

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

MATHEUS CASTRO NICOLAU DA SILVA

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO PARA BLOCOS SOBRE
ESTACAS: DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARE**

**Alegrete
2024**

MATHEUS CASTRO NICOLAU DA SILVA

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO PARA BLOCOS SOBRE
ESTACAS: DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia.

Orientador: Alisson Simonetti Milani

**Alegrete
2024**

Ficha catalográfica elaborada automaticamente com os dados fornecidos
pelo(a) autor(a) através do Módulo de Biblioteca do
Sistema GURI (Gestão Unificada de Recursos Institucionais) .

S586c Silva, Matheus Castro Nicolau da
Comparação entre métodos de cálculo para blocos sobre
estacas: desenvolvimento de software / Matheus Castro Nicolau
da Silva.

85 p.

Dissertação(Mestrado)-- Universidade Federal do Pampa,
MESTRADO EM ENGENHARIA, 2024.

"Orientação: Alisson Simonetti Milani".

1. Bloco de Coroamento. 2. Bielas e Tirantes. 3. Análise.
4. Dimensionamento. 5. Software. I. Título.

MATHEUS CASTRO NICOLAU DA SILVA

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO PARA BLOCOS SOBRE ESTACAS:
DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARE**

Dissertação/Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre/Doutor em Engenharia.

Dissertação defendida e aprovada em: 07/11/2023

Banca examinadora:

Prof. Dr. Alisson Simonetti Milani

Orientador
(UNIPAMPA)

Prof. dr. Almir Barros da Silva Santos Neto

(UFSM)

Prof. Dr. André Lübeck

(UFSM)



Assinado eletronicamente por **ALISSON SIMONETTI MILANI, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 07/11/2023, às 17:15, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **André Lübeck, Usuário Externo**, em 07/11/2023, às 17:24, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **Almir Barros da Silva Santos Neto, Usuário Externo**, em 07/11/2023, às 19:17, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.unipampa.edu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1289609** e o código CRC **626CD898**.

RESUMO

Este trabalho desenvolve uma ferramenta para a análise de blocos de coroamento utilizando o Modelo de Bielas e Tirantes. Investigou-se o breve histórico do modelo, seus conceitos fundamentais — como o teorema do limite inferior da plasticidade —, as regiões estruturais que necessitam do método e as contribuições de ensaios em blocos de coroamento. Além disso, apresentou-se a evolução do modelo e a introdução de novos conceitos, como diferentes tipos de bielas, o espraiamento do campo de tensões junto ao pilar e à estaca e o efeito do confinamento do concreto. Pesquisou-se também os parâmetros geométricos essenciais para a construção do bloco, visando aumentar a eficiência do efeito do grupo de estacas, garantir que o elemento opere como um corpo rígido, obter reações nas estacas de maneira consistente e transmitir a carga do pilar para as estacas de forma eficaz. O estudo ainda abrange os limites normativos brasileiros e diferentes modelos de cálculo praticados no meio técnico. A ferramenta proposta demonstra flexibilidade para testar e comparar diferentes modelos e critérios, cruciais para o enfrentamento de variadas situações de projeto. A validação do software foi realizada por meio da reprodução de exemplos calculados e documentados na literatura técnica. Os resultados mostraram-se consistentes com as referências consultadas e as diferenças encontradas foram discutidas, refletindo as distintas premissas de cada metodologia. Conclui-se que o objetivo principal do estudo foi atingido, fornecendo um instrumento valioso para experimentar e contrastar as diversas aplicações do modelo de bielas e tirantes, ajustável a diferentes critérios técnicos, com potencial para beneficiar o meio educacional.

Palavras-chave: Bloco de Coroamento. Bielas e Tirantes. Análise. Dimensionamento. Software. Modelagem 3D.

ABSTRACT

This work develops a tool for the analysis of pile caps using the Strut-and-Tie Model. It investigated the model's brief history, its fundamental concepts—such as the lower-bound theorem of plasticity—the structural regions that necessitate the method, and the contributions from pile cap tests. Moreover, the evolution of the model and the introduction of new concepts were presented, including various types of struts, the dispersion of the stress field near the pillar and pile, and the effect of concrete confinement. The study also researched the essential geometric parameters for constructing the pile cap, aiming to enhance the efficiency of the pile group effect, ensure the element functions as a rigid body, obtain consistent reactions in the piles, and effectively transmit the load from the pillar to the piles. The research further encompasses the normative limits in Brazil and different calculation models employed in the technical field. The proposed tool demonstrates the flexibility to test and compare various models and criteria, which are vital for addressing diverse design situations. The software validation was conducted through the reproduction of calculated examples documented in the technical literature. The results were consistent with the referenced materials, and the differences observed were discussed, reflecting the distinct premises of each methodology. The study concludes that its primary goal has been achieved, offering a valuable tool to test and compare the different applications of the strut-and-tie model, adaptable to various technical criteria, with the potential to positively impact the educational milieu.

Keywords: Pile Cap, Strut-and-Tie Model, Analysis, Design, Software, 3D Modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Campos de tensões descontínuos (Santos, 2022)	12
Figura 2 Modelo de biela e tirante aplicado a bloco de coroamento	17
Figura 3 Modelo de viga caracterizada por uma treliça	18
Figura 4 Regiões de descontinuidade.....	19
Figura 5 Arranjos de armaduras para blocos sobre três estacas.....	20
Figura 6 Arranjos de armaduras para blocos sobre quatro estacas	20
Figura 7 Ensaios realizados por Blévoet e Frémy	21
Figura 8 Otimização de modelos de bielas e tirantes.....	22
Figura 9 Exemplos de nós analisados nos modelos de biela e tirante.....	23
Figura 10 Ilustração de otimização de modelo conforme Santos (2022).....	24
Figura 11 Modelo de bielas e tirantes para um bloco sobre duas estacas.....	25
Figura 12 Distância da face da estaca até a face do bloco	27
Figura 13 Espriamento das tensões na estaca a partir do fundo do bloco.....	28
Figura 14 Representação do embutimento da estaca no bloco	29
Figura 15 Ângulo de bielas com embutimentos diferentes nas estacas	30
Figura 16 Reações nas estacas	31
Figura 17 Distância da face da estaca até a face do bloco	34
Figura 18 Modelo de biela e tirante proposto por Blévoet e Frémy (1967)	36
Figura 19 Bielas se formando a partir da projeção da quadrícula do pilar na área ampliada.....	38
Figura 20 Bielas se formando a partir da projeção da quadrícula do pilar na área ampliada.....	40
Figura 21 Bielas se formando a partir da altura média delimitada por X	41
Figura 22 Biela se formando a partir a quadrícula da área ampliada, admitida ape- nas para o método B.....	41
Figura 23 Equilíbrio de forças no ponto A	42
Figura 24 Biela se formando a partir a quadrícula da área ampliada, admitida ape- nas para o método B.....	43
Figura 25 Modelo proposto para bloco sobre duas estacas.....	45
Figura 26 Visão geral do software	48
Figura 27 Definição do estaqueamento.....	49
Figura 28 Tipos de blocos analisados no programa e nomenclatura.....	50
Figura 29 Definição da geometria do bloco	51
Figura 30 Definição da geometria do pilar.....	52
Figura 31 Subdivisão da área do pilar em regiões de mesma área.....	54
Figura 32 Definição de combinações	55
Figura 33 Ângulos diretores para um vetor orientado arbitrariamente no espaço	56
Figura 34 Critérios disponíveis	58
Figura 35 Verificação de tensões e área de aço por tirante	62
Figura 36 Desenho esquemático do bloco B1.....	64
Figura 37 Relatório para o bloco B1 utilizando o método de Blévoet e Frémy (1967)....	65
Figura 38 Relatório para o bloco B1 utilizando o método de Fusco (1994).....	65
Figura 39 Visualização do modelo e resultados utilizando o método de Oliveira para o Bloco B1	68
Figura 40 Comparação geral dos valores calculados entre os métodos	69

Figura 41	Desenho esquemático do bloco B2.....	70
Figura 42	Relatório para o bloco B2 utilizando o método de Blévo e Frémy (1967)....	71
Figura 43	Relatório para o bloco B2 utilizando o método de Fusco (1994).....	71
Figura 44	Visualização do modelo e resultados utilizando o método de Oliveira para o Bloco B2	74
Figura 45	Comparação geral dos valores calculados entre os métodos	75
Figura 46	Desenho esquemático do bloco B3.....	76
Figura 47	Visualização do modelo e resultados utilizando o método de Oliveira para o Bloco B2	79
Figura 48	Comparação geral dos valores calculados entre os métodos	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Fatores para cálculo da ancoragem da armadura.....	33
Tabela 2	Majorador da tensão admissível	37
Tabela 3	X/L de acordo com a taxa de armadura do pilar	39
Tabela 4	Características do Bloco B1	66
Tabela 5	Resultados do exemplo 1	67
Tabela 6	Características do Bloco B2	72
Tabela 7	Resultados extraídos do trabalho de referência	73
Tabela 8	Características do Bloco B3	77
Tabela 9	Resultados extraídos do trabalho de referência	78

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 Objetivo Principal	14
1.1.1 Objetivos específicos.....	15
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
2.1 Breve histórico	16
2.2 Teorema do limite inferior da plasticidade	16
2.3 Método das bielas	18
2.4 Contribuições de Blevot e Frémy	20
2.5 Evoluções do Método de Bielas e Tirantes	21
3 PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E DE CÁLCULO	26
3.1 Estaqueamento	26
3.2 Distância da face da estaca à face do bloco	27
3.3 Embutimento da estaca no bloco	28
3.4 Altura do bloco	29
3.5 Reações nas estacas	30
3.6 Ancoragem	32
3.7 Critérios específicos normativos	34
3.8 Modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos de coroamento	35
3.8.1 Método de Blévet e Frémy (1967).....	35
3.8.2 Método de Fusco (1994)	38
3.8.3 Método de Oliveira (2009).....	42
3.8.4 Método de Santos (2013, 2022)	43
4 METODOLOGIA	47
4.1 Entrada de dados para definir o estaqueamento	48
4.2 Entrada de dados para a geometria do bloco	50
4.3 Entrada de dados para o pilar	51
4.4 Entrada de dados das combinações	53
4.4.1 Montagem do modelo	53
4.4.2 Definição das forças nas barras no sistema global e local	55
4.5 Critérios	58
4.5.1 Materiais e coeficientes ponderadores	59
4.5.2 Critérios gerais	59
4.5.3 Critérios para o método de Blévet e Frémy (1967)	59
4.5.4 Critérios para o método de Fusco (1994).....	59
4.5.5 Critérios para o método de Santos (2013).....	60
4.5.6 Verificação da ligação biela-estaca	60
4.5.7 Área de aço para os tirantes	60
4.5.8 Ancoragem dos tirantes.....	61
4.6 Verificação das tensões nos nós e cálculo da área de aço	61
5 RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO PROGRAMA	63
5.1 Resolução de exemplos publicados	63
5.1.1 Exemplo 1	63
5.1.2 Exemplo 2	70
5.1.3 Exemplo 3	75
6 CONCLUSÕES	81
6.1 Recomendações para trabalhos futuros	81
REFERÊNCIAS	83

1 INTRODUÇÃO

Os blocos de coroamento são elementos de transição, responsáveis por transferir a carga da supraestrutura para as estacas, elementos de fundação. Sua geometria tridimensional, devido às três dimensões possuírem a mesma ordem de grandeza, alinhado com a baixa taxa de armadura e a ausência de armadura de cisalhamento e armaduras no interior do bloco, com a conseqüente dependência do confinamento do volume do bloco e resistência à tração do concreto tornam o funcionamento do bloco de coroamento complexo (Munhoz, 2004); (Santos, 2022). Além disso, as dimensões dos blocos não são longas o suficiente para que as perturbações localizadas introduzidas neste elemento sejam dissipadas (Delalibera, 2006).

Os blocos de coroamento são categorizados em um grupo de elementos estruturais pertencentes a uma região de descontinuidade, onde a hipótese de Bernoulli, a qual postula que as seções permanecem planas após a deformação, é considerada inadequada. Schlaich *et al.*, (1987) classificaram estas regiões como "regiões D", as quais são classificadas pela norma NBR 6118 (2023) como regiões de distribuição de deformações não-lineares devido à descontinuidade geométrica (causada por mudanças bruscas na geometria), descontinuidade estática (causada pela presença de carregamentos pontuais elevados) e descontinuidade geométrica e estática, sendo que o comprimento dessas regiões pode ser definido de maneira aproximada utilizando o Princípio de Saint Venant. A NBR 6118 (2023) ainda cita que é permitida a análise de regiões D através de uma treliça idealizada, formada por bielas, tirantes e nós para a análise em estado limite último. Nestas regiões, quando submetidas a alguma perturbação induzida por alguma força, as deformações provocadas pela força cortante apresentam valores significativos, o que obriga a sua consideração no dimensionamento do elemento estrutural. A aplicação dos métodos convencionais de análise e dimensionamento por flexão pode conduzir a soluções contra a segurança. Como exemplos de elementos estruturais onde este funcionamento ocorre, podem ser citados: dentes gerber, vigas-parede, furos em vigas, forças localizadas elevadas, consolos, sapatas e blocos de coroamento. Na Figura 1 é apresentado um exemplo de descontinuidade de campos de tensões e um modelo de treliça equivalente para uma viga-parede.

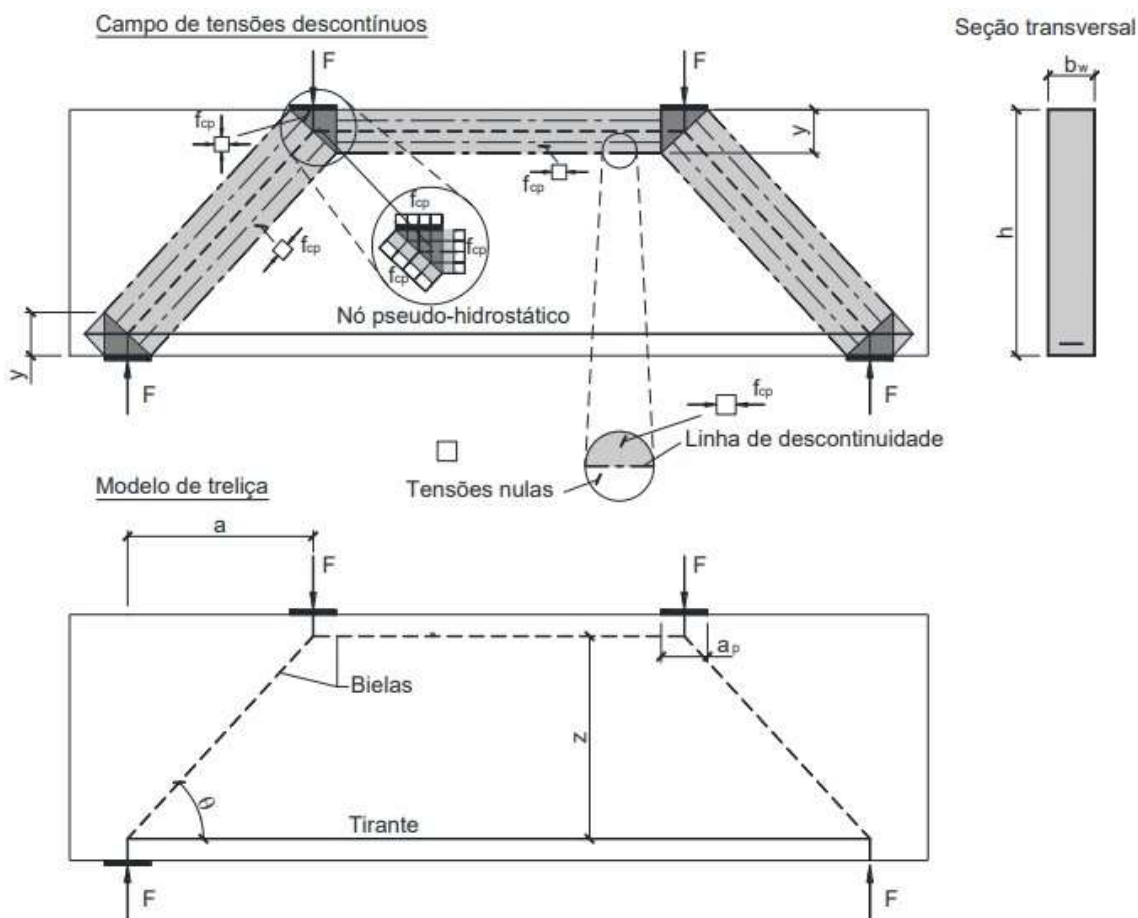


Figura 1 – Campos de tensões descontínuos (Santos, 2022)

De acordo com Campos (2022), os modelos de análise através da aplicação do teorema do limite inferior da teoria da plasticidade, através da analogia das bielas e tirantes, se mostraram consistentes com resultados obtidos através de ensaios experimentais.

Bavaresco (2016) estudou casos de pilares com geometrias complexas, sugerindo que pilares em formas como "T", "L" e "U" podem ser tratados com seções retangulares equivalentes, concluindo que as simplificações conduzem a dimensionamentos à favor da segurança. Entretanto, a presença de múltiplos pilares sobre o mesmo bloco de coroamento pode apresentar trações na porção superior do bloco, o que invalidaria a solução com pilares equivalentes retangulares, onde o dimensionamento é feito na porção inferior do bloco, junto às estacas.

Vários autores e normas técnicas, incluindo Rocha (1974), defendem a adoção da Teoria da Flexão para projetar blocos de coroamento. Esta teoria, que trata o bloco atuando como viga ou placa sobre as estacas, é especialmente aplicável a blocos flexíveis e semiflexíveis. Por outro lado, Fusco (1994) aponta que os blocos rígidos devem ser dimensionados pelo Método das Bielas e Tirantes tornando este enfoque fundamental para

as regiões "D".

Miguel (1999) conduziram pesquisas numéricas e experimentais em blocos rígidos sobre três estacas, concluindo que o Método das Bielas e Tirantes é conservador, já que em seus experimentos, a ruptura ocorreu com uma força maior do que as previsões teóricas indicavam. Já Souza (2004, 2007) analisou diversos métodos aplicados a vigas paredes e blocos. Através de simulações numéricas, concluiu que combinar o Método dos Elementos Finitos (MEF) com o modelo de bielas e tirantes resulta em dimensionamentos seguros.

Delalibera (2006) propôs refinamentos em modelos de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas, considerando a tração transversal própria da natureza do tipo da biela formada neste elemento, corroborado com simulações numéricas. (Nori e Tharval (2007) trabalharam em blocos sobre duas estacas e a blocos sobre quatro estacas, observando o modelo de Bielas e Tirantes conduzem a uma armadura maior em comparação com a teoria da flexão.

Santos (2022) realizou ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas e aprimorou o Modelo de Bielas e Tirantes para esta tipologia de blocos, estendendo para blocos sobre mais de quatro estacas, estudando o efeito favorável do confinamento, propondo de forma mais refinada o espraçamento das tensões na ligação biela-estaca e biela-pilar, além de propor equações para as armaduras secundárias para blocos sobre 2 estacas, através do estudo da tração transversal que ocorre nas bielas do tipo garrafa em blocos sobre duas estacas, onde não há um estado triaxial de tensões completo. A tração transversal em blocos sobre duas estacas que também foi objeto de estudo nos ensaios realizados por Delalibera e Giongo (2008). Seus resultados resultados confrontados com o dimensionamento proposto pela CEB (1970).

Na literatura, existem diversas normas que tratam do assunto de blocos de coramento sobre estacas, dentre elas pode-se destacar a americana ACI-318 (2019), a canadense CSA A23.3-94 (1994), a espanhola EHE (2002), o código europeu Eurocode 2 (2004) e a norma brasileira NBR 6118 (2023). No Boletim Técnico do CEB nº 78, a verificação é calculada de forma indireta pelo esforço cortante em uma seção determinada e as armaduras são calculadas pelo equilíbrio interno em uma seção específica, ou seja, por métodos seccionais e muito diferentes da abordagem feita pelo método de bielas e tirantes (Delalibera; Giongo, 2008). O código ACI-318 (2019) oferece diretrizes simplificadas para o dimensionamento de blocos sobre estacas, tratando-os como vigas sobre estacas. O dimensionamento envolve verificações de momento fletor e força cortante em

seções críticas. O momento fletor máximo ocorre perpendicular ao bloco, na face do pilar, e a armadura longitudinal é determinada seguindo métodos convencionais para vigas de concreto armado, com especificações sobre sua distribuição.

