115P250.

#### 6.1.14. Blocos B127P500R1, B127P500R25 E B127P500R4

No que se refere aos limites das tensões nas regiões nodais, na região das estacas, somente os métodos ACI 318 (2014) Santos (2013) que não ultrapassam o limite proposto pelo método.

Fazendo a comparação da ABNT NBR 6118 (2014) com os demais métodos, temos na Tabela 6.27 o quanto a norma brasileira é superior ou inferior aos respectivos métodos nas forças de avaliação.

**Tabela 6.27:** Comparação da ABNT NBR 6118 (2014) frente as demais metodologias para  $F_{ava} = 565,4kN$

Método	$F_{ava}$ (kN)	%	ABNT NBR 6118 (2014)
ACI 318	915,6	38,24	Inferior
CSA	595,1	4,99	Inferior
Eurocode	665,2	15,00	Inferior
EHE	2539,1	77,73	Inferior
CEB	565,4	0,00	Equivalente
Blevót	1077,2	47,51	Inferior
Fusco <sup>R1</sup>	453,5	24,67	Superior
Fusco <sup>R25</sup>	-	-	-
Fusco <sup>R4</sup>	-	-	-
Santos	507,0	11,51	Superior
Araújo	533,1	6,05	Superior

**Fonte:** Autor

Somente para Blevót e Frémy (1967), o ângulo teórico máximo calculado é possível dentro da realidade da geometria do bloco. Porém, para o ângulo experimental nenhum método é possível dentro do que a geometria do bloco permite.

A Tabela 6.28 apresenta a percentagem o quanto  $R_{St,experimental}$  é inferior ou superior  $R_{St,analitico}$ .

**Tabela 6.28:**  $R_{St,experimental}$  versus  $R_{St,analitico}$ 

Método	$R_{St,exp}(kN)$	$R_{St,ana}(kN)$	%	$R_{St,experimental}$
ABNT NBR 6118	231,96	277,7	19,71	Inferior
ACI 318	398,63	449,6	12,78	Inferior
CSA	245,36	292,3	19,13	Inferior
Eurocode	277,24	326,7	17,84	Inferior
EHE	-	1246,9	-	-
CEB	231,96	277,7	19,71	Inferior
Blevôt	-	529,0	-	Inferior
Fusco <sup>1</sup>	158,31	-	-	Inferior
Fusco <sup>2</sup>	-	-	-	-
Fusco <sup>3</sup>	-	-	-	-
Santos	205,20	201,2	1,94	Superior
Araújo	217,79	308,0	41,42	Inferior

Fonte: Autor

Todos  $R_{St,experimental}$  foram inferiores aos  $R_{St,analitico}$ , exceto o método de Santos (2013) e não houve um aumento considerável dos percentuais, comparado aos demais blocos.

## CAPÍTULO 7

# Considerações finais

Foi observado que podem haver contestações que apontam a variações nos valores de área de aço e tensões de compressão para os diferentes métodos, apesar de ser necessário estudos, para uma melhor caracterização desses modelos.

Diversos fatores influenciam no comportamento desses elementos estruturais sejam em termos de deformabilidade do solo de apoio, seção transversal e posição do pilar, altura do bloco, resistência do concreto como também a quantidade de estacas que traz consigo um comportamento intrínseco para cada situação.

Ao confrontar os resultados analíticos com os resultados experimentais, observou de uma forma geral que os métodos de cálculo afastam o bloco da sua ruína, por meio de áreas de aço elevadas e de baixos limites de tensão de compressão na biela. Porém, houve exceções, onde a força máxima de tração superior extrapolou a força última experimental em alguns blocos, entre os métodos estão a EHE (2011) que extrapolou em todos os blocos. Santos (2013), por sua vez, extrapolou na verificação do bloco B35P25E25e0. Araújo (2014) extrapolou nos blocos B110P125R1, B110P125R25, B110P125R4. E Blevót e Frémy (1967) extrapolaram nos blocos B120P375R1, B120P375R25, B120P375R4, B127P375R1, B127P375R25 e B127P375R4.