A norma brasileira, em sua abordagem sobre blocos de coroamento, é menos prescritiva quanto a modelos de cálculo específicos. É admitido que possam ser utilizados modelos de bielas e tirantes para tratar elementos especiais, definidos nas regiões "D", definindo tensões limites para a verificação dos nós do modelo, mas não especifica qual modelo utilizar. Isto abre lacunas para uma ampla gama de interpretações e, consequentemente, a adoção de diferentes metodologias no país, que por sua vez podem resultar em diferenças significativas nos resultados. Entre essas metodologias comumente utilizadas, podemos citar o método proposto por Blévoit e Frémy (1967), Fusco (1994), Oliveira (2009), IBRACON (2015), Santos (2022) e CEB (1970), por exemplo.

Apesar de haver uma ampla gama de metodologias, uma das principais dificuldades enfrentadas pelos profissionais é a compreensão aprofundada desses modelos, muitas vezes sendo não intuitivos. Nem sempre as ferramentas disponíveis no mercado oferecem uma representação visual clara de seu funcionamento, o que poderia simplificar sua compreensão.

Por fim, tendo em vista as dificuldades mencionadas anteriormente, este trabalho propõe implementar diferentes metodologias de bielas e tirantes aplicadas em blocos de coroamento utilizadas no Brasil, oferecendo a possibilidade de visualizar o modelo de forma tridimensional, verificar as tensões nodais, calcular a área de aço necessária, ancoragem e confrontar os resultados dos diferentes métodos, como uma ferramenta útil no meio profissional e educacional.

1.1 Objetivo Principal

Desenvolver um software capaz de aplicar as diversas técnicas de biela e tirante para análise e dimensionamento de blocos de coroamento, avaliando diversas abordagens adotadas por autores do meio técnico e comparando seus resultados diante dos limites impostos pela norma técnica brasileira NBR 6118 (2023).

1.1.1 Objetivos específicos

1. Desenvolver um software intuitivo para dimensionamento de blocos de fundação, que facilite a compreensão e visualização de modelos de cálculo;
2. Utilizar o software para resolução de exemplos apresentados em referências bibliográfica de forma a apresentar sua utilização, bem como, validar seus resultados;
3. Apresentar comparações entre os modelos de cálculo adotados no software.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo é apresentado o contexto científico do tema deste trabalho. São abordados o Método das Bielas e Tirantes com sua conceituação, as contribuições de Blévoit e Frémy (1967) e o estado da arte do dimensionamento de blocos de coroamento.

2.1 Breve histórico

No início do século XX, com os trabalhos de Ritter (1899) e Mörsch (1909), deu-se origem ao método baseado na analogia da treliça para o projeto de vigas de concreto armado submetidas à flexão simples. Esta analogia, embora tenha sido refinada ao longo de mais de um século, permanece fundamental para o entendimento e dimensionamento deste elemento estrutural.

No entanto, a analogia da treliça clássica possui limitações. Ela só pode representar as regiões de regularidade estrutural, e não se aplica de forma eficaz em regiões com descontinuidades geométricas ou estáticas, como em casos de forças pontuais, variações abruptas de seção, aberturas e elementos tridimensionais, como os blocos de coroamento, onde não há uma dimensão preponderantemente maior que as demais.

As abordagens empíricas em regiões de descontinuidade passaram a ser abordadas de uma forma mais universal e consistente, através do trabalho de Schlaich *et al.*, (1987), ao expandirem a analogia da treliça, introduzindo o modelo de bielas (compressão) e tirantes (tração) generalizado para todas as partes de uma estrutura, oferecendo uma visão mais direta e clara do comportamento das estruturas de concreto armado.

2.2 Teorema do limite inferior da plasticidade

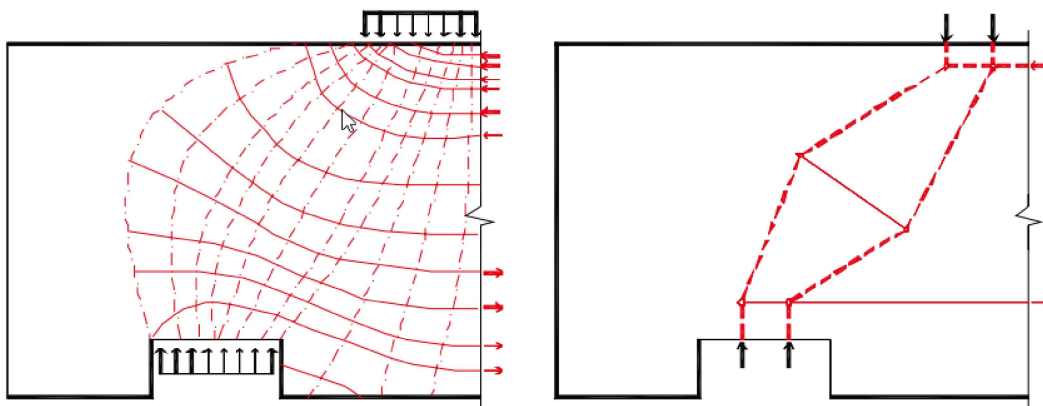
O Teorema do Limite Inferior da Plasticidade afirma que qualquer campo de tensões estaticamente admissível fornece uma estimativa do limite inferior da capacidade de colapso da estrutura. Para ser considerado estaticamente admissível, o campo de tensões deve atender às condições de equilíbrio, às condições de contorno em tensões e ao critério de escoamento.

Santos (2022) lista teoremas de análise-limite cinemático, onde há um equilíbrio com um campo de deslocamentos cinematicamente admissíveis, o teorema estático, onde

o equilíbrio para um carregamento produz campos de tensões estaticamente e plasticamente admissíveis e uma solução completa, denominado Teoria da Unicidade, onde um carregamento é equilibrado gerando campos de tensão plasticamente, estaticamente e cinematicamente admissíveis. Devido à complexidade de se trabalhar com um sistema completo, modelos como de bielas e tirantes baseiam-se no teorema estático. As contribuições de Nielsen e Hoang (2011), Marti (2013) e Santos (2022) podem ser consultadas para este contexto.

É fundamental que as estruturas de concreto tenham ductilidade adequada para evitar rupturas frágeis. Para mitigar tais riscos, busca-se aplicar o teorema de uma forma realista no elemento de concreto, por meio de modelos de bielas e tirantes, levando em consideração a trajetória dos campos de tensões internas resultantes do equilíbrio entre as forças externas e as reações de apoio. As bielas, representadas pelo concreto, são orientadas na direção das tensões de compressão e os tirantes, representados pelas armaduras, na direção das tensões principais de tração. Ambos sujeitos apenas a esforços normais. (Aguiar, 2018). Esta abordagem é ilustrada na Figura 2

Figura 2 – Modelo de biela e tirante aplicado a bloco de coroamento



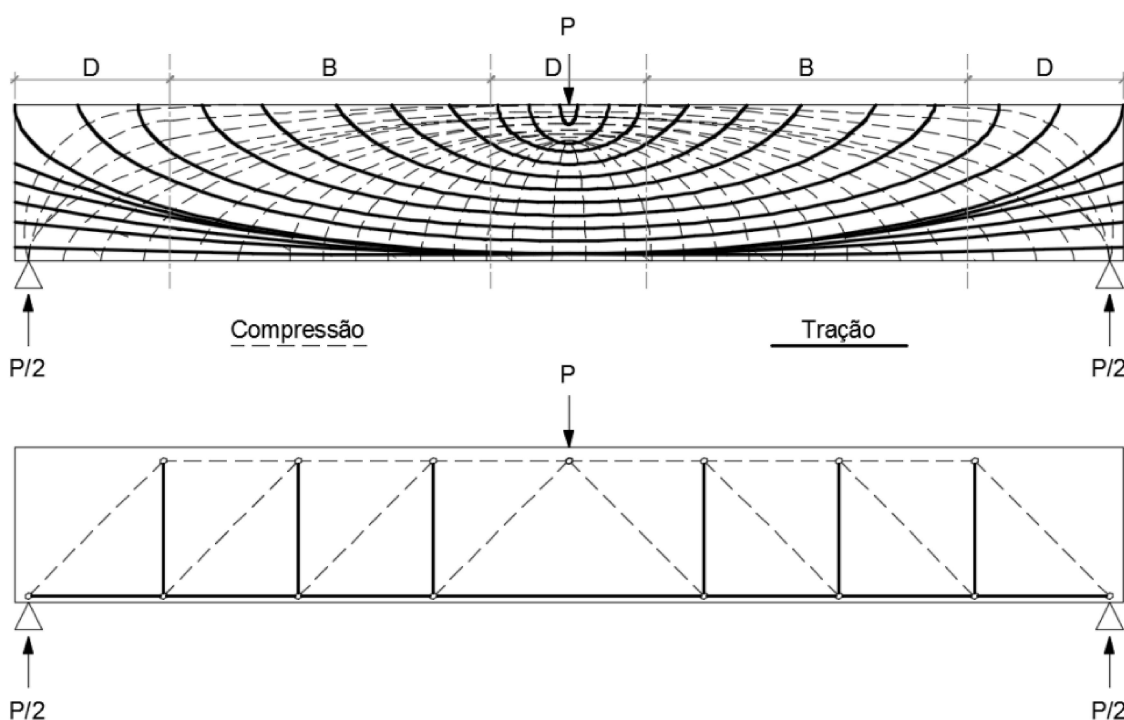
Fonte: Adebar *et al.* (1990),

Embora os tirantes também apresentem tensões de cisalhamento nas armaduras e tensões de tração entre as fissuras do concreto, na maioria das vezes, essas particularidades não afetam a capacidade resistente do elemento, e opta-se por fazer esta simplificação (Santos, 2022).

2.3 Método das bielas

O princípio do método data do início do século XX onde os pesquisadores Ritter (1899) e Morsch (1909) definiram a analogia da treliça para o dimensionamento de vigas de concreto armado, conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3 – Modelo de viga caracterizada por uma treliça



Fonte: Aguiar (2018)

Schlaich *et al.*, (1987) propuseram uma abordagem na qual a estrutura é categorizada em duas zonas distintas: regiões de continuidade (regiões B) e regiões de descontinuidade (regiões D).

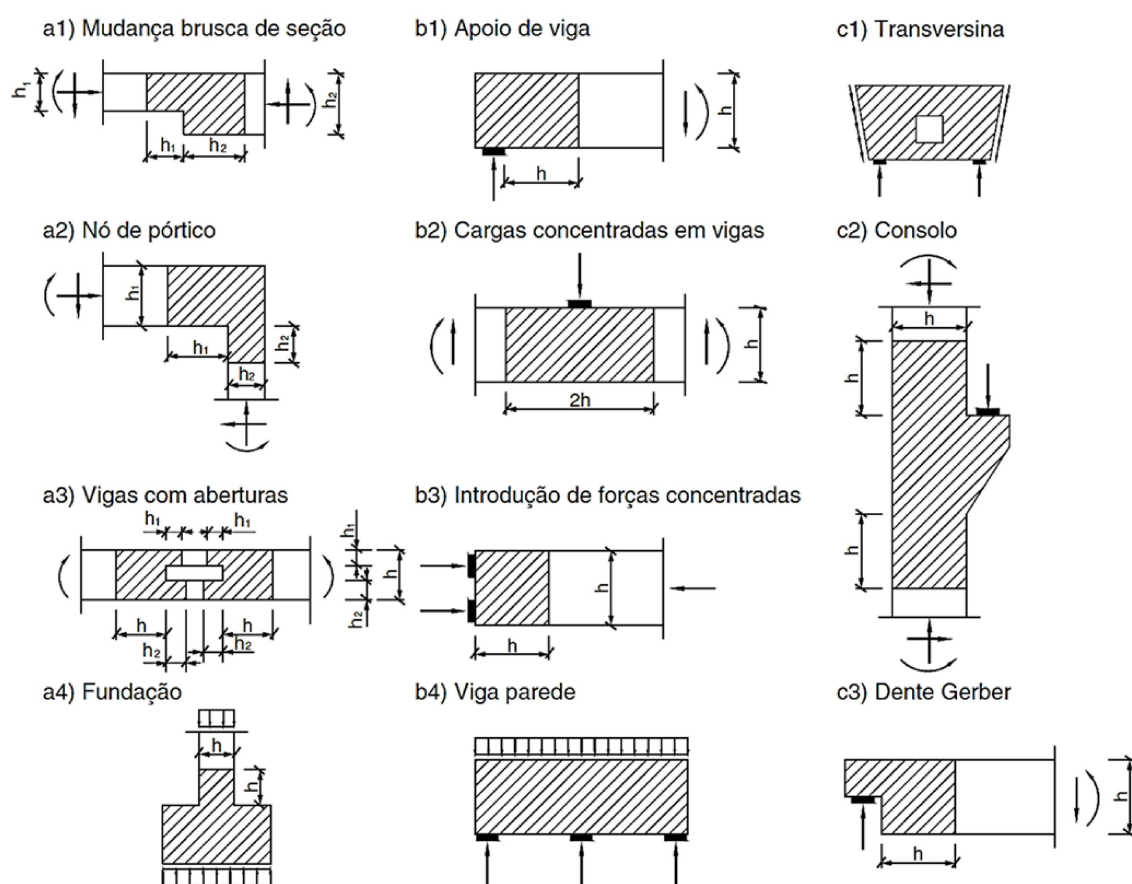
As regiões B caracterizam-se por se adequarem à hipótese de Euler-Bernoulli, onde a hipótese das seções planas permanecerem planas são atendidas. Nesse contexto, o dimensionamento ou a verificação dessas áreas é baseado no equilíbrio da seção transversal.

As regiões "D", ou regiões de descontinuidade, são aquelas nas quais a hipótese de manutenção da seção plana não se verificam. Algumas situações típicas destas regiões podem ser visualizadas na Figura 4.

A norma NBR 6118 (2023) permite a análise em estado limite último de um ele-

mento estrutural, ou de uma região “D” contida neste elemento, por meio de um modelo de bielas e tirantes compondo uma treliça idealizada formada por elementos de compressão (bielas), elementos de tração (tirantes) e elementos de transmissão das forças (nós).

Figura 4 – Regiões de descontinuidade



Fonte: ABNT (2023)

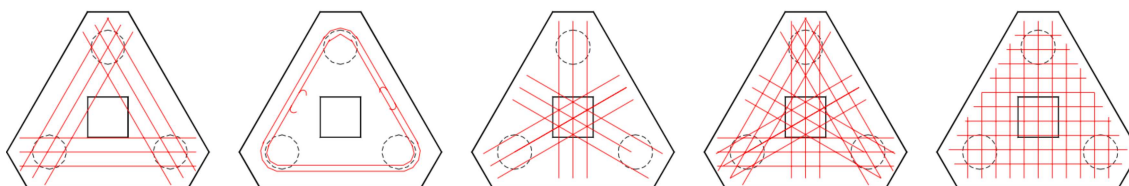
Neste método, a treliça idealizada pode ser isostática ou hiperestática e nos nós são concentradas todas as forças externas aplicadas ao elemento estrutural, além das reações de apoio. O sistema idealizado pode ser bidimensional ou tridimensional, e as regiões nodais da estrutura podem ter até três esforços combinados de tração ou compressão.

2.4 Contribuições de Blévet e Frémy

Blévet e Frémy (1967) realizaram ensaios utilizando 116 blocos, sendo 59 sobre 4 estacas, 45 blocos sobre três estacas e 12 blocos sobre duas estacas, em escala reduzida (94) e em tamanho real (22). Estes blocos foram modelados com diferentes geometrias e armaduras, utilizando-se barras lisas, com presença de gancho e barras com saliência sem gancho. Também variaram a disposição das armaduras, usando armação perimetral, armação sobre a linha de tirantes e armação em malha.

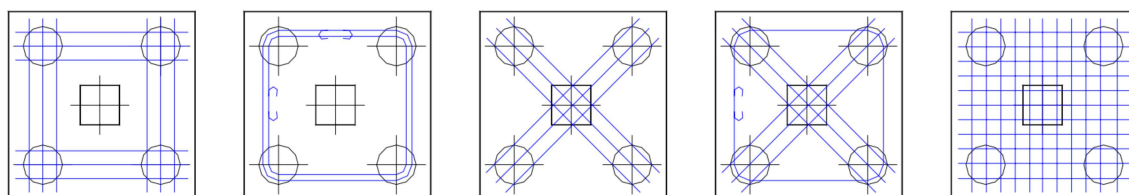
As Figura 5 e 6 ilustram as distribuições de armaduras para blocos sobre três e quatro estacas, respectivamente, utilizados no trabalho de Blévet e Frémy (1967). A Figura 7 ilustra exemplos dos blocos ensaiados.

Figura 5 – Arranjos de armaduras para blocos sobre três estacas



Fonte: Adaptado de Munhoz (2004)

Figura 6 – Arranjos de armaduras para blocos sobre quatro estacas



Fonte: Adaptado de Munhoz (2004)

Para os modelos de blocos sobre três estacas, os diferentes tipos de armação mostraram boa eficiência, com exceção da configuração de armadura em malha, onde o desempenho foi 50% menor do que o esperado. Notou-se que a ruína frequentemente ocorreu devido à tração do concreto iniciada por fissuras originadas das estacas.

Figura 7 – Ensaio realizado por Blévo e Frémy



Fonte: Blévo e Frémy (1967)

Para modelos de blocos sobre quatro estacas, Blévo e Frémy (1967) também testaram cinco arranjos de armadura. As disposições de armadura com barras nos tirantes mostraram-se eficientes, enquanto a armadura em malha teve eficiência de 80% menor do que o esperado. Novamente, a ruína foi predominantemente causada por fissuras originadas das estacas.

Em relação à inclinação das bielas, intervalos entre 40° e 55° não apresentaram punção, além da força de projeto utilizando o Método das Bielas e Tirantes ser menor do que o observado experimentalmente. Todos os modos de ruína ocorreram após o escoamento da armadura principal, sem ruína por punção. A partir destes ensaios foram delimitados limites para a compressão máxima na direção das cargas até as estacas (bielas) além de propor formulações para o dimensionamento da armadura de tração (tirante).

Outros ensaios foram realizados nas últimas décadas por Mautoni (1972), Clarke (1973), Taylor e Clarke (1976), Sabnis e Gogate (1984), Adebar *et al.* (1990), Suzuki *et al.* (1998), Suzuki *et al.* (2000), Suzuki *et al.* (2002), Cao (2009) e Santos (2022).

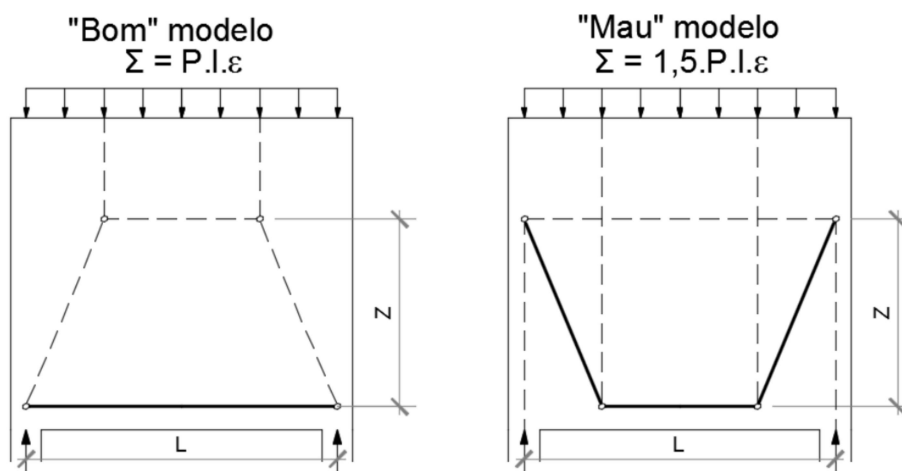
Através das publicações disponíveis na literatura, os ensaios mostraram que a resistência última foi variou de acordo com o arranjo escolhido para as armaduras. Concentrando a mesma quantidade de armadura sobre as estacas, obteve-se um desempenho melhor, o que é consistente com a metodologia proposta pelo Método de Bielas e Tirantes.

2.5 Evoluções do Método de Bielas e Tirantes

Os blocos de coroamento, devido à sua geometria, onde todas as dimensões tem a mesma ordem de grandeza, são classificados na região “D”, sendo permitido pela norma brasileira, NBR 6118 (2023), a utilização dos modelos de bielas e tirantes.

Munhoz (2004) destaca algumas complexidades associadas à implementação do método de bielas e tirantes, como a escolha do modelo adequado, orientado pelo caminho das mínimas forças e deformações, conforme proposto por Schlaich *et al.*, (1987). Mesmo após a definição deste modelo, frequentemente são necessárias modificações para assegurar a aderência aos critérios de cálculo estabelecidos. Adicionalmente, o modelo apresenta ambiguidades relacionadas à geometria e dimensionamento dos tirantes e nós, lacunas estas comumente preenchidas mediante diretrizes normativas. Vale ressaltar que os modelos resultantes, sob a perspectiva de bielas e tirantes, podem manifestar-se como estaticamente indeterminados, exigindo que a treliça indeterminada seja subdividida em treliças estaticamente determinadas para viabilizar sua resolução. Aguiar (2018) fornece uma representação elucidativa de como um modelo, passível de diversas representações, pode ser otimizado através do Princípio da Energia Potencial Mínima. Neste contexto, o modelo ideal seria aquele cuja somatória da energia potencial se mostra mínima, conforme ilustrado na Figura 8.

Figura 8 – Otimização de modelos de bielas e tirantes



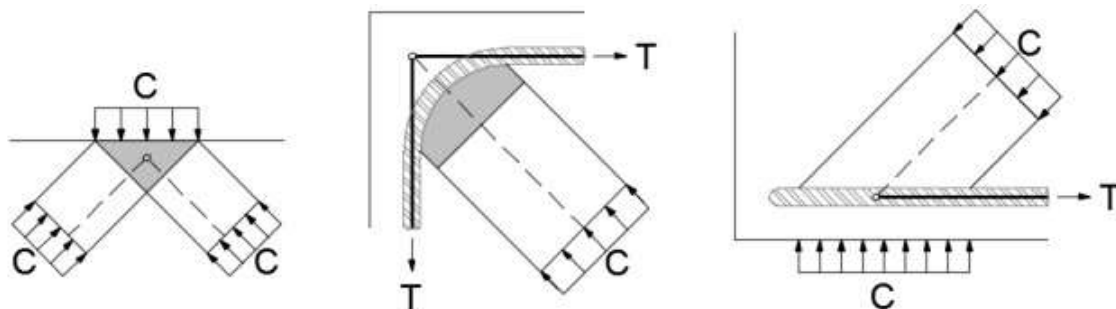
Fonte: Aguiar (2018)

Ao abordar a análise elástica, é importante considerar a necessidade de construir múltiplas combinações de ações, elaborando modelos adaptados a cada combinação específica. Existem ainda outros pontos de atenção, como a eficácia do confinamento do concreto (Munhoz, 2004).

Os nós de um modelo de bielas e tirantes são locais importantes para verificar tensões resistentes. Atualmente a norma brasileira NBR 6118 (2023) fornece equações para verificar tensões resistentes no estado plano, que geralmente são combinadas para casos tridimensionais (Santos, 2022). No estado plano, podem ser definidos em quatro catego-

rias, possuindo esforços de compressão (C) ou de tração (T) e resultando nas classificações representadas na Figura 9 como sendo CCC, CTT, CCT ou TTT.

Figura 9 – Exemplos de nós analisados nos modelos de biela e tirante



Fonte: Aguiar (2018)

Nos nós CCC, o equilíbrio se dá apenas por forças de compressão. Nos nós CCT ancoram tirantes em apenas uma direção. Nos nós CTT, tirantes são ancorados em mais de uma direção. Finalmente, nos nós TTT, o equilíbrio acontece somente por forças de tração, o que deve ser evitado.

A NBR 6118 (2023) define critérios para verificação de elementos por meio do método de bielas e tirantes. As tensões resistentes no concreto são calculadas de acordo as forças nas quais o nó está submetido, sendo que para nós totalmente comprimidos (CCC), a tensão limite é definida pela eq. (1).

$$f_{cd1} = 0,85\alpha_v f_{cd} \quad (1)$$

Já para nós onde confluem 2 ou mais tirantes (Nó CTT), a tensão limite é definida pela eq. (2).

$$f_{cd2} = 0,60\alpha_v f_{cd} \quad (2)$$

Por fim, para nós onde conflui somente um tirante (Nó CCT), esse limite é dado pela eq. (3).

$$f_{cd3} = 0,72\alpha_v f_{cd} \quad (3)$$

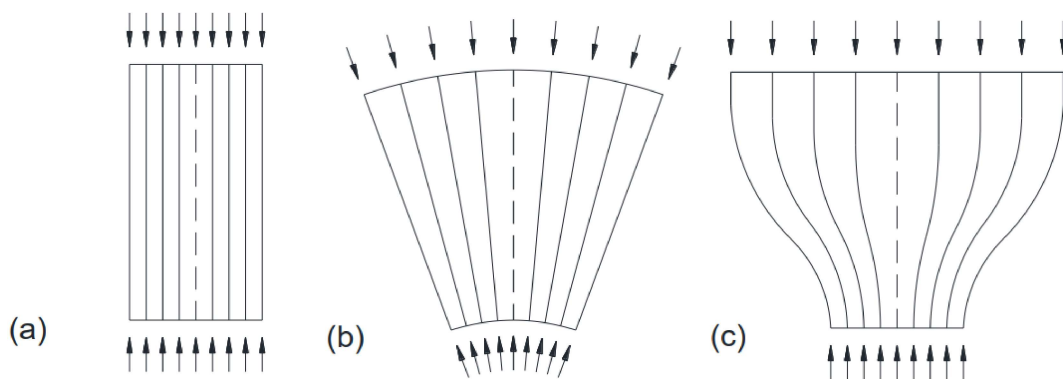
Nas equações anteriores, o fator de efetividade no concreto é definido pela eq. (4)

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (4)$$

O fator de efetividade leva em conta a fragilidade do concreto, a deformação transversal ao campo de tensões, endurecimento progressivo do concreto, o dano provocado por cargas por grandes períodos de tempo, incertezas inerentes à diferença entre a resistência de um corpo de prova e o concreto que está de fato na estrutura, temperatura, fadiga entre outros efeitos.

As bielas desempenham a função de resistir às forças de compressão e podem manifestar-se em três configurações geométricas distintas: de forma prismática, em leque e do tipo garrafa. As bielas de formato prismático e em leque distinguem-se por seus campos de compressão que não dão origem a tensões de tração, sendo assim verificadas com base na tensão de compressão de projeto f_{cd1} . Contrariamente, a biela tipo garrafa exibe perturbações em seu campo de tensão, necessitando de uma verificação com base nas tensões máximas determinadas por f_{cd2} . A Figura 10 ilustra exemplos destes tipos de bielas.

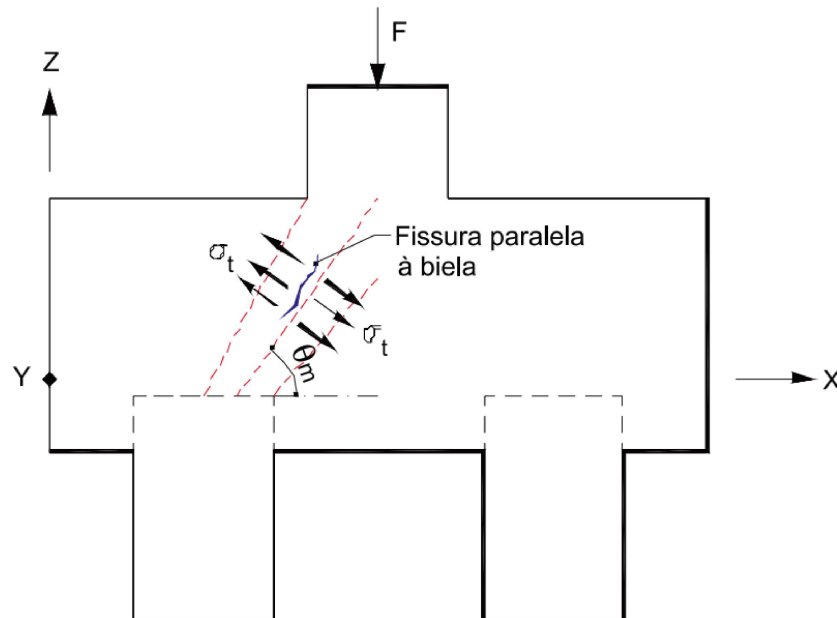
Figura 10 – Ilustração de otimização de modelo conforme Santos (2022)



A biela do tipo garrafa é frequentemente observada em blocos de coroamento. Pela relativa proximidade entre estaca e pilar, o modelo assume que a carga do pilar é direcionada para as estacas por meio de uma biela direta IBRACON (2015). Quando não há um estado triaxial de tensões completo, há uma dispersão de tensões que progride até um ponto específico, onde as tensões alcançam um estado uniforme. Devido ao espraiamento dos campos de compressão, como característica deste tipo de biela, são geradas trações transversais, que podem ser equilibradas com um posicionamento apropriado de armadura. Esta é uma característica em blocos que comportam estacas em linha, como

demonstrado na Figura 11, mostrando esquematicamente este comportamento nos ensaios realizados por Delalibera e Giongo (2008).

Figura 11 – Modelo de bielas e tirantes para um bloco sobre duas estacas



Fonte: Delalibera e Giongo (2008)

Por outro lado, em blocos que incorporam três estacas ou mais, o efeito do confinamento, devido à sua geometria e comportamento tridimensional confere uma maior resistência para que as tensões geradas nas bielas sejam resistidas pelo próprio concreto.

3 PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E DE CÁLCULO

Nesta seção são abordados critérios e formulações para o cálculo de blocos de coroamento, envolvendo as reações nas estacas, definição da geometria do bloco, embutimento, modelos de bielas e tirantes, verificações nas regiões nodais junto ao pilar e estaca e cálculo da armadura necessária.

3.1 Estaqueamento

Para que as cargas provenientes da estrutura sejam devidamente distribuídas ao solo, é necessário que seja definido primeiramente um estaqueamento. Neste ponto, são computadas as capacidades geotécnicas dos elementos e as distâncias entre seus eixos. (Alonso, 2019a) define o estaqueamento como o conjunto de estacas solidarizadas pelo bloco de coroamento, podendo ser constituído por estacas verticais, inclinadas, ou ambos, distribuindo as cargas provenientes da estrutura às estacas. Para a distribuição de cargas para as estacas, (Alonso, 2019a), recomenda os métodos de Schiel e Nökkentved, que consideram o bloco de coroamento como infinitamente rígido, estacas rotuladas, e conseqüente distribuição uniforme dos esforços atuantes para as estacas a partir das ações atuantes no pilar apoiado sobre o bloco de coroamento. Para uma distribuição mais refinada das cargas nas estacas, recomenda-se que o cálculo considere a interação solo-estrutura, definindo coeficientes de mola ao longo do fuste das fundações profundas e em sua ponta, de forma a representar de forma mais fiel a rigidez do solo, sua deformação e redistribuição de esforços.

É necessário considerar uma distância mínima entre eixos de estacas em virtude do efeito de grupo entre estacas. Ao minimizar o efeito de grupo, há uma garantia de maior eficiência da capacidade de carga dos elementos de fundação. O processo construtivo também pode influenciar a escolha do estaqueamento. Cavalera (1991) sugere valores entre $2\phi_e$ e $3\phi_e$, sendo ϕ_e o diâmetro da estaca. Montoya *et al.* (2000) sugerem o menor entre os valores obtidos na eq. (5):

$$\left\{ \begin{array}{l} 2\phi_e \\ 75cm \\ 1,75 \times \text{diagonal} \end{array} \right. \quad (5)$$

Campos (2022) recomenda os espaçamentos em função da eficiência do efeito de

grupo de estacas, suas seções transversais, processo executivo e classificação do solo, para se mitigar os efeitos de grupo, evitando que a presença de uma estaca influencie na capacidade de carga das estacas adjacentes:

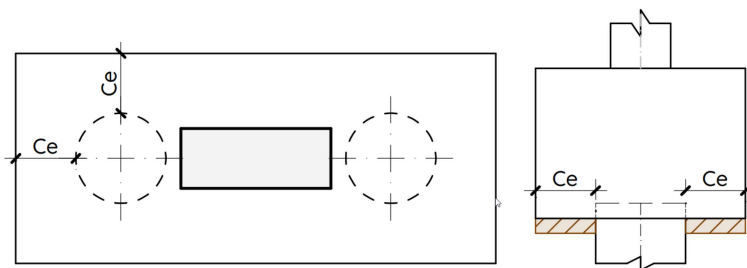
- Estaca escavada: $3,0\phi_e$;
- Estaca pré-moldada: $2,5\phi_e$;
- Solo coesivo (argila): $2,5\phi_e$;
- Solo não coesivo-granular (areia): entre 2 a $3\phi_e$;
- mínimo de 60 cm

Para a estaca do tipo hélice contínua, a distância entre as estacas pode ser igual a $2,5\phi_e$ devido à maior precisão que este método executivo proporciona.

3.2 Distância da face da estaca à face do bloco

Não há considerações na NBR 6118 (2023) quanto ao cobrimento da estaca, que é a distância entre a face da estaca e a face do bloco. Autores como Cavallera (1991) e Montoya *et al.* (2000) recomendam uma distância mínima de 25 cm. Fusco (1994) recomenda que seja utilizada uma distância de no mínimo 15 cm entre a face da estaca e qualquer face do bloco, para a perfeita ligação entre estaca e bloco, além da garantia dos raios de dobra e comprimentos de ancoragem das armaduras longitudinais, ilustrado na Figura 12.

Figura 12 – Distância da face da estaca até a face do bloco



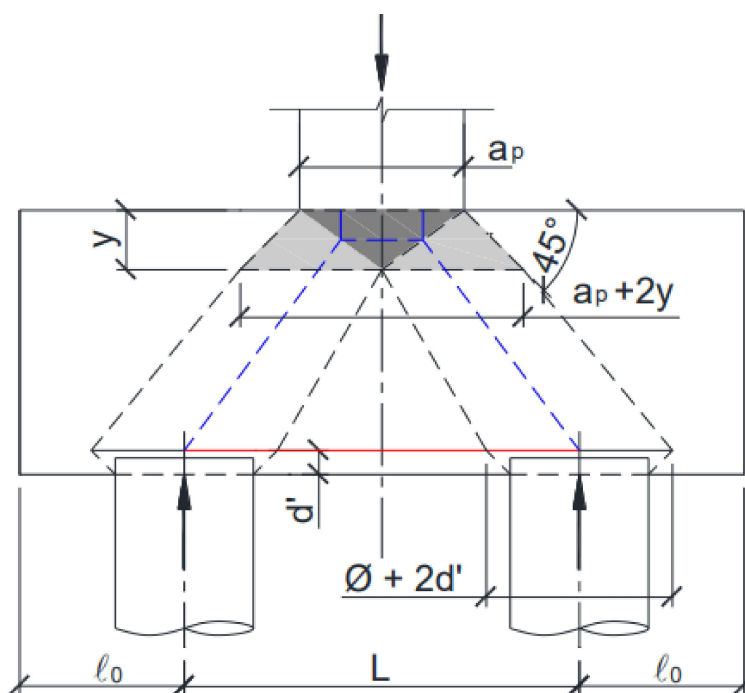
Fonte: Autor

O cobrimento da estaca pode ser importante na verificação da resistência da ligação biela-estaca. Santos (2022) determina que em blocos sobre quatro ou mais estacas o

espraiamento da força pode ser feito a partir do fundo do bloco desde que a geometria do bloco contemple uma distância entre a face do bloco e a face da estaca que respeite a inequação (6), cujas variáveis são exibidas na Figura 13.

$$l_o - a_e \leq 2d' + c \quad (6)$$

Figura 13 – Espraiamento das tensões na estaca a partir do fundo do bloco



Fonte: Adaptado de Santos (2022)

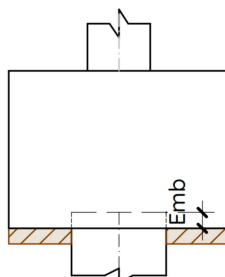
Difícilmente as estacas serão locadas exatamente nas coordenadas estipuladas em projeto, acarretando em excentricidades no processo executivo. Valores muito pequenos para o cobrimento das estacas pode acarretar em uma locação da estaca fora do perímetro estipulado ao bloco.

3.3 Embutimento da estaca no bloco

Não há prescrições na NBR 6118 (2023) para este valor. Cavallera (1991) e Montoya *et al.* (2000) recomendam de 10cm a 15cm. Fusco (1994) recomenda que o comprimento de embutimento da estaca no bloco de fundação seja de $0,2\phi_{est}$ ou $0,005h_{bloco}$. Santos

(2022) recomenda o valor de 5 cm para o embutimento da estaca. A Figura 14 ilustra o embutimento da estaca no bloco.

Figura 14 – Representação do embutimento da estaca no bloco



Fonte: Autor

3.4 Altura do bloco

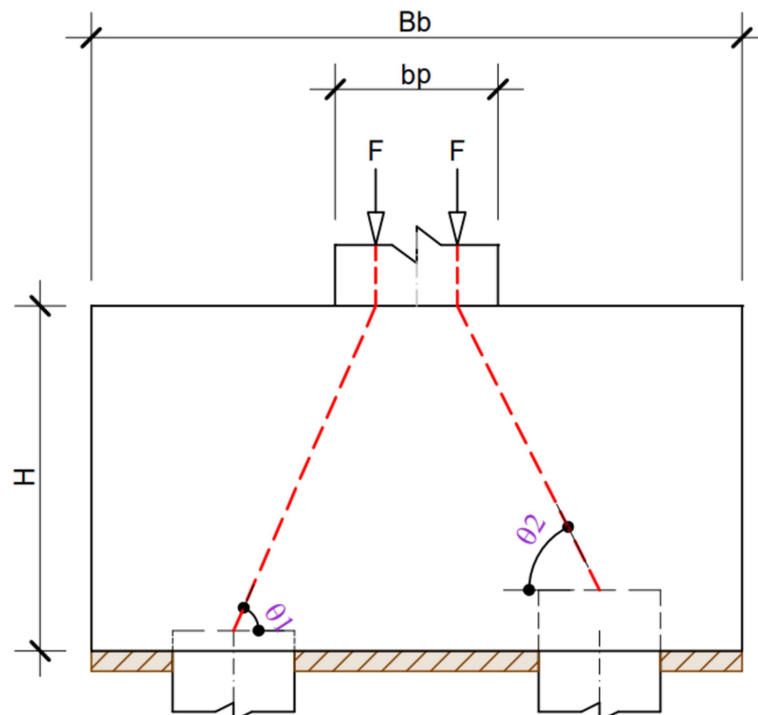
As equações apresentadas para obter as reações no estaqueamento são válidas para blocos rígidos, admitindo como válido o modelo bidirecional ou tridimensional de bielas e tirantes, dependendo da geometria do bloco. De acordo com a NBR 6118 (2023) os blocos de coroamento podem ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para as sapatas. Considerando a relação entre a altura com as dimensões do bloco e do pilar na direção considerada, a eq. (7), tendo como referência a Figura 15 define a altura necessária para considerar o bloco como rígido.

$$H \geq \frac{B_b - b_p}{3} \quad (7)$$

Ao criar modelos para bielas e tirantes, o nó da ligação biela-estaca encontra-se no plano das armaduras do tirante sobre as estacas. Nota-se que a eq. (7) não leva em consideração o valor do embutimento da estaca, o que pode impactar negativamente na capacidade resistente do tirante, dado o valor de inclinação da biela. No exemplo mostrado na Figura 15, diferentes valores de embutimento, a depender da altura do bloco, pode resultar em formação de bielas com ângulos num intervalo fora da margem de segurança dos modelos propostos a partir de ensaios experimentais.