Pelos resultados o método de Fusco (2013) apresentou algumas inconsistências em seu modelo de cálculo, onde a taxa de armadura do pilar ( $\rho$ ) e a geometria do bloco é preponderante para o dimensionamento. Em algumas ocasiões, o valor de  $x/b$  extraído do método, apresentou valores que seriam incongruentes com a geometria dos blocos estudados, havendo, então, nesses casos, valores negativos do braço de alavanca ( $ba$ ), não sendo possível completar o dimensionamento dos blocos B45P25E25e0, B45P25E25e0CG, B45P25E25e0Aswc, B45P25E25e0Asw0, B35P50E25e0, B45P50E25e0, B115P250R25, B115P250R4, B120P375R25, B120P375R4, B127P500R25 e B127P500R4. Dessa forma, o modelo é bastante sensível a taxa de armadura dos pilares e a sua geometria, o que gera uma grande diferença dos demais modelos de cálculo. Além disso, Fusco (2013) apresenta em seu

método outro fator não tão claro para os usuários, referente ao seu próprio modelo de bielas e tirantes, onde em seu modelo de cálculo é utilizado a teoria da flexão para obtenção da área de aço dos tirantes principais, o que gera uma confusa ideia de qual metodologia está sendo utilizada.

Apesar de não ser objeto de estudo, foi identificado que as armaduras secundárias ou complementares, dependendo das suas posições no bloco tem influência significativa na resistência e no comportamento do bloco. Exemplo disso são as forças referentes à primeira fissura visível, que foram inferiores nos blocos com essas armaduras, dando respaldo que estas, embora não seja sinônimo de aumento da capacidade resistente dos blocos, delonga a formação de fissuras visíveis, absorvendo as tensões de tração existentes.

A ABNT NBR 6118 (2014) se mostrou conservadora ao ser comparada com os outros métodos, em exceção a CEB (1990) em que tem tensões limites equivalentes e Santos (2013) que, apesar de usar os limites das regiões nodais da ABNT NBR 6118 (2014), faz se o uso em seu método de uma área ampliada, sendo então mais conservadora que a norma brasileira. Além disso, foi observado que as tensões atuantes nos blocos experimentados foram bem superiores as prescrições do normativo brasileiro.

Um assunto pouco tratado em outros trabalhos, mas que notoriamente é identificado neste, é a influência que o concreto possui nas tensões de tração nesses elementos. Por serem estruturas de volumes, o concreto confinado e o concreto sujeito a baixas tensões, promovem uma restrição interna quando carregada, apesar que essa restrição interna poderá reduzir a capacidade portante com a geração de fissuras. Devido a essa restrição, parte do carregamento que teoricamente iria para a armadura principal, irá ser absorvida pelo concreto, provocando o não escoamento das armaduras. Isso pode ser identificado com uma das deficiências dos modelos de cálculos, mas devidamente justificados pela ausência de estudos mais aprofundados.

A forma que as regiões nodais são consideradas nos métodos analíticos influi na diferença com os modelos ensaiados, onde as configurações das armaduras e os ângulos são exemplos disso. Os métodos utilizam, em sua análise, os chamados nós hidrostáticos, que apesar de não serem os mais realistas, possuem concepção mais simples, o que facilita a definição da geometria dos e conseqüentemente as tensões

nas suas respectivas faces. Alguns métodos, como a ACI 3018 (2014), utilizam o artifício de extensões de regiões nodais, para representar um incremento de área de concreto, provocado pela presença de armaduras e apoio, a fim de representar melhor a realidade dos nós.

Em termos de dimensionamento a armadura principal, os métodos utilizam a mesma metodologia, exceto o Fusco (2013) que utiliza a Teoria da Flexão para o mesmo, como antes esclarecido.

Diante de alguns estudos, foi possível observar que existem muitas lacunas quando se trata desses elementos. Entre elas, estão o aumento da resistência à compressão devido ao confinamento do concreto, aumento da resistência à tração pela contribuição do concreto, formação das bielas de compressão em variados arranjos de armaduras, entre outros.