IBRACON (2015) sugere a classificação em função do ângulo da biela direta formada:

Figura 15 – Ângulo de bielas com embutimentos diferentes nas estacas



Fonte: Autor

- Blocos rígidos: $\tan \theta \geq 1 \Leftrightarrow \theta \geq 45^\circ$;
- Blocos semirrígidos: $\frac{2}{3} \geq \tan \theta \Leftrightarrow 33,7^\circ \geq \theta$;
- Blocos flexíveis: $\tan \theta \leq \frac{2}{3} \Leftrightarrow \theta \leq 33,7^\circ$;

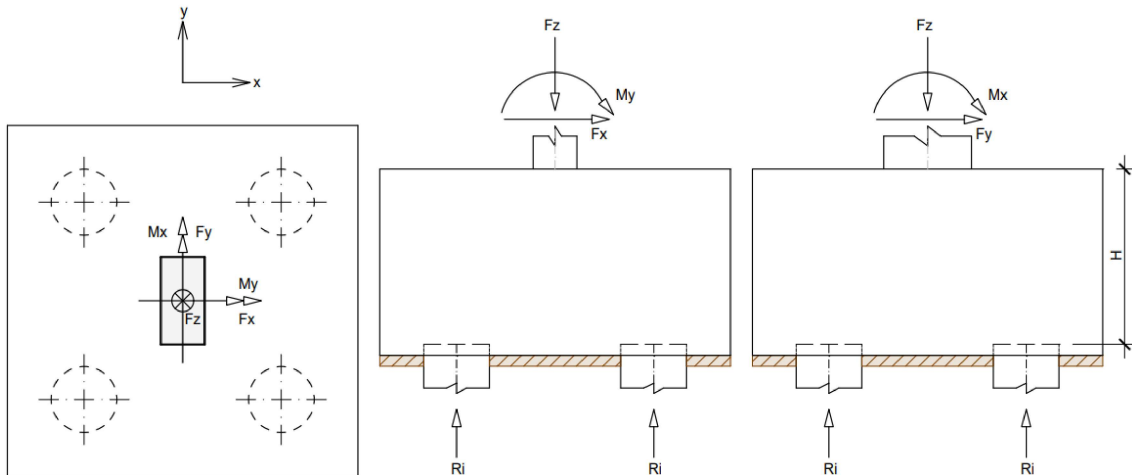
A NBR 6118 (2023), no item 22.3.1, indica que as bielas devem ter uma inclinação em relação ao eixo da armadura cuja tangente esteja entre 0,57 a 2,0, equivalente a $29,68^\circ$ a $63,43^\circ$. Blévoit e Frémy (1967) cita a inclinação da biela entre 40° a 55° , recomendando o ângulo mínimo de 45° a considerar no modelo. Outros modelos propostos dependerão da profundidade onde é considerada a ligação biela-pilar.

3.5 Reações nas estacas

Quando ocorrem combinações de esforços verticais, horizontais e momentos fletores, a determinação das reações das estacas pode ser feita pela superposição dos efeitos dos carregamentos, onde se calcula a reação em cada estaca para cada esforço, somando-se separadamente os efeitos de cada parcela (Alonso, 2019a). A Figura 16 mostra uma

referência para o cálculo das reações.

Figura 16 – Reações nas estacas



Fonte: Autor

A partir da hipótese do bloco infinitamente rígido, desconsiderando as pressões do bloco sobre o terreno e estacas tendo o mesmo comprimento, as reações são calculadas utilizando-se o princípio da superposição de efeitos considerando forças horizontais, verticais e momentos fletores.

(Alonso, 2019a) apresenta o Método de Nökkentved para para um caso geral, sendo a reação em cada estaca dada pela eq. (8).

$$R_i = \left(-\frac{M_{x,k} - F_{y,k} * H}{\sum_{i=1}^{n_e} I_{x,e,j}} \right) y_i A_e + \left(\frac{M_{y,k} - F_{x,k} * H}{\sum_{i=1}^{n_e} I_{y,e,j}} \right) x_i A_e + \frac{F_z + PP}{n_e} \quad (8)$$

Onde:

n_e : número de estacas;

F_z : Esforço normal característico;

PP : Peso próprio do bloco;

M_{x_k} : Momento em torno do eixo x característico;

M_{y_k} : Momento em torno do eixo y característico;

F_{y_k} : Força cortante na direção y característica;

F_{x_k} : Força cortante na direção x característica;

H : Altura do bloco sobre estacas;

I_{x_e} : Momento de inércia da estaca i com relação ao eixo Y_{cg} ;

I_{y_e} : Momento de inércia da estaca i com relação ao eixo X_{cg} ;

y_i : Coordenada da estaca i em relação ao centro de gravidade do bloco na direção Y ;

x_i : Coordenada da estaca i em relação ao centro de gravidade do bloco na direção X ;

A_e : área das estacas;

Alonso (2019) indica que para estas equações serem válidas, o bloco deve estar rotacionado na direção do seu eixo principal de inércia. O que implica em cálculos adicionais em blocos sem dupla simetria.

3.6 Ancoragem

A aderência é uma das premissas do concreto armado, evitando o deslizamento da armadura na interação entre aço e concreto, devido às forças de ligação que resistem aos deslocamentos relativos entre os dois materiais. Para barras de aço lisas, a adesão direta entre o aço e o concreto é o principal mecanismo de transferência de forças. No entanto, nas barras corrugadas, conhecidas por sua alta aderência, a transferência de força é primordialmente mecânica e muito dependente das saliências presentes na armadura.

Diversos parâmetros influenciam a resistência por aderência. Entre eles estão o comprimento de ancoragem, como o engrenamento mecânico, adesão, atrito, a resistência à tração do concreto e o espaçamento entre as barras. Além disso, o cobrimento mínimo é crucial, pois permite o desenvolvimento do anel de tração. A conformação superficial da barra de aço, o confinamento transversal e a presença de armadura transversal ou em espiral também são fatores determinantes (Santos, 2022).

A eq. (9) apresenta o comprimento de ancoragem básico, l_b .

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4f_{bd}} \geq 25\phi \quad (9)$$

Sendo que a distribuição de tensões de aderência, f_{bd} , para concretos de classe até CA50 é calculada pela eq. (10).

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 \frac{0,21 f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} \quad (10)$$

A Tabela 1 mostra os valores de η_1 , η_2 e η_3 em função do diâmetro e posição da armadura no elemento estrutural, configurando local de boa ou má aderência.

O comprimento de ancoragem necessário é calculado de acordo com a eq. (11).

$$l_{b,nec} = \frac{\alpha l_b A_{s,c}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (11)$$

Sendo:

$l_{b,nec}$: comprimento de ancoragem necessário

α : parâmetro que vale 1 para barras retas e 0,7 para barras com existência de ganchos

$A_{s,c}$: área de aço calculada

$A_{s,ef}$: área de aço efetiva

O comprimento mínimo de ancoragem, $l_{b,min}$ é dado pela eq. (12).

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \\ 10cm \end{cases} \quad (12)$$

Tabela 1 – Fatores para cálculo da ancoragem da armadura

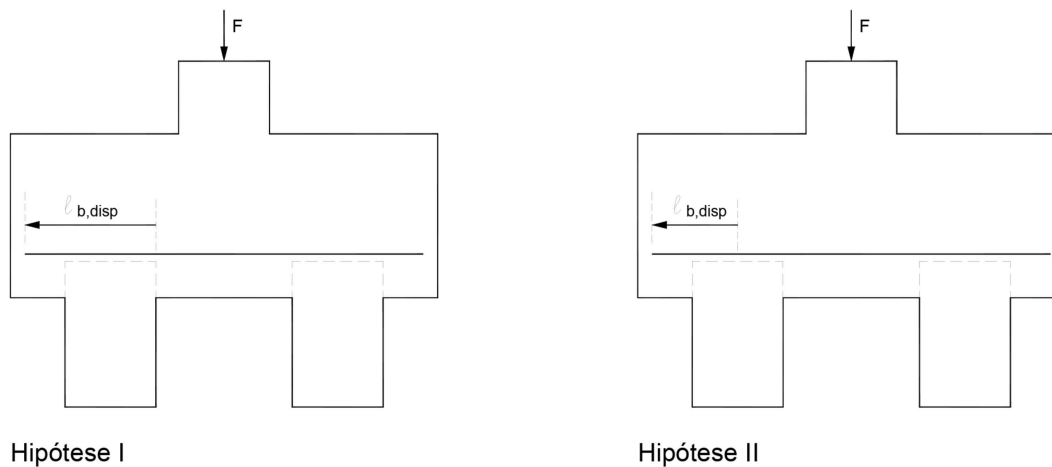
Aço	η_1	Zona	η_2	ϕ	η_3
CA-25	1	Boa aderência	1	< 32	1
CA-50	2,25	Má aderência	0,7	≥ 32	$(132-\phi)/100$
CA-60	1,4	-	-	≥ 32	$(132-\phi)/100$

A eficiência dos ganchos da armadura do tirante tem sido objeto de debate. Autores como Miguel (1999) observaram que a tensão no gancho é praticamente nula, não influenciando a força final de colapso. Esta constatação foi corroborada por estudos de Rausch et al. (1997) e Taylor e Clarke (1976). Isso se deve ao fato de que a armadura dos tirantes sobre as estacas é fortemente comprimida perpendicularmente ao plano horizontal das estacas, melhorando as condições de ancoragem.

Na análise experimental de Delalibera (2006), a posição onde se deve considerar o início da ancoragem da armadura principal, ou tirantes, foi objeto de estudo, conforme ilustrado na Figura 17.

Delalibera (2006) conclui que a hipótese da ancoragem iniciar a partir da face mais afastada da estaca (Hipótese I) pode ser aceita e a utilização de ganchos nas extremidades podem ser desprezados.

Figura 17 – Distância da face da estaca até a face do bloco



Fonte: Adaptado de Delalibera (2006)

Campos (2022) indica que as estacas devem ter uma distância da face do bloco tal que o início da dobra da armadura necessária (caso a armadura do tirante seja feita com gancho) seja feita fora da estaca.

3.7 Critérios específicos normativos

A NBR 6118 (2023) define no item 22.2 um coeficiente majorador adicional, γ_n , com o valor mínimo de 1,2 para todos os itens que se enquadrem nas regiões "D". O γ_n é composto por dois adimensionais γ_{n1} e γ_{n2} , conforme a eq. (13).

$$\gamma_n = \gamma_{n1} \gamma_{n2} \quad (13)$$

Onde:

$\gamma_{n1} \leq 1,2$ em função da ductilidade em uma eventual ruína.

$\gamma_{n2} \leq 1,2$ em função da gravidade das consequências de uma eventual ruína.

No item 22.7.2.1 é definida a largura da faixa de tirantes multiplicando o diâmetro da estaca por 1,2.

No item 22.7.4.1.1, é definido que mais que 85% da armadura de flexão deve ser definida sobre a faixa definida pelas estacas. A ancoragem dessas armaduras devem obrigatoriamente ter gancho nas extremidades, medidas a partir das faces internas das estacas.

No item 22.7.4.1.2, indica uma previsão de uma armadura em malha, uniforme-

mente distribuídas, dimensionadas para a 20% do total das forças de tração, em cada direção.

No item 22.7.4.1.1, indica-se a área ampliada a partir do espraiamento das tensões das estacas, o diâmetro de $\phi + 2d'$, sendo ϕ o diâmetro da estaca e d' , a distância do fundo do bloco ao plano formado pelas armaduras dos tirantes.

No item 22.7.4.1.5, prescreve-se a armação nas laterais e na região superior do bloco.

3.8 Modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos de coroamento

Nesta seção são abordados algumas equações que modelam o comportamento dos blocos de coroamento. A partir delas, serão determinadas a profundidade do nó da ligação biela-pilar, o cálculo da tensão junto ao pilar, assim com da tensão na ligação biela-estaca e a área de aço nos tirantes. Para o bloco sobre duas estacas, Santos (2022) propôs equações específicas para a armadura de suspensão e armadura perimetral, ou armadura de pele. Para demais tipologias, a área de aço dos estribos horizontais e verticais são estimados a partir da área de aço calculada para os tirantes.

3.8.1 Método de Blévet e Frémy (1967)

Blévet e Frémy (1967) estabeleceram o primeiro modelo de bielas e tirantes aplicado em bloco de coroamento, a partir de resultados experimentais. Na Figura 18, é apresentado um bloco sobre duas estacas, explicitando o ângulo da biela proposto por Blévet e Frémy (1967).

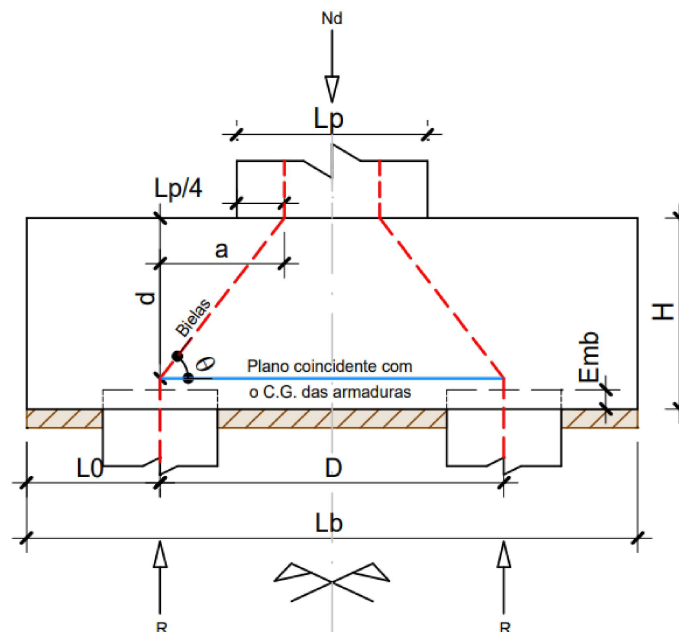
Nota-se que os nós superiores são definidos no topo do bloco.

Incluindo os coeficientes de ponderação estabelecidos pela NBR 6118 (2023), as equações para o cálculo das tensões nos nós são mostrados a seguir:

Tensão na ligação biela-pilar, é calculada através da eq. (14):

$$\sigma_p = \frac{\gamma_n \gamma_f R}{A_p \sin^2(\theta)} \leq f_{cd1} \quad (14)$$

Figura 18 – Modelo de biela e tirante proposto por Blévo e Frémy (1967)



Fonte: Autor

Tensão na ligação biela-estaca, calculada através da eq. (15):

$$\sigma_e = \frac{\gamma_n \gamma_f R}{A_e \sin^2(\theta)} \leq f_{cd3} \quad (15)$$

Área de aço para os tirantes, calculados através da eq. (16):

$$A_s = \gamma_n \gamma_f \frac{R a}{f_{yd} d} \quad (16)$$

Sendo:

σ_p : tensão na ligação biela-pilar.

σ_e : tensão na ligação biela-estaca.

R reação calculada na estaca.

A_p área do pilar.

A_e área da estaca.

θ ângulo da biela de compressão.

γ_n : coeficiente adicional para regiões de descontinuidade.

γ_f : coeficiente majorador da força característica.

Para blocos sobre duas estacas, Blévo e Frémy (1967) observaram uma tensão 15% maior do que o previsto, propondo então que a força no tirante deva ser majorada por 1,15.

Os ensaios realizados por Delalibera e Giongo (2008) também constataram a necessidade de estabelecer este coeficiente adicional.

A tensão admissível proposta por estes autores está descrita nas eq. (17).

$$\sigma_p = \sigma_e = \chi_e k f_{cd} \quad (17)$$

Sendo:

σ_p : tensão na ligação biela-pilar.

σ_e : tensão na ligação biela-estaca.

χ_e : majorador da tensão admissível.

k : coeficiente do efeito Rüsçh.

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto.

O majorador da tensão admissível é determinado em função do tipo de bloco e quantidade de estacas conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Majorador da tensão admissível

Número de estacas	χ_e
2	1,4
3 (triangular)	1,75
4	2,1

Fonte: Autor

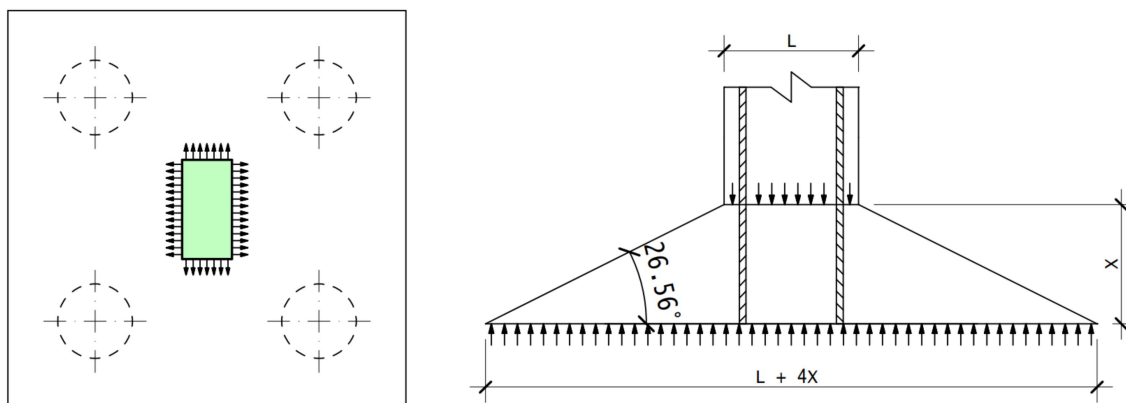
Desde que a norma brasileira prescreveu, conforme mostrado na seção 2.5, as resistências admissíveis para as ligações biela-pilar e biela-estaca, em função do tipo de nó presente no Modelo de Bielas e Tirantes, tornou-se improvável a aplicação do método de Blévoit e Frémy (1967) na prática. Isso ocorre porque o cálculo das tensões nos nós raramente resulta em valores inferiores aos limites admissíveis.

O método de bielas e tirantes aplicados aos blocos de coroamento passaram por evoluções e novos modelos foram propostos, introduzindo novos conceitos como o espalhamento de tensões no bloco junto ao pilar e estaca, resultando em uma área ampliada, o que inclui um posicionamento mais adequado para o nó da ligação biela-pilar.

3.8.2 Método de Fusco (1994)

Fusco (1994) propôs um modelo onde a tensão no contato do pilar com o bloco é espreiada para o interior do bloco através das armaduras. Isso produz uma área ampliada, no interior do bloco, para considerar a tensão biela-pilar, limitada a $0,20 f_{cd}$. Os nós da ligação biela-pilar são definidos no interior do bloco. Também foi proposto uma área ampliada para estaca, considerando que há um espreiamento até a linha da tirantes, o que resultaria em um aumento de até 40% na área da estaca a se considerar para o cálculo da resistência na ligação biela-estaca, ilustrado na Figura 19. A classificação do bloco como rígido ocorre em função do ângulo das bielas de compressão, com os limites estabelecidos entre o ângulo igual ao $\arctan(0,5)$, equivalente a $26,56^\circ$. Por segurança, o autor recomenda, no mínimo, um ângulo igual ao $\arctan(2/3)$, equivalente a $33,69^\circ$.

Figura 19 – Bielas se formando a partir da projeção da quadrícula do pilar na área ampliada



Fonte: Autor

Fusco (1994) indica valores para L/X de acordo com a taxa de armadura, para pilares quadrados e muito alongados, definindo como muito alongados os pilares cujas razão Lx/Ly não exceda 10, mostradas na Tabela 3. Estes valores de referência simplifica a obtenção da profundidade onde ocorre uma tensão igual a $0,20 f_{cd}$.

Tabela 3 – X/L de acordo com a taxa de armadura do pilar

	1%	2%	3%
Pilares muito alongados	0,8	1,0	1,2
Pilares quadrados	0,35	0,42	1,0

Fonte: Fusco (1994)

Para a situação da Figura 19 a profundidade de X pode ser obtida através da eq. (18).

$$\frac{N_d}{(a + 4x)(b + 4x)} = 0,2f_{cd} \quad (18)$$

A empresa TQS ®, fundada em 1987, em seu manual dos sistemas TQS Fundações TQS (2023), propõe a eq. (19) direta para a obtenção da profundidade do nó na ligação biela-pilar no interior do bloco, X , onde ocorre a área ampliada, denominada "Fusco - Método A".

$$\frac{x}{b} = \frac{1 + \alpha}{4 \tan \phi_e} \left(-1 + \sqrt{1 - \frac{4\alpha\gamma_n \left(\frac{1}{\gamma_n} - \frac{\rho f_{yd}}{0,2f_{cd}} - \frac{0,85}{0,2} \right)}{(1 + \alpha)^2}} \right) \quad (19)$$

Sendo:

 α : Razão entre as dimensões do pilar ϕ_e : Ângulo de espraçamento do carregamento ρ : Taxa de armadura do pilar

A razão entre as dimensões do pilar está limitada a 10.

Com interação entre a comunidade técnica, outra equação foi proposta para o método de Fusco, denominada "Fusco - Método B", descrita na eq. (20).

$$x = \frac{A_p + B_p}{4 \tan \phi_e} \left(-1 + \sqrt{1 - 4 \left(\frac{A_p B_p - \frac{5N_k \gamma_n \gamma_f}{f_{cd}}}{(A_p + B_p)^2} \right)} \right) \quad (20)$$

Sendo:

 A_p : Lado A do pilar B_p : Lado B do pilar ϕ_e : ângulo de espraçamento da carga N_k : Força vertical característica.

3.8.3 Método de Oliveira (2009)

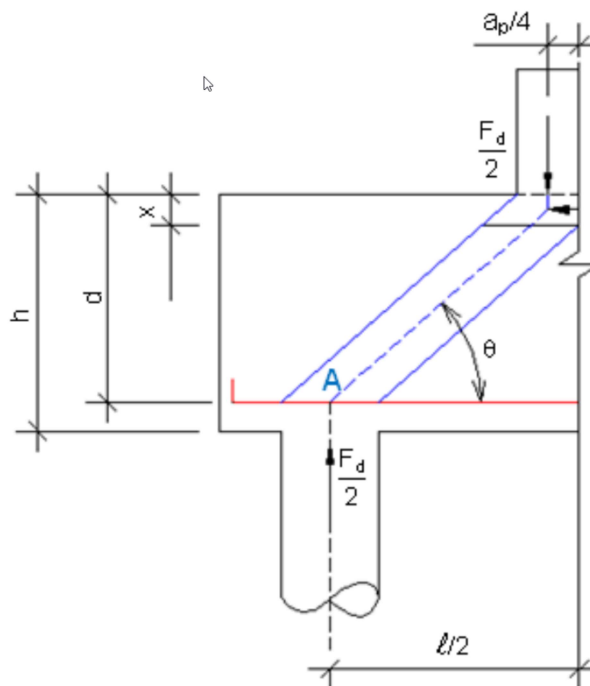
Oliveira (2009) propõe determinar a altura da região nodal comprimida a partir do somatório dos momentos em relação ao ponto A, conforme mostrado na Figura 23.

Pela somatória de momentos, pode-se obter o valor da profundidade da área ampliada, "x", através da eq. (21). A verificação das tensões nos nós e área de aço no tirante são calculados como já foi demonstrado nas eq. (14), (15) e (16).

$$X \cdot b_p \cdot v \cdot f_{cd} \left(d - \frac{X}{2} \right) = 1,4 \cdot \frac{F_k}{2} \left(\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4} \right) \quad (21)$$

Sendo v o fator de efetividade já apresentado na eq. (4).

Figura 23 – Equilíbrio de forças no ponto A



Fonte: Oliveira (2009)

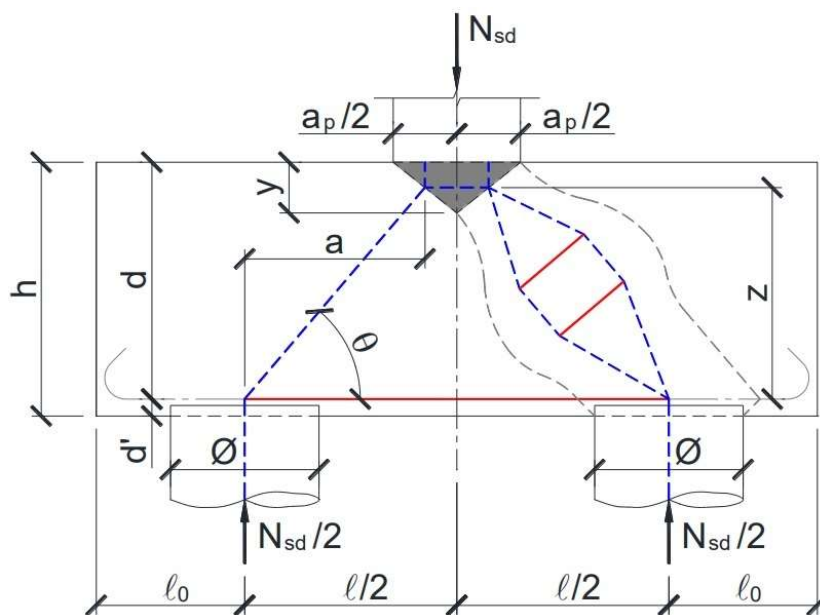
Aguiar (2018) propõe um valor direto para "x", através da eq. 22:

$$x = d - \sqrt{d^2 - \frac{2(P/N_e)L}{bf_{cd1}}} \quad (22)$$

3.8.4 Método de Santos (2013, 2022)

No modelo de Santos (2013), o espraioamento de tensões no interior do bloco ocorre com um ângulo de 45° em uma profundidade suficiente para que a tensão seja menor ou igual ao limite f_{cd1} definida para um nó CCC. O modelo está ilustrado na Figura 24.

Figura 24 – Biela se formando a partir a quadrícula da área ampliada, admitida apenas para o método B



Fonte: Adaptado de Santos (2022)

Para determinar o valor da profundidade do espraioamento de tensões no interior do bloco, Y , define-se um valor inicial, verifica-se a tensão atuante neste ponto e altera-se iterativamente o valor de Y até que tensão atuante na área ampliada satisfaça este critério. Neste modelo, a biela de compressão se forma a partir da altura média de Y .

Determina-se, a partir de Y , as dimensões da área ampliada Lx' e Ly' a partir das dimensões Lx e Ly do pilar, com a eq. (23).

$$L' = 2Y \tan \frac{\pi}{4} + L \quad (23)$$

A área ampliada, A_{amp} , é calculada através da eq. (24).

$$A_{amp} = (Lx' + Ly') \left[2Y \tan \left(\frac{\pi}{4} \right) \right] \quad (24)$$

Determina-se a força equivalente F_{Eq} , determinada como o produto entre a reação da estaca e o número de estacas, conforme a eq. (25).

Conforme a recomendação de ordem prática recomendada em IBRACON (2015), diante da dificuldade em estabelecer um Modelo de Bielas e Tirantes completo, determinando dois submodelos isostáticos, sendo um apenas com a força de compressão no concreto e outro com a força de compressão na armadura, recomenda-se considerar uma força normal centrada expressa pela eq. (25), resultando em uma força equivalente que produz a mesma reação sem o momento fletor.

$$F_{Eq} = n_{Est} \cdot R_{max} \quad (25)$$

Sendo:

- F_{Eq} : Força equivalente;
- n_{Est} : número de estacas;
- R_{max} reação máxima;

Desta forma, a tensão junto ao pilar, σ_P , é determinada através da eq. (26).

$$\sigma_P = \frac{\gamma_f \gamma_n (F_{Eq} - PP)}{A_{amp} (\sin \theta)^2} \quad (26)$$

Nos casos em que $Y = 0$ já se obtém uma tensão menor ou igual a f_{cd1} , Santos (2022) admite que seja adotado um valor mínimo para Y como zero, para que não seja introduzido no modelo a formação de bielas fora do bloco.

Santos (2022) realizou adaptações no modelo de Santos (2013), incluindo verificações distintas para o bloco sobre 2, 3 e 4 ou mais estacas.

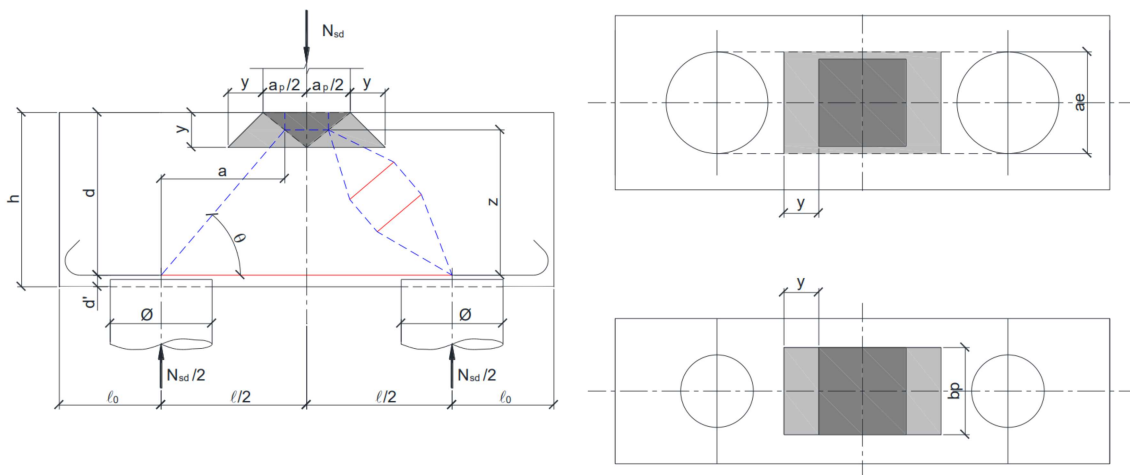
Para o bloco sobre 2 estacas, foi formulado um valor inicial para Y , dado pela eq. (27).

$$Y = d - \sqrt{d - \frac{N_{sda}}{b f_{cd1}}} \quad (27)$$

Ainda, o autor recomendou que a área ampliada não ultrapasse a largura delimitada pelo diâmetro da estaca, conforme ilustrado na Figura 25. Caso este critério não seja respeitado no modelo, é recomendado que utilize-se estribos fechados nas armaduras secundárias.

Deve ser realizada a verificação para capacidade de deformação plástica (eq. 28).

Figura 25 – Modelo proposto para bloco sobre duas estacas



Fonte: Santos (2022)

Outra verificação deve ser feita para Y , de forma geométrica (eq. 29).

$$Y \leq 0,4d \quad (28)$$

$$Y \leq \frac{L + a_e + a_p}{2} \quad (29)$$

Equações para determinar a área de aço dos estribos horizontais e verticais em função da tração transversal nas bielas do tipo garrafa no bloco sobre 2 estacas, onde não existe um efeito completo de confinamento, é calculado a partir da largura média das bielas através da eq. (30).

$$a_{bie} = 0,5 \left[(a_e + d' - l_e) \sin \theta + \left(\frac{a_p}{2} \sin \theta \right) + (y \cos \theta) \right] \quad (30)$$

Com a largura média das bielas, determina-se a força de tração transversal na biela conforme a eq. (31).

$$F_{twd} = 0,25 \frac{F_d}{2 \sin \theta} \left(1 - 1,4 \frac{a_{bie}}{z} \sin \theta \right) \quad (31)$$

E finalmente calcula-se as armaduras horizontais e verticais necessárias com as eq.

(32) e (33).

$$A_{sv} = \frac{2F_{\text{twd}} \cos \theta}{f_{yd}} \quad (32)$$

$$A_{sh} = \frac{2F_{\text{twd}} \sin \theta}{f_{yd}} \quad (33)$$

Para o bloco sobre três estacas, o modelo deve ter um valor inicial para $Y = 0,2d$. Busca-se uma área ampliada cuja tensão seja conforme a eq. (34).

$$\sigma_p = 1,05f_{cd} \quad (34)$$

Respeitando o limite para a capacidade de deformação plástica da eq. (28). O valor para a área ampliada da estaca é dado pela eq. (35).

$$A_{e,\text{amp}} = \frac{\pi [a_e + (d' - l_e)]^2}{4} \quad (35)$$

Para o bloco sobre quatro ou mais estacas, busca-se uma área ampliada cuja tensão na profundidade Y satisfaça a eq. (36).

$$\sigma_p = 1,27f_{cd} \quad (36)$$

Limitando Y ao que já foi apresentado na eq. (28) e também satisfazendo a verificação geométrica mostrada na eq. (29), a área ampliada da estaca é definida pela eq. (37).

$$A_{e,\text{amp}} = \frac{\pi (a_e + 2d')^2}{4} \quad (37)$$

Ainda para estas tipologias de bloco, foi apresentada uma nova verificação caso se queira realizar o espraiamento da tensão na estaca a partir do fundo do bloco, desde que seja respeitado a condição dada pela eq. (38).

$$l_0 - a_e \leq 2d' + c \quad (38)$$

4 METODOLOGIA

Diante da complexidade e diversidade de modelos e critérios de cálculo associados a blocos de coroamento, motivou o desenvolvimento de um software para reproduzir e comparar essas metodologias, servindo como uma ferramenta educacional para comparar as diferentes abordagens de cálculo e visualizar os diferentes modelos.

Foi utilizada a linguagem de programação C#, junto com a plataforma .NET 7.0, que possui uma ampla gama de bibliotecas e APIs disponíveis. Para a construção da interface do usuário, utilizou-se o Windows Presentation Foundation (WPF). Esta framework, integrada ao .NET, oferece recursos avançados para a criação de interfaces gráficas. A escolha do WPF justifica-se pela sua capacidade de separar a lógica de programação do design da interface, facilitando o desenvolvimento e a manutenção. Além disso, o WPF suporta a renderização de gráficos 2D e 3D. Para a representação e manipulação dos modelos 3D e gráficos, foram adotadas tecnologias web: HTML, CSS e JavaScript.

Com foco na solução dos modelos utilizando bielas e tirantes, são disponibilizados onze tipos diferentes blocos de coroamento, abrangendo blocos de 2 a 7 estacas, podendo haver mais de uma geometria possível para o mesmo número de estacas. É possível que diversas combinações sejam verificadas simultaneamente, proporcionando uma visão rápida e abrangente das metodologias envolvidas. Entre as verificações realizadas, estão a resistência na ligação biela-pilar e a resistência na ligação biela-estaca, ângulo de cada biela, força normal e área de aço para cada tirante, com a possibilidade de armar os tirantes com mais de uma camada e comprimento de ancoragem necessário.

O programa possui interface em uma única janela, mostrada na Figura 26. As regiões marcadas na figura são discriminadas a seguir.

1 - Área para definição do estaqueamento, geometria do bloco e pilar, combinações, critérios e visualização numérica dos resultados;

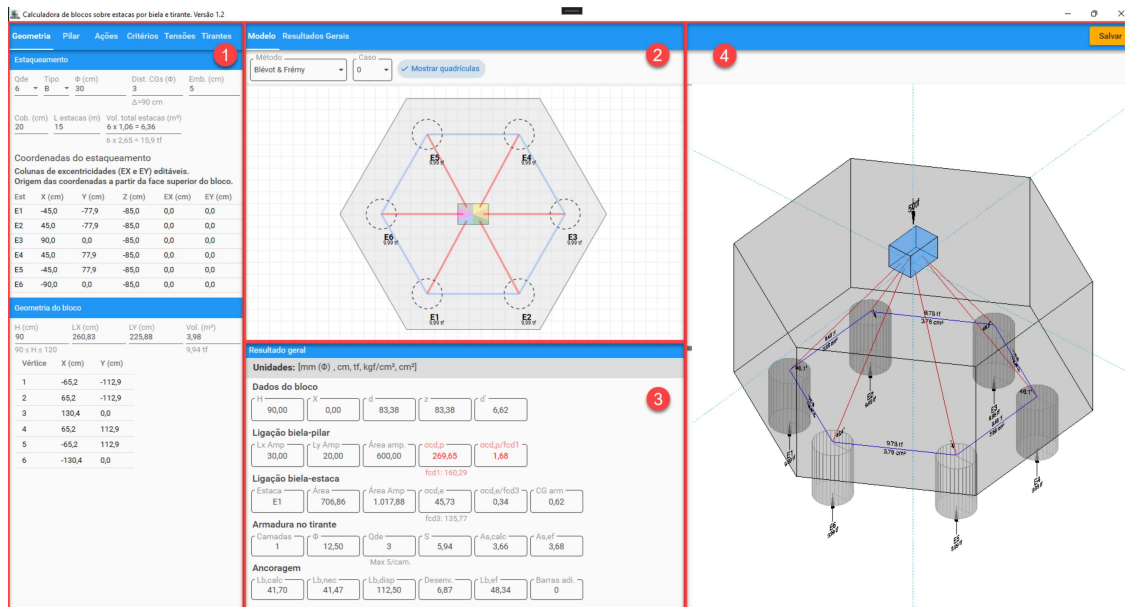
2 - Espaço para seleção do modelo de cálculo e combinação, vista superior do modelo utilizado para cálculo, nome e reação da estaca;

3 - Resultados específicos do modelo selecionado no item 2, evidenciando quando alguma tensão está acima do limite admissível;

4 - Representação 3D do modelo utilizado no cálculo do bloco. Neste modelo, as forças e momentos são evidenciados, com linhas vermelhas representando as bielas e linhas azuis os tirantes. Também é possível visualizar a magnitude da força em cada tirante, a área de aço calculada e os nomes associados às estacas, juntamente com sua

reação correspondente à combinação selecionada.

Figura 26 – Visão geral do software



Fonte: Autor

A região 1 é dedicada para entrada de dados do estaqueamento, geometria do bloco, geometria do pilar, combinações e critérios. As tabelas com coordenadas da poligonal do bloco, pilar e coordenadas das estacas são distribuídos ao redor do centro geométrico do bloco. Especificamente na região 4, o ponto de origem é localizado na face superior do bloco. Detalhes adicionais sobre o funcionamento de cada segmento são apresentados nos próximos itens.

4.1 Entrada de dados para definir o estaqueamento

A Figura 27 mostra a entrada de dados necessária para o estaqueamento. Os tipos de estaqueamentos, agrupados pela quantidade de estacas e seu respectivo arranjo, são descritos a seguir:

- 2 estacas.
- 3 estacas em linha (A) ou disposição triangular (B).
- 4 estacas.
- 5 estacas em disposição retangular com uma estaca centralizada (A), pentagonal

- (B) ou trapezoidal (C).
- 6 estacas em arranjo retangular (A) ou hexagonal (B).
 - 7 estacas no formato trapezoidal (A) ou hexagonal com uma estaca centralizada (B).

Figura 27 – Definição do estaqueamento

Estaqueamento					
Qde	Tipo	Φ (cm)	Dist. CGs (Φ)	Emb. (cm)	
6	B	30	3	5	
$\Delta=90$ cm					
Cob. (cm)	L estacas (m)	Vol. total estacas (m ³)			
20	15	6 x 1,06 = 6,36			
6 x 2,65 = 15,9 tf					
Coordenadas do estaqueamento					
Colunas de excentricidades (EX e EY) editáveis.					
Origem das coordenadas a partir da face superior do bloco.					
Est	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	EX (cm)	EY (cm)
E1	-45,0	-77,9	-85,0	0,0	0,0
E2	45,0	-77,9	-85,0	0,0	0,0
E3	90,0	0,0	-85,0	0,0	0,0
E4	45,0	77,9	-85,0	0,0	0,0
E5	-45,0	77,9	-85,0	0,0	0,0
E6	-90,0	0,0	-85,0	0,0	0,0

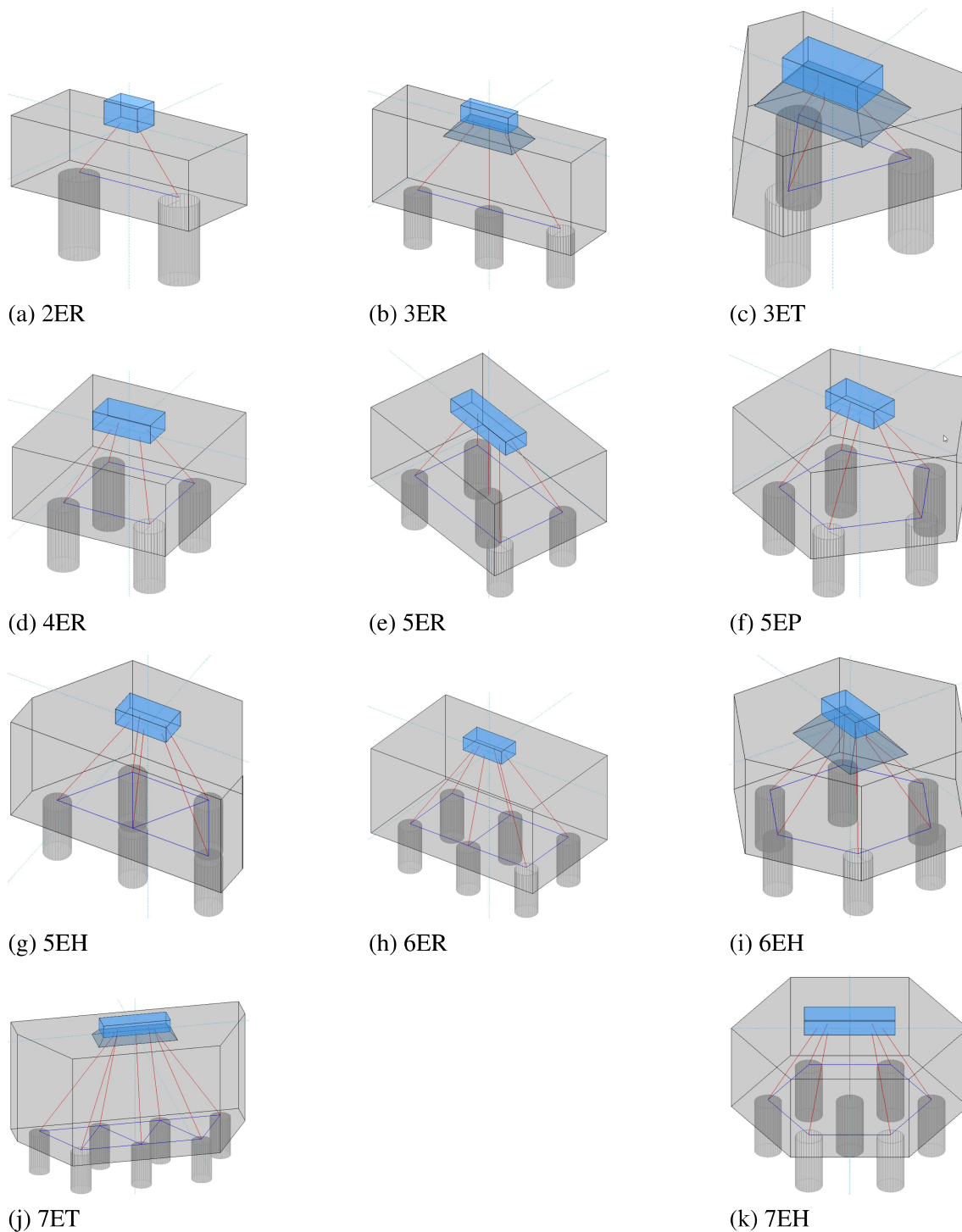
Fonte: Autor

Adicionalmente, o usuário deve informar a distância entre os centros de gravidade de cada estaca, o cobrimento e o embutimento das estacas. O cobrimento das estacas, distância entre a face das estacas e a face do bloco, pode ser diferente para cada direção.