## 7.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho apresentou uma análise analítica para blocos sobre duas estacas, porém ainda é necessária uma análise mais ampla, que leve em consideração uma maior variedade de blocos, com a possibilidade de atestar os devidos resultados e as lacunas pertinentes.

Dessa forma segue algumas sugestões:

- Análise comparativa dos métodos de dimensionamento, para blocos sobre variados números de estacas;
- Análise numérica e experimental do comportamento de blocos sobre estacas com variados arranjos de armaduras secundarias.
- Análise numérica e experimental de blocos sobre estacas, com o objetivo de estudar a distribuição das tensões ao longo da armadura principal de tração e a influência que a resistência à tração do concreto e o concreto inativo possui nesses elementos.

## Referências Bibliográficas

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-08: Building code requirements for reinforced concrete**. Detroit, 2008.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. 4ª ed. Rio Grande: Dunas, v. 4, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto** - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BARROS, R.; GIONGO, J. S. **Estudo experimental de blocos de fundação com cálice externo, embutido e parcialmente embutido considerando interface lisa-RIEM-IBRACON** -Structures and Materials Journal, 2013.

BARROS, R. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-fundação**. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

BERGMEISTER, K.; BREEN, J. E.; JIRSA, J. O.; KREGER, M. E. **Detailing for Structural Concrete**. Rep. no. 1127-3F. Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, 1993.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. **Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**. Paris, v. 20, n. 230, 1967. pp. 223-295,

CAMPANA, S.; RUIZ, F. M.; MUTTONI A. **Behaviour of nodal regions of reinforced concrete frames subjected to opening moments and proposals for their reinforcement**, Engineering Structures, v. 51, 2013. pp. 200-210.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **A23.3-04: Design of concrete structures**. Ontario: Canadian Portland Cement Association, 2004.

CHANTELOT, G.; MATHERN, A. **Strut-and-tie modelling of reinforced concrete pile caps**. Master of Science Thesis in the Master's Programme Structural Engineering and Building Performance Design. Chalmers University of Technology. Göteborg, Sweden, 2010.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. Ministerio de Fomento. **EHE: INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA DE HORMIGÓN ARMADO (EHE)**, Madrid: Centro de Publicaciones, 2008.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP: Recommandations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondations**. Paris: Bulletin D'Information, n. 73, 1970.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP: Model code for concrete structures.** Paris: Bulletin D'Information, n. 203-205, 1990.

DELALIBERA, R. G. **Análise experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica.** São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

EUROPEAN STANDARD (2004). **Eurocode 2: Design of concrete structures.** European Committee for Standardization, EN 1992-1-1, 2004.

MACGREGOR, J. G.; WIGHT, J. K. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design.** 4th Ed. Upper Saddle River, NJ: Pearson Prentice Hall, 2005

MAREK FILHO, C. A. **Análise do Comportamento de Blocos sobre Quatro Estacas com Cálice Embutido.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

MAUTONI, M. **Blocos sobre dois apoios.** São Paulo, Grêmio Politécnico, 1972.

MEDEIROS, M. V. **Análise comparativa de métodos de dimensionamento para blocos sobre estacas.** Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2016.

MUNHOZ, F. S. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MUNHOZ, F. S. **Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura.** Tese (doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

OLIVEIRA, L. M. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009

OLIVEIRA, D. S. **Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas.** Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

SANTOS, D. M. *et al.* Dimensionamento de blocos de fundações sobre 2 e 4 estacas: Exemplo de aplicação dos conceitos da seção 22. In: BUENO, S.; KIMURA, A. **ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de Aplicação.** São Paulo: Ibracon, 2015.

SCHLAICH, J.; SCHAFER, K. **Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. The Structural Engineer**, Londres, v. 69, n. 6, p.113-125, 1991.

THOMAZ, E. C. S. **Comentários de blocos sobre estaca**. Notas de aula. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia, 2015.

TOMAZ, A. G. S; ALVES, E. C. **Análise comparativa das tensões das estacas e nas bielas segundo as normas ABNT NBR 6118 (2014), EHE (2008), ACI (2011) e EUROCODE (2010)**. Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON, 2017.