Dentro da seção "Estaqueamento", são exibidas as coordenadas de cada estaca. É permitido adicionar uma excentricidade nas direções globais X + EX e Y + EY.

Os blocos disponíveis para serem analisados pelo programa são exibidos na Figura 28.

Figura 28 – Tipos de blocos analisados no programa e nomenclatura



Fonte: Autor

4.2 Entrada de dados para a geometria do bloco

A definição da geometria do bloco está intrinsecamente ligada à configuração do estaqueamento escolhido. Assim que o estaqueamento é estabelecido, a poligonal do

bloco é gerada automaticamente.

A Figura 29 ilustra o espaço reservado para inserção e visualização dos dados geométricos do bloco. É possível definir a altura H , cujas dimensões são recomendadas a partir dos ângulos recomendados por Blévoit e Frémy (1967). Uma tabela exhibe as coordenadas da poligonal do bloco, não permitindo ao usuário realizar qualquer edição.

Figura 29 – Definição da geometria do bloco

Geometria do bloco			
H (cm)	LX (cm)	LY (cm)	Vol. (m ³)
90	260,83	225,88	3,98
90 ≤ H ≤ 120			9,94 tf
Vértice	X (cm)	Y (cm)	
1	-65,2	-112,9	
2	65,2	-112,9	
3	130,4	0,0	
4	65,2	112,9	
5	-65,2	112,9	
6	-130,4	0,0	

Fonte: Autor

4.3 Entrada de dados para o pilar

A configuração do pilar é essencial para a aplicação dos Métodos de Bielas e Tirantes abordadas neste trabalho. O usuário deve fornecer as dimensões LX e LY do pilar, bem como especificar os detalhes da armadura, incluindo bitola e quantidade nas direções X e Y . Além disso, o software fornece a taxa de armadura como uma informação complementar. A taxa de armadura é necessária somente para o método de Fusco (1994).

É apresentada uma tabela (Figura 30) que exhibe a poligonal do pilar, que está configurada apenas para visualização, não permitindo a edição.

Figura 30 – Definição da geometria do pilar

Geometria do Pilar					
LX (cm)	LY (cm)	Φ arm	NX	NY	ρ (%)
30	20	10	2	2	0,52
<input type="button" value="Inverter"/>					
Poligonal do pilar					
Vértice	XCG (cm)	YCG (cm)			
1	-15,00	-10,00			
2	15,00	-10,00			
3	15,00	10,00			
4	-15,00	10,00			
Discretização do pilar					
A superfície do pilar será discretizada em retângulos com dimensões suficientes para criar, no mínimo, a quantidade de regiões em cada direção, caso a dimensão mínima informada seja maior que a dimensão do pilar dividido pela quantidade de regiões em x e y.					
Dim. mínima (cm)	Regiões x	Regiões y			
0,4	3	3			
Coordenadas C.G. quadrículas					
Indica posição do início da biela na interface bloco-pilar. Inclinação indica o ângulo formado entre esta coordenada e a superfície da estaca. (Não considera d').					
Estaca	XCG (cm)	YCG (cm)	Inclinação (°)		
E1	-6,46	-6,48	46,31		
E2	6,23	-6,42	46,26		
E6	-9,74	0,00	46,64		
E3	9,80	0,00	46,66		
E5	-6,23	6,42	46,26		
E4	6,44	6,46	46,30		

Fonte: Autor

A superfície do pilar é discretizada a fim de formar regiões de elementos discretizados, agrupados de acordo com a menor distância até a estaca mais próxima, como mostrado em Cunha e Moura (2018). Nestas regiões, o centro geométrico é o ponto por onde confluirá bielas em direção às estacas. Para tal, após discretizar a superfície do pi-

lar em retângulos de mesma área, realiza-se uma verificação iterativa para determinar a estaca mais próxima de cada retângulo. Os retângulos que compartilham a mesma estaca mais próxima são agrupados para formar uma quadrícula individual.

O controle da discretização é realizado definindo a dimensão máxima para cada retângulo e estabelecendo uma quantidade mínima de retângulos em cada direção. Para atender a esses critérios, é adotada a menor dimensão necessária para discretizar o pilar.

Na Figura 31 é possível observar diferentes abordagens para construir regiões de áreas equivalentes dentro da poligonal do pilar.

Esse processo é vantajoso para que não seja considerado um pilar quadrado de área equivalente dividir as quadrículas do pilar, especialmente para os blocos dos tipos 5B, 5C e 6B, o que pode resultar em ângulos de bielas mais abatidos e uma área de aço maior nos tirantes. Desta forma, pilares retangulares podem manter suas dimensões na montagem do Modelo de Bielas e Tirantes.

4.4 Entrada de dados das combinações

A aba "Combinações" é dedicada às combinações utilizadas utilizando valores característicos, como pode ser vista na Figura 32.

Uma tabela que exhibe informações sobre cada combinação, listando os valores de força e momento para cada direção. Além disso, a última coluna exhibe a reação máxima para a respectiva combinação, calculada através da eq. (8). Não há limite para a quantidade de combinações.

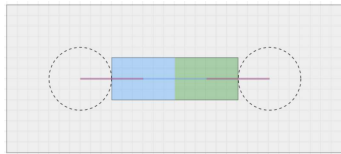
4.4.1 Montagem do modelo

As coordenadas da poligonal do estaqueamento, do bloco, do pilar, e do centro geométrico das quadrículas são dados puramente geométricos e suficientes para montar todos os modelos. A altura do bloco terá como valor inicial a altura mínima que satisfaça as recomendações do item 3.4.

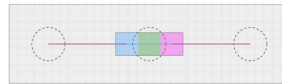
O peso próprio é calculado para todos os modelos utilizando a aplicação do Teorema de Green com a poligonal do bloco eq. (39).

$$PP = (2,5) \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n h \cdot (x_i + x_{i+1})(y_{i+1} - y_i) \quad (39)$$

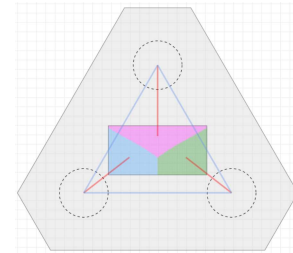
Figura 31 – Subdivisão da área do pilar em regiões de mesma área



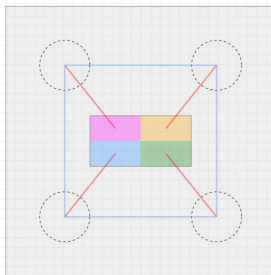
(a) 2ER



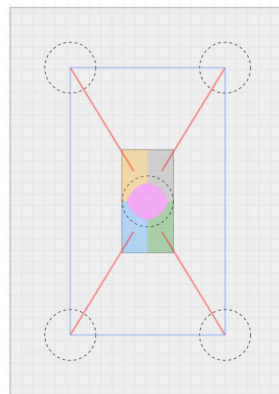
(b) 3ER



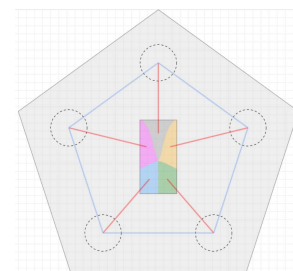
(c) 3ET



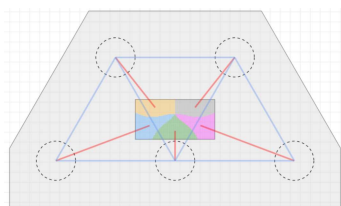
(d) 4ER



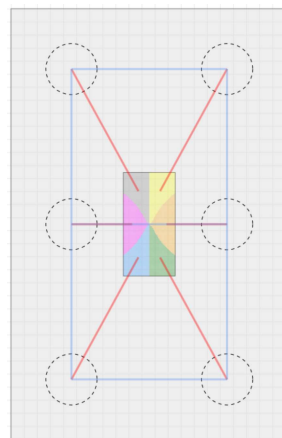
(e) 5ER



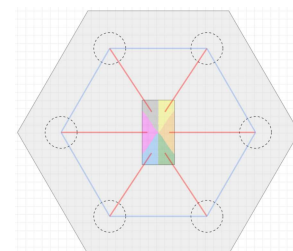
(f) 5EP



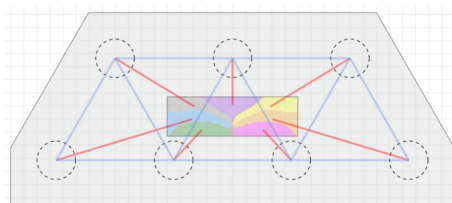
(g) 5EH



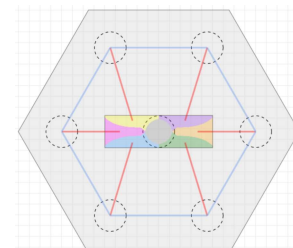
(h) 6ER



(i) 6EH



(j) 7ET



(k) 7EH

Fonte: Autor

Figura 32 – Definição de combinações

Combinações							
<input type="button" value="Adicionar"/>							
Edição da combinação selecionada							
Caso		Descrição					
2							
Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Mx (tfm)	My (tfm)			
0	0	20	0	0			
Combinações verificadas. Unidades: [tf], [tfm]							
Caso	Fx	Fy	Fz	Mx	My	RMax	
0	2	0	50	0	5	14,60	<input type="button" value="X"/>
1	1	2	100	-5	2	23,69	<input type="button" value="X"/>
2	0	0	20	0	0	5,37	<input type="button" value="X"/>

Fonte: Autor

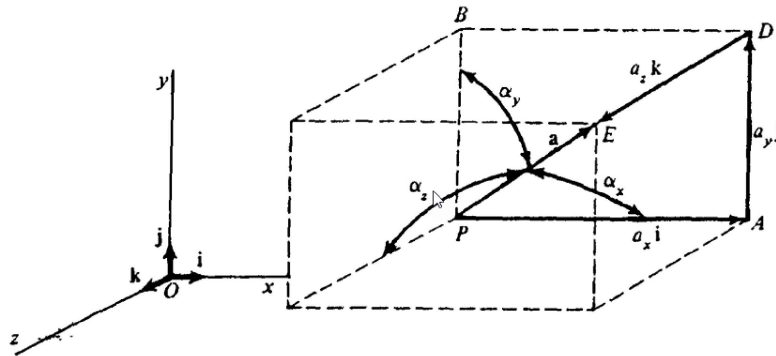
Para todos os métodos é definida a profundidade do espraio de tensões, com um valor mínimo de 0, respeitando os limites geométricos inerentes a cada metodologia.

Com estas coordenadas monta-se um modelo de barras e realiza-se o equilíbrio nos nós da ligação biela-estaca entre as reações nas estacas (eq. 8) e as barras que se ligam aos nós.

4.4.2 Definição das forças nas barras no sistema global e local

Resolvendo o modelo como treliça, admitindo o equilíbrio das forças entre as barras apenas por forças axiais, é feito, para cada nó junto à estaca, o equilíbrio a partir das reações nas estacas calculadas pela eq. (8). São definidos os vetores a partir das coordenadas das barras que se conectam a este nó e para cada barra é definida uma matriz de transformação entre o vetor no sistema global e o vetor no sistema local orientado na direção da barra, como mostrado na Figura 33.

Figura 33 – Ângulos diretores para um vetor orientado arbitrariamente no espaço



Fonte: Malvern (1969)

Definindo o vetor formado pelas coordenadas da barra no sistema local como u' , ele é obtido a partir do produto entre a matriz de transformação e vetores da base u , como demonstrado pela eq. (40).

$$\begin{bmatrix} u'_1 \\ u'_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\alpha_x) & \cos(\alpha_y) & \cos(\alpha_z) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\alpha_x) & \cos(\alpha_y) & \cos(\alpha_z) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ w_1 \\ w_2 \end{bmatrix} \quad (40)$$

De forma simplificada, a matriz de transformação é definida como $[T]$. Para obter os deslocamentos no sistema local $\{d'\}$, semelhantemente, é utilizada a eq. (41).

$$\{d'\} = [T] \{d\} \quad (41)$$

As forças no sistema local são obtidas a partir da matriz de rigidez local $[K]_L$ e o vetor deslocamento também no sistema local pela eq. (42).

$$\{f'\} = [K]_L \{d'\} = [K]_L [T] \{d\} \quad (42)$$

A partir da eq. (42), substituindo as forças no sistema local pelo produto entre a

matriz de transformação e as forças no sistema global, tem-se a eq. (43).

$$[T] \{f\} = [K]_L [T] \{d\} \quad (43)$$

Multiplicando os dois lados pela inversa da matriz de transformação, obtém-se a eq. (44).

$$\{f\} = [T]^{-1} [K]_L [T] \{d\} \quad (44)$$

Utilizando a propriedade das matrizes quadradas, onde $[T]^{-1} = [T]^T$, definimos o sistema de forças no sistema global através da eq. (45).

$$\{f\} = [K]_G \{d\} \quad (45)$$

Sendo $[K]_G$ a matriz de rigidez global, definida pela eq. (46).

$$[K]_G = [T]^T [K]_L [T] \quad (46)$$

Definindo $\cos(\alpha_x)$, $\cos(\alpha_y)$ e $\cos(\alpha_z)$ respectivamente como c_x , c_y e c_z , a matriz de rigidez local é calculada por pela eq. (47).

$$[K]_L = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} c_x & 0 \\ c_y & 0 \\ c_z & 0 \\ 0 & c_x \\ 0 & c_y \\ 0 & c_z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_x & c_y & c_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_x & c_y & c_z \end{bmatrix} \quad (47)$$

Renumerando os nós, definindo devidamente as condições de contorno no vetor de forças, criando a matriz de rigidez global e utilizando um método numérico para sistemas lineares, neste trabalho foi utilizada a decomposição LU para obter os deslocamentos e, a partir deles, usa-se a eq. (45) para determinar as forças na direção global e a eq. (42) para determinar as forças axiais em cada barra.

4.5 Critérios

A aba "Critérios" é dedicada às definições das propriedades físicas dos materiais, coeficientes de ponderação, critérios específicos para cada metodologia e bitolas utilizadas no dimensionamento, como pode ser visto na Figura 34.

Figura 34 – Critérios disponíveis

Materiais e ponderadores				Armaduras																																					
fck,b (MPa) 30,0	fck,e (MPa) 25,0	fyk (MPa) 500,d		Cobrimento (cm) 4,00	Φ para arm. secundárias 10																																				
Bloco	Estaca			Espaçamento mínimo (cm) 5,00	Espaçamento máximo (cm) 30,00																																				
γc 1,40	γs 1,15	γf 1,40	γn 1,20																																						
Critérios gerais				Priorizar camada única																																					
<input checked="" type="checkbox"/> Considera peso próprio <input type="checkbox"/> Pilar quadrado Equivalente				Bitolas dos tirantes Marque as bitolas utilizadas no dimensionamento																																					
Blévet & Frémy				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Φ</th> <th>Área (cm²)</th> <th>Massa (kg/m)</th> <th>Φ Pino dobra (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><input checked="" type="checkbox"/> 8</td><td>0,50</td><td>0,39</td><td>4,00</td></tr> <tr><td><input checked="" type="checkbox"/> 10</td><td>0,79</td><td>0,61</td><td>5,00</td></tr> <tr><td><input checked="" type="checkbox"/> 12,5</td><td>1,23</td><td>0,96</td><td>6,25</td></tr> <tr><td><input checked="" type="checkbox"/> 16</td><td>2,01</td><td>1,57</td><td>8,00</td></tr> <tr><td><input checked="" type="checkbox"/> 20</td><td>3,14</td><td>2,45</td><td>16,00</td></tr> <tr><td><input checked="" type="checkbox"/> 25</td><td>4,91</td><td>3,83</td><td>20,00</td></tr> <tr><td><input checked="" type="checkbox"/> 32</td><td>8,04</td><td>6,27</td><td>25,60</td></tr> <tr><td><input checked="" type="checkbox"/> 40</td><td>12,57</td><td>9,80</td><td>32,00</td></tr> </tbody> </table>		Φ	Área (cm²)	Massa (kg/m)	Φ Pino dobra (cm)	<input checked="" type="checkbox"/> 8	0,50	0,39	4,00	<input checked="" type="checkbox"/> 10	0,79	0,61	5,00	<input checked="" type="checkbox"/> 12,5	1,23	0,96	6,25	<input checked="" type="checkbox"/> 16	2,01	1,57	8,00	<input checked="" type="checkbox"/> 20	3,14	2,45	16,00	<input checked="" type="checkbox"/> 25	4,91	3,83	20,00	<input checked="" type="checkbox"/> 32	8,04	6,27	25,60	<input checked="" type="checkbox"/> 40	12,57	9,80	32,00
Φ	Área (cm²)	Massa (kg/m)	Φ Pino dobra (cm)																																						
<input checked="" type="checkbox"/> 8	0,50	0,39	4,00																																						
<input checked="" type="checkbox"/> 10	0,79	0,61	5,00																																						
<input checked="" type="checkbox"/> 12,5	1,23	0,96	6,25																																						
<input checked="" type="checkbox"/> 16	2,01	1,57	8,00																																						
<input checked="" type="checkbox"/> 20	3,14	2,45	16,00																																						
<input checked="" type="checkbox"/> 25	4,91	3,83	20,00																																						
<input checked="" type="checkbox"/> 32	8,04	6,27	25,60																																						
<input checked="" type="checkbox"/> 40	12,57	9,80	32,00																																						
K 0,90 <input type="button" value="Op por Blévet"/> <input type="button" value="Op pela NBR 6118/2023"/>																																									
Fusco				Ancoragem																																					
<input checked="" type="checkbox"/> Utiliza 0,5X <input type="button" value="Biela a partir da projeção do pilar"/>				<input type="button" value="A partir da face interna"/> <input type="button" value="A partir da centro"/>																																					
<input type="button" value="Biela a partir da área ampliada"/>				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Φ</th> <th>Lb - Boa aderência</th> <th>Lb - Má aderência</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>5</td><td>16,7</td><td>23,8</td></tr> <tr><td>6,3</td><td>21,0</td><td>30,0</td></tr> <tr><td>8</td><td>26,7</td><td>38,1</td></tr> <tr><td>10</td><td>33,4</td><td>47,7</td></tr> <tr><td>12,5</td><td>41,7</td><td>59,6</td></tr> <tr><td>16</td><td>53,4</td><td>76,2</td></tr> <tr><td>20</td><td>66,7</td><td>95,3</td></tr> <tr><td>25</td><td>83,4</td><td>119,1</td></tr> <tr><td>32</td><td>106,7</td><td>152,5</td></tr> <tr><td>40</td><td>145,0</td><td>207,2</td></tr> </tbody> </table>		Φ	Lb - Boa aderência	Lb - Má aderência	5	16,7	23,8	6,3	21,0	30,0	8	26,7	38,1	10	33,4	47,7	12,5	41,7	59,6	16	53,4	76,2	20	66,7	95,3	25	83,4	119,1	32	106,7	152,5	40	145,0	207,2			
Φ	Lb - Boa aderência	Lb - Má aderência																																							
5	16,7	23,8																																							
6,3	21,0	30,0																																							
8	26,7	38,1																																							
10	33,4	47,7																																							
12,5	41,7	59,6																																							
16	53,4	76,2																																							
20	66,7	95,3																																							
25	83,4	119,1																																							
32	106,7	152,5																																							
40	145,0	207,2																																							
Santos (2013)																																									
<input type="button" value="X calculado pelo método"/>																																									
Definir valor para X <input type="text" value="X arbitrário 0,00"/>																																									
Verificação biela-estaca																																									
<input checked="" type="checkbox"/> Usar área ampliada																																									
Fixar d' - embutimento <input type="text" value="valor arbitrário (cm) 0,00"/>																																									

4.5.1 Materiais e coeficientes ponderadores

Aqui são definidos os valores, editáveis, para os coeficientes de ponderação para o concreto (γ_c), aço (γ_s), forças (γ_f), e o coeficiente adicional majorador de esforços (γ_n), apresentado na seção 3.7. As combinações apresentadas na seção 4.4 são majoradas pelo coeficiente majorador de esforços (γ_f).

As resistências características do bloco de coroamento, estaca e aço são definidos neste grupo, utilizados no cálculo da resistência da ligação biela-pilar, biela-estaca e no cálculo das armaduras dos tirantes, respectivamente.

4.5.2 Critérios gerais

Neste grupo é possível desabilitar o peso próprio do bloco no cálculo no cálculo das reações das estacas feito pela eq. (8) e utilizar um pilar quadrado com área equivalente ao que for definido na geometria do pilar, mostrado na seção 4.3.

4.5.3 Critérios para o método de Blévoit e Frémy (1967)

Este grupo configura-se o coeficiente de Rüsç para o cálculo da resistência dos nós da ligação biela-estaca e biela-pilar, conforme mostrado na eq. (17), assim como os coeficientes, editáveis, mostrados na tabela 2. Opcionalmente, é possível realizar as verificações dos nós utilizando os critérios da NBR 6118 (2023), através da eq. (1) e (3).

4.5.4 Critérios para o método de Fusco (1994)

Os critérios deste grupo permitem que a o nó da ligação biela pilar seja posicionado na profundidade x ou no ponto médio da profundidade x definido na eq. (19) e (20). Também é permitido escolher a posição destes nós a partir da projeção do pilar ou da área ampliada, conforme ilustrado nas Figura 20, 21 e 22.

4.5.5 Critérios para o método de Santos (2013)

Os critérios específicos para este método consiste em escolher a profundidade do nó da ligação biela-pilar entre o calculado pelo método ou um valor arbitrário.

4.5.6 Verificação da ligação biela-estaca

Neste grupo define-se critérios para o cálculo da área ampliada da estaca, considerando o espraiamento a 45° do fundo do bloco até a o centro de gravidade da armadura calculada para os tirantes ou fixando-se um valor arbitrário para o centro geométrico dos tirantes a partir do embutimento. No primeiro caso é utilizado o valor da armadura calculada para os tirantes, podendo ter mais de uma camada, a depender da bitola utilizada e seu espaçamento, conforme definido na seção 4.5.7.

4.5.7 Área de aço para os tirantes

Os critérios deste grupo são usados para definir o cobrimento das armaduras, espaçamento mínimo e máximo para as armaduras dos tirantes e a bitola utilizada para as armaduras secundárias. Como o cálculo e detalhamento das armaduras verticais e de pé são fora do escopo deste trabalho, este último critério utiliza o valor da bitola escolhida para calcular a posição das armaduras dos tirantes, uma vez que sua posição está delimitada sobre os estribos verticais (armadura de suspensão) e entre a armadura perimetral do bloco de coroamento.

Além disso, para as armaduras dos tirantes, é mostrada uma lista onde é possível escolher quais bitolas possíveis para o detalhamento, das quais o software utilizará a que fornecer a menor área de aço calculada. O valor da quantidade e espaçamento pode resultar em um detalhamento com mais de uma camada. Nesta lista é mostrado informações da área da bitola, massa por metro linear e diâmetro do pino de dobra, cujo valor é utilizado para a ancoragem dos tirantes, mostrado na seção 4.5.8. Há também um critério específico para priorizar a bitola que forneça um detalhamento em uma única camada para os tirantes, caso seja possível.

4.5.8 Ancoragem dos tirantes

Os critérios deste grupo possibilitam escolher o local do início da ancoragem, conforme mostrado na seção 3.6, também ilustrado na Figura 17. Além disso, uma tabela exhibe, para cada bitola, o comprimento de ancoragem para boa e má aderência, conforme definido na norma NBR 6118 (2023).

4.6 Verificação das tensões nos nós e cálculo da área de aço

Com coordenadas de cada barra e com e sua força axial calculada, verifica-se as tensões nas ligações biela-pilar e biela-estaca seguindo as diretrizes inerentes a cada método como já foi demonstrado no capítulo 3. Os valores das tensões e a área de aço calculada para cada tirante são exibidas, para cada método, nas abas "Tensões" e "Tirantes". Os resultados podem ser filtrados para mostrar apenas o caso mais crítico (maior tensão na ligação biela-pilar e/ou maior tensão na ligação biela-estaca para a aba "Tensões" e pela maior área para a aba "Tirantes" de aço, ambas dentre todas as combinações e para cada método) ou para uma combinação específica. A Figura 35 ilustra a verificação de tensões e cálculo da área de aço nos tirantes.

Figura 35 – Verificação de tensões e área de aço por tirante

Unidades:		Tensões admissíveis:			
[cm, °, tf, kgf/cm ² , cm ²]		fcd1: 160,29 fcd3: 135,77			
Seleção de Resultados					
<input type="radio"/> Todas <input type="radio"/> Críticas <input type="radio"/> Escolher caso <input type="text" value="0"/>					
Bléivot & Frémy (1967)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	45,32	0,00	996,88	148,82	E3
0	44,96	0,00	996,88	150,70	E4
0	44,91	0,00	996,88	150,95	E2
0	44,91	0,00	996,88	150,95	E5
Fusco (1994) - Método A (TQS)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	41,48	16,94	200,22	119,09	E5
0	41,89	16,94	200,22	117,21	E3
0	41,54	16,94	200,22	118,82	E1
0	41,87	16,94	200,22	117,30	E6
Fusco (1994) - Método B (TQS)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	38,74	29,57	109,43	133,41	E1
0	38,69	29,57	109,43	133,73	E2
0	39,09	29,57	109,43	131,44	E3
0	38,73	29,57	109,43	133,46	E4
Oliveira (2009)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	43,45	7,59	402,38	110,49	E4
0	43,79	7,59	402,38	109,12	E6
0	43,81	7,59	402,38	109,04	E3
0	43,40	7,59	402,38	110,68	E5
Santos (2013)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	40,74	20,91	159,92	122,65	E1
0	41,07	20,91	159,92	121,04	E6
0	40,69	20,91	159,92	122,93	E2
0	40,69	20,91	159,92	122,93	E5
Santos (2023)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	41,64	16,70	202,33	63,37	E4
0	41,65	16,70	202,33	63,34	E1
0	41,98	16,70	202,33	62,54	E6
0	42,00	16,70	202,33	62,49	E3

Unidades: [cm, tf, cm ²]							
Seleção de Resultados							
<input type="radio"/> Todas <input type="radio"/> Críticas <input type="radio"/> Escolher caso <input type="text" value="0"/>							
Bléivot & Frémy (1967)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,n...
0	E4-E5	31,25	12,08	12,27	12,5	10	41
0	E1-E2	31,25	12,08	12,27	12,5	10	41
0	E1-E6	32,21	12,45	12,57	10,0	16	33
0	E3-E4	32,22	12,45	12,57	10,0	16	33
Fusco - Método A (1985)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,n...
0	E1-E2	35,24	13,62	14,07	8,0	28	26
0	E4-E5	35,24	13,62	14,07	8,0	28	26
0	E1-E6	36,32	14,03	14,07	8,0	28	27
0	E3-E4	36,32	14,03	14,07	8,0	28	27
Fusco - Método B (1985)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,n...
0	E4-E5	38,91	15,03	15,08	8,0	30	27
0	E1-E2	38,91	15,03	15,08	8,0	30	27
0	E1-E6	40,10	15,49	15,58	8,0	31	27
0	E3-E4	40,11	15,50	15,58	8,0	31	27
Oliveira (2009)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,n...
0	E1-E2	32,95	12,73	13,07	8,0	26	26
0	E4-E5	32,95	12,73	13,07	8,0	26	26
0	E1-E6	33,96	13,12	13,35	10,0	17	33
0	E3-E4	33,97	13,12	13,35	10,0	17	33
Santos (2013)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,n...
0	E1-E2	36,24	14,00	14,07	8,0	28	27
0	E4-E5	36,24	14,00	14,07	8,0	28	27
0	E1-E6	37,35	14,43	14,58	8,0	29	26
0	E3-E4	37,36	14,43	14,58	8,0	29	26
Santos (2023)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,n...
0	E1-E2	35,10	13,56	13,57	8,0	27	27
0	E4-E5	35,10	13,56	13,57	8,0	27	27
0	E1-E6	36,18	13,98	14,07	8,0	28	27
0	E3-E4	36,19	13,98	14,07	8,0	28	27

(a) Tensões no pilar e nas estacas

(b) Força e área de aço por tirante

Fonte: Autor

5 RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO PROGRAMA

A implementação computacional das metodologias abordadas neste trabalho proporciona uma ferramenta útil para a análise cálculo de blocos de coroamento em diferentes modelos. Neste capítulo, busca-se comparar e validar os resultados obtidos pelo software com exemplos resolvidos publicados e softwares comerciais já estabelecidos no mercado . Este capítulo busca validar os resultados do programa através da comparação com exemplos resolvidos em outros trabalhos e explorar as potencialidades do programa.

5.1 Resolução de exemplos publicados

A seguir são apresentados exemplos de blocos de coroamento calculados com algum dos métodos discutidos neste trabalho e publicados na literatura. Os resultados dos trabalhos são comparados com os resultados do software para, além validar, comparar as demais metodologias.

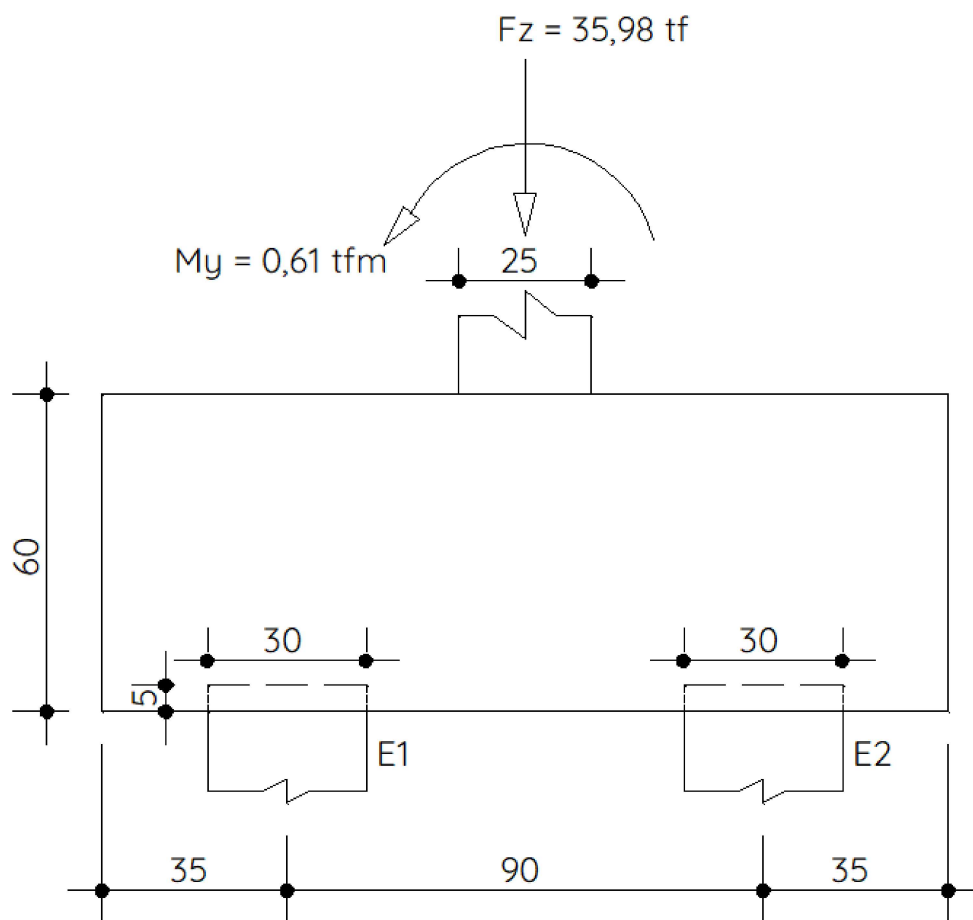
Os primeiros dois exemplos provêm do trabalho do Aguiar (2018), onde foram escolhidos dois blocos, sendo um bloco sobre duas estacas (B1) e um bloco sobre quatro estacas (B2), de um edifício em concreto armado, modelado utilizando o software TQS, cujo dimensionamento automático foi comparado a verificação manual do autor utilizando o método de Oliveira (2009).

O terceiro exemplo provém da obra IBRACON (2015), cujo objetivo é elucidar os princípios e requisitos estabelecidos pela norma brasileira para o projeto de estruturas de concreto, proporcionando assim uma melhor compreensão e facilitando a sua adoção por escritórios de engenharia e arquitetura. O exemplo é composto de um bloco sobre duas estacas (B3), calculado através do método de Santos (2013) e comparado com o método de Blévoit e Frémy (1967).

5.1.1 Exemplo 1

Aguiar (2018) calculou o bloco B1, ilustrado na Figura 36, utilizando o "Método de Blévoit" e o método "Fusco - Método B" utilizando o TQS, cujos relatórios do dimensionamento automático foram utilizados para realizar uma verificação manual utilizando o método de Oliveira (2009). Os relatórios são apresentados nas Figura 37 e 38.

Figura 36 – Desenho esquemático do bloco B1



Fonte: Autor

Figura 37 – Relatório para o bloco B1 utilizando o método de Blévtot e Frémy (1967)

BLOCO: 5 - B5 Retang. (1x)

TOTAL DE CARREGAMENTOS = 18 / CARREGAMENTOS PRINCIPAIS:							
Caso	Nk [kN]	Mxk [kN.m]	Myk [kN.m]	Fxk [kN]	Fyk [kN]	Mx* [kN.m]	My* [kN.m]
5 (Dim)	359.8	.4	4.1	3.28	-.24	.5	6.1
18 (Rmin)	347.5	.2	4.9	3.48	-.14	.2	7.0
15 (TEst)	346.9	11.5	2.5	2.47	-6.82	15.6	4.0
GEOMETRIA [cm,m2,m3]		CARGAS [kN,m]		TENSOES [MPa]		VERIF. [cm, graus]	
		Dimensionam.		Bielas		Altura/Ang.Biela	
Estacas= 2	fi = 30.0	FN= 359.8	TensLimp= 22.5	dmin = 38.8			
DisX= 90.0		MX= .5	TensPil = 24.4	dmax = 55.0			
Xbl = 150.0	Ybl = 60.0	MY= 6.1		d = 49.5			
Alt = 60.0	Vol = .540		TensLimE= 22.5	AnguloX= 51.9			
Xpil= 25.0	Ypil= 20.0	FEq= 386.8	TensEst = 7.4	AnguloY= 51.9			
Área de forma:	2.52	Fmx= 193.4					
*****		Fmn= 172.7	****				
ARMADURAS [cm2,cm]		Peso Próprio: 13.5 kN (x1)					
Prin.X:	6.7 = 4 { 16.0 C/ 15.0	Susp.Y:	2.3 = 8 { 6.3 C/ 20.0				
P.Estr:	1.0 = 4 { 6.3 C/ 15.0	Laterl:	1.3 = 5 { 6.3 C/ 12.5				
AVISOS							
ERROS							
ERRO: Tensão no pilar		24.4 MPa maior do que a admissível		22.5 MPa.			

Fonte: (Aguiar, 2018)

Figura 38 – Relatório para o bloco B1 utilizando o método de Fusco (1994)

BLOCO: 5 - B5 Retang. (1x)

TOTAL DE CARREGAMENTOS = 18 / CARREGAMENTOS PRINCIPAIS:							
Caso	Nk [kN]	Mxk [kN.m]	Myk [kN.m]	Fxk [kN]	Fyk [kN]	Mx* [kN.m]	My* [kN.m]
5 (Dim)	359.8	.4	4.1	3.28	-.24	.5	6.1
18 (Rmin)	347.5	.2	4.9	3.48	-.14	.2	7.0
15 (TEst)	346.9	11.5	2.5	2.47	-6.82	15.6	4.0
GEOMETRIA [cm,m2,m3]		CARGAS [kN,m]		TENSOES [MPa]		VERIF. [cm, graus]	
		Dimensionam.		Bielas		Altura/Ang.Biela	
Estacas= 2	fi = 30.0	FN= 359.8	TensLimp= 13.7	zmin = 38.8			
DisX= 90.0		MX= .5	TensPil = 6.3	zmax = 55.0			
Xbl = 150.0	Ybl = 60.0	MY= 6.1		z = 41.1			
Alt = 60.0	Vol = .540		TensLimE= 11.6	AnguloX= 50.3			
Xpil= 25.0	Ypil= 20.0	FEq= 386.8	TensEst = 6.0	AnguloY= 50.3			
Área de forma:	2.52	Fmx= 193.4					
*****		Fmn= 172.7					
ARMADURAS [cm2,cm]		Peso Próprio: 13.5 kN (x1)					
Prin.X:	6.4 = 4 { 16.0 C/ 15.0	Susp.Y:	2.3 = 8 { 6.3 C/ 20.0				
P.Estr:	1.0 = 5 { 5.0 C/ 12.5	Laterl:	1.3 = 5 { 6.3 C/ 12.5				
VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO NA ÁREA AMPLIADA [MÉTODO FUSCO]							
Tetal= 45.0 graus		X = 9.36 cm	Ac, amp = 1692.27 cm2				
Cálculo Armadura:		z_arm= 45.3 cm	Ang_arm= 49.4				

Fonte: (Aguiar, 2018)

As propriedades do bloco B1 que foram utilizadas para a verificação manual no trabalho de referência estão relacionadas na Tabela 4:

Tabela 4 – Características do Bloco B1

Propriedade	Valor
Estacas	2
f_{ck}	25 MPa
ϕ	30 cm
Δ_e	90 cm
Cob_e	15 cm
Embutimento	5 cm
H	60 cm
Lp_x	25 cm
Lp_y	20 cm
Fz	35,98 tf
Mx	0 tfm
My	0,61 tfm

Fonte: Autor

Sendo:

- ϕ : Diâmetro da estaca;
- Δ_e : distância entre CGs das estacas;
- Cob_e : Distância da face das estacas à face do bloco;
- H: Altura total do bloco;
- Lp_x : Dimensão do pilar na direção x;
- Lp_y : Dimensão do pilar na direção y;
- Fz: Força vertical;
- Mx: Momento em torno do eixo x;
- My: Momento em torno do eixo y;

Estes dados são suficientes para reproduzir os resultados usando o software desenvolvido neste trabalho.

Os resultados calculados no trabalho de referência estão descritos na tabela 5:

Tabela 5 – Resultados do exemplo 1

Propriedade	Valor
Reação estaca E1	18,67 tf
Reação estaca E2	17,31 tf
f_{cd1}	136,61 kgf/cm ²
x	7 cm
Área ampliada do pilar	2540 cm ²
z	51,50 cm
Inclinação da biela	53°
Tensão na ligação biela-pilar	32,26 kgf/cm ²
f_{cd3}	115,71 kgf/cm ²
Tensão na ligação biela-estaca mais comprimida	57,98 kgf/cm ²
Armadura no tirante	4,52 cm ²
Detalhamento no tirante	6 ϕ 10 (4,71 cm ²)
Bitola escolhida para o estribo vertical	ϕ 10 mm

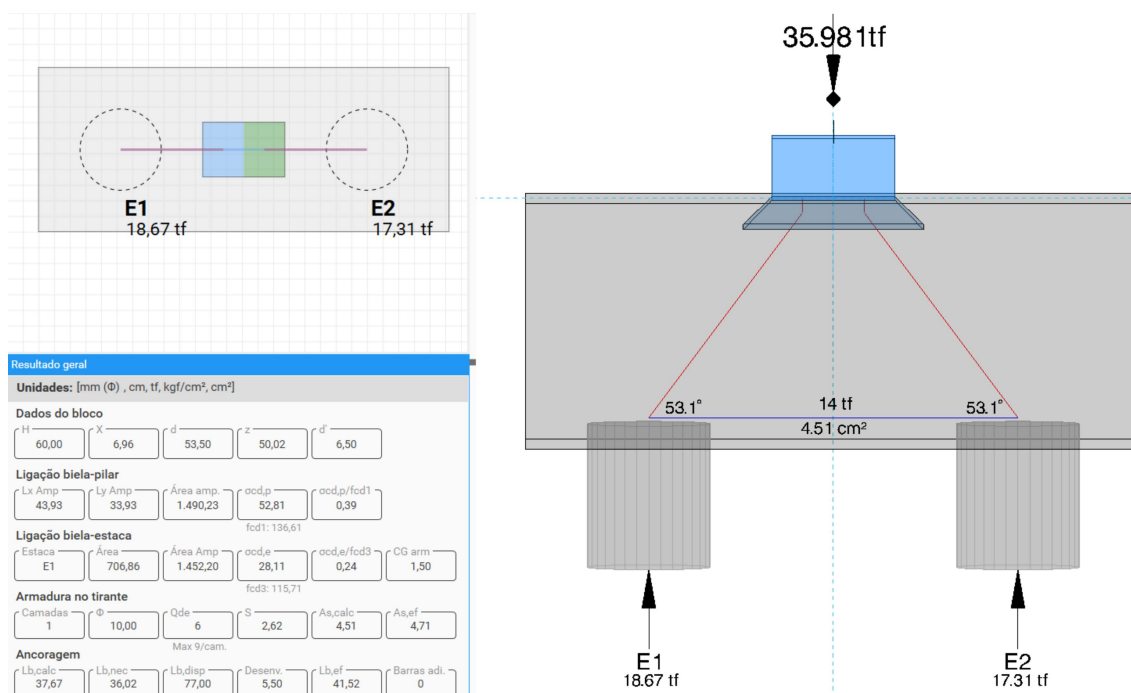
Fonte: Autor

Sendo:

- f_{cd1} : Tensão limite para nós CCC;
- f_{cd3} : Tensão limite para nós CCT;
- x : Profundidade da área ampliada

Calculando este bloco com o auxílio do software desenvolvido neste trabalho, utilizando $\gamma_n = 1$, obtém-se os resultados exibidos na Figura 39, utilizando o método de Oliveira (2009).

Figura 39 – Visualização do modelo e resultados utilizando o método de Oliveira para o Bloco B1



Fonte: Autor

Os valores calculados para o bloco B1 podem ser comparados entre os diferentes métodos abordados neste trabalho através da Figura 40.

Nota-se que o detalhamento do tirante mostrou-se consistente em todos os métodos. A área de aço calculada com o método de de Blévtot e Frémy (1967) é majorada em 15%, apresentando uma diferença de aproximadamente 10% em relação aos demais métodos.

As diferenças nas tensões calculadas nos nós das ligações biela-pilar se devem ao ângulo de espraio do campo de tensões junto ao pilar utilizado, onde neste trabalho foi fixado o ângulo de 45° a fim de comparar a tensão junto ao pilar entre os métodos em função da profundidade da área ampliada ("x"). O autor do exemplo 1 utilizou o mesmo ângulo da biela de compressão, 53°, o que justifica a menor tensão na área ampliada. O modelo proposto por Santos (2022) estabelece limites mais consistentes para o espraio das tensões em blocos sobre duas estacas, limitando o espraio na direção das estacas.

As diferenças nas tensões calculadas no nó da ligação biela-estaca são justificadas pela área considerada. O autor do exemplo 1 considerou o diâmetro da estaca, cuja tensão

se assemelha ao modelo de Blévoit e Frémy (1967). Para os demais modelos considerou-se um espraçamento em 45° desde a base do bloco até o plano formado pelas armaduras dos tirantes, com exceção ao modelo de Santos (2022), considerando um espraçamento desde o final do embutimento da estaca até o plano formado pela armadura dos tirantes.

Os diferentes valores calculados para a profundidade da área ampliada não foram significativos para o ângulo da biela de compressão formada.

Figura 40 – Comparação geral dos valores calculados entre os métodos

Geometria Pilar Ações Critérios Tensões Tirantes					
Unidades: [cm, °, tf, kgf/cm², cm²]			Tensões admissíveis: fcd1: 136,61 fcd3: 115,71		
Seleção de Resultados					
Todas Críticas Escolher caso 0					
Blévoit & Frémy (1967)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	54,97	0,00	125,22	55,14	E1
0	54,97	0,00	125,22	51,14	E2
Fusco (1994) - Método A (TQS)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	50,91	14,69	28,52	29,88	E1
0	50,91	14,69	28,52	27,71	E2
Fusco (1994) - Método B (TQS)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	53,28	6,44	55,59	28,01	E1
0	53,28	6,44	55,59	25,98	E2
Oliveira (2009)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	53,14	6,96	52,81	28,11	E1
0	53,14	6,96	52,81	26,07	E2
Santos (2013)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	54,97	0,00	125,22	26,84	E1
0	54,97	0,00	125,22	24,89	E2
Santos (2023)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	53,52	5,56	63,16	51,87	E1
0	53,52	5,56	63,16	48,10	E2

Geometria Pilar Ações Critérios Tensões Tirantes							
Unidades: [cm, tf, cm²]							
Seleção de Resultados							
Todas Críticas Escolher caso 0							
Blévoit & Frémy (1967)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	13,09	4,85	5,50	10,0	7	33
Fusco - Método A (1985)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	15,17	4,88	5,50	10,0	7	33
Fusco - Método B (1985)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	13,92	4,48	4,71	10,0	6	36
Oliveira (2009)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	14,00	4,51	4,71	10,0	6	36
Santos (2013)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	13,09	4,21	4,71	10,0	6	34
Santos (2023)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	13,80	4,44	4,71	10,0	6	36

(a) Cálculo de tensões

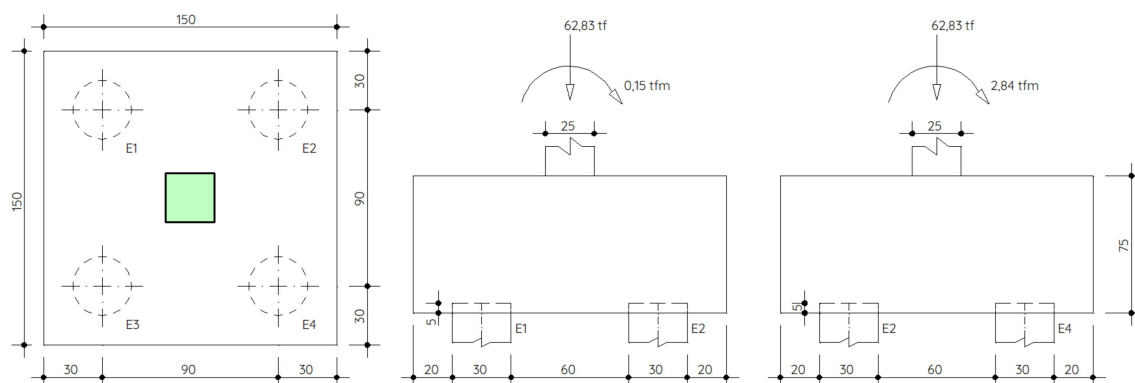
(b) Cálculo da área de aço

Fonte: Autor

5.1.2 Exemplo 2

Aguiar (2018) calculou o bloco B2, apresentado na figura 41, utilizando o "Método de Blévtot" e o método "Fusco - Método B" utilizando o TQS, cujos relatórios do dimensionamento automático foram utilizados para, a partir das combinações geradas, realizar uma verificação manual utilizando o método de Oliveira (2009). Os relatórios são apresentados nas Figura 42 e 43.

Figura 41 – Desenho esquemático do bloco B2



Fonte: Autor

As propriedades do bloco B2 que foram utilizadas para a verificação manual no trabalho de referência estão relacionadas na Tabela 6:

Figura 42 – Relatório para o bloco B2 utilizando o método de Bléivot e Frémy (1967)

BLOCO: 6 - B6 Retang. (1x)

TOTAL DE CARREGAMENTOS = 18 / CARREGAMENTOS PRINCIPAIS:							
Caso	Nk [kN]	Mxx [kN.m]	Myk [kN.m]	Fxk [kN]	Fyk [kN]	Mx* [kN.m]	My* [kN.m]
6 (Dim)	628.3	-19.9	.8	.84	11.34	-28.4	1.5
15 (Rmin)	626.5	-19.9	.8	.81	11.40	-28.5	1.4
GEOMETRIA [cm,m2,m3]		CARGAS [kN,m]		TENSOES [MPa]		VERIF. [cm, graus]	
Dimensionam.		Bielas		Altura/Ang.Biela			
Estacas= 4	fi = 30.0	FN= 628.3	TensLimP= 33.8	dmin = 54.8			
DisX= 90.0	DisY= 90.0	MX= -28.4	TensPil = 46.6	dmax = 78.3			
Xbl = 150.0	Ybl = 150.0	MY= 1.5		d = 63.0			
Alt = 75.0	Vol = 1.688		TensLimE= 33.8	Angulo = 49.0			
Xpil= 25.0	Ypil= 25.0	FEq= 736.8	TensEst = 7.7				
Área de forma:	4.50	Fmx= 184.2					
*****		Fmn= 150.6	****				
ARMADURAS [cm2,cm]		Peso Próprio: 42.2 kN (x1)					
Prin.X:	4.4 = 6 {10.0 C/ 6.0	Prin.Y:	4.4 = 6 {10.0 C/ 6.0				
Susp.X:	4.4 = 10 { 8.0 C/ 15.0	Susp.Y:	4.4 = 10 { 8.0 C/ 15.0				
Laterl:	1.3 = 5 { 6.3 C/ 15.0						
AVISOS							
- Bloco considerado "Quadrado" (diferença de dimensões): .0 <= 9.0 cm, (critério de projeto). Armaduras igualadas (X,Y), pela maior.							
ERROS							
ERRO: Tensão no pilar 46.6 MPa maior do que a admissível 33.8 MPa.							

Fonte: (Aguiar, 2018)

Figura 43 – Relatório para o bloco B2 utilizando o método de Fusco (1994)

BLOCO: 6 - B6 Retang. (1x)

TOTAL DE CARREGAMENTOS = 18 / CARREGAMENTOS PRINCIPAIS:							
Caso	Nk [kN]	Mxx [kN.m]	Myk [kN.m]	Fxk [kN]	Fyk [kN]	Mx* [kN.m]	My* [kN.m]
6 (Dim)	628.3	-19.9	.8	.84	11.34	-28.4	1.5
15 (Rmin)	626.5	-19.9	.8	.81	11.40	-28.5	1.4
GEOMETRIA [cm,m2,m3]		CARGAS [kN,m]		TENSOES [MPa]		VERIF. [cm, graus]	
Dimensionam.		Bielas		Altura/Ang.Biela			
Estacas= 4	fi = 30.0	FN= 628.3	TensLimP= 13.7	zmin = 54.8			
DisX= 90.0	DisY= 90.0	MX= -28.4	TensPil = 7.1	zmax = 78.3			
Xbl = 150.0	Ybl = 150.0	MY= 1.5		z = 49.8			
Alt = 75.0	Vol = 1.688		TensLimE= 11.6	Angulo = 48.3			
Xpil= 25.0	Ypil= 25.0	FEq= 736.8	TensEst = 6.1				
Área de forma:	4.50	Fmx= 184.2					
*****		Fmn= 150.6	****				
ARMADURAS [cm2,cm]		Peso Próprio: 42.2 kN (x1)					
Prin.X:	4.9 = 4 {12.5 C/ 10.0	Prin.Y:	4.9 = 4 {12.5 C/ 10.0				
Susp.X:	4.9 = 10 { 8.0 C/ 15.0	Susp.Y:	4.9 = 10 { 8.0 C/ 15.0				
Laterl:	1.5 = 5 { 6.3 C/ 15.0						
VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO NA ÁREA AMPLIADA [MÉTODO FUSCO]							
Total= 45.0 graus X = 14.68 cm Ac,amp = 2955.54 cm2							
Cálculo Armadura: z_arm= 56.4 cm Ang_arm= 45.8							

Fonte: (Aguiar, 2018)

Tabela 6 – Características do Bloco B2

Propriedade	Valor
Estacas	4
f_{ck}	25 MPa
ϕ	30 cm
Δ_e	90 cm
Cob_e	15 cm
Embutimento	5 cm
H	70 cm
L_{p_x}	25 cm
L_{p_y}	25 cm
Fz	62,83 tf
Mx	2,84 tfm
My	0,15 tfm

Fonte: Autor

Sendo:

- ϕ : Diâmetro da estaca;
- Δ_e : distância entre CGs das estacas;
- Cob_e : Distância da face das estacas à face do bloco;
- H: Altura total do bloco;
- L_{p_x} : Dimensão do pilar na direção x;
- L_{p_y} : Dimensão do pilar na direção y;
- Fz: Força vertical;
- Mx: Momento em torno do eixo x;
- My: Momento em torno do eixo y;

Os resultados calculados no trabalho de referência estão descritos na tabela 7:

Tabela 7 – Resultados extraídos do trabalho de referência

Propriedade	Valor
Reação estaca E1	14,05 tf
Reação estaca E2	14,21 tf
Reação estaca E3	17,20 tf
Reação estaca E4	17,37 tf
f_{cd1}	136,61 kgf/cm ²
x	8 cm
Área ampliada do pilar	3250 cm ²
z	66 cm cm
Inclinação da biela	50,3°
Tensão na ligação biela-pilar	50,55 kgf/cm ²
f_{cd3}	115,71 kgf/cm ²
Tensão na ligação biela-estaca mais comprimida	57,85 kgf/cm ²
Armadura no tirante	3,28 cm ²
Detalhamento no tirante	5 ϕ 10 (3,93 cm ²)
Bitola escolhida para o estribo vertical	ϕ 10 mm

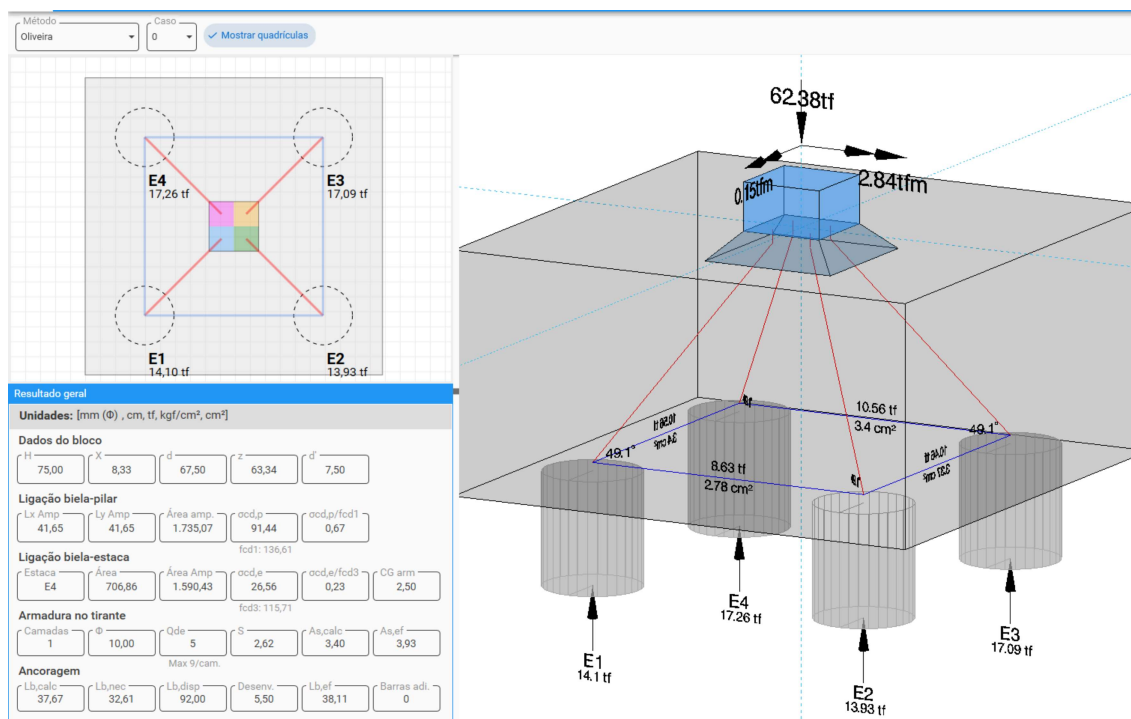
Fonte: Autor

Sendo:

- f_{cd1} : Tensão limite para nós CCC;
- f_{cd3} : Tensão limite para nós CCT;
- x : Profundidade da área ampliada

Calculando este bloco com o auxílio do software desenvolvido neste trabalho, obtém-se os resultados exibidos na Figura 44, utilizando o método de Oliveira (2009):

Figura 44 – Visualização do modelo e resultados utilizando o método de Oliveira para o Bloco B2



Fonte: Autor

Os valores calculados para o bloco B2 podem ser comparados entre os diferentes métodos abordados neste trabalho através da Figura 45.

Como no exemplo 1, o detalhamento do tirante mostrou-se consistente em todos os métodos.

Ao verificar as resistências nos nós das ligações biela-pilar e biela-estaca, nota-se que o método de Blévo e Frémy (1967) não é adequado para verificar este bloco, já que apresenta uma tensão na ligação biela-pilar acima da tensão admissível, ao contrário dos outros métodos, que apresentam resultados com a ordem de grandeza notavelmente menor. No cálculo das tensões junto às estacas, os valores se mostram consistentes nos demais modelos.

Assim como no exemplo 1, os diferentes valores calculados para a profundidade do espriamento das tensões junto ao pilar não foram significativos para o ângulo da biela de compressão.

Figura 45 – Comparação geral dos valores calculados entre os métodos

Geometria Pilar Ações Critérios Tensões Tirantes					
Unidades: [cm, °, tf, kgf/cm², cm²]			Tensões admissíveis: fcd1: 136,61 fcd3: 115,71		
Seleção de Resultados					
Todas Críticas Escolher caso 0 ▾					
Blévoit & Frémy (1967)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	50,93	0,00	240,84	56,70	E4
0	50,93	0,00	240,84	56,16	E3
0	50,93	0,00	240,84	46,34	E1
0	50,93	0,00	240,84	45,79	E2
Fusco (1994) - Método A (TQS)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	47,58	15,06	54,79	27,87	E4
0	47,58	15,06	54,79	27,61	E3
0	47,58	15,06	54,79	22,78	E1
0	47,58	15,06	54,79	22,51	E2
Fusco (1994) - Método B (TQS)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	48,24	12,22	66,67	27,30	E4
0	48,24	12,22	66,67	27,03	E3
0	48,24	12,22	66,67	22,30	E1
0	48,24	12,22	66,67	22,04	E2
Oliveira (2009)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	49,13	8,33	91,44	26,56	E4
0	49,13	8,33	91,44	26,31	E3
0	49,13	8,33	91,44	21,70	E1
0	49,13	8,33	91,44	21,45	E2
Santos (2013)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	50,01	4,32	136,61	25,87	E4
0	50,01	4,32	136,61	25,62	E3
0	50,01	4,32	136,61	21,14	E1
0	50,01	4,32	136,61	20,89	E2
Santos (2023)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	47,90	13,70	60,02	27,59	E4
0	47,90	13,70	60,02	27,32	E3
0	47,90	13,70	60,02	22,55	E1
0	47,90	13,70	60,02	22,28	E2

Geometria Pilar Ações Critérios Tensões Tirantes							
Unidades: [cm, tf, cm²]							
Seleção de Resultados							
Todas Críticas Escolher caso 0 ▾							
Blévoit & Frémy (1967)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,...
0	E1-E2	8,09	2,61	3,14	10,0	4	31
0	E2-E3	9,81	3,16	3,93	10,0	5	30
0	E3-E4	9,91	3,19	3,93	10,0	5	31
0	E1-E4	9,91	3,19	3,93	10,0	5	31
Fusco - Método A (1985)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,...
0	E1-E2	9,11	2,93	3,14	10,0	4	35
0	E2-E3	11,04	3,56	3,93	10,0	5	34
0	E3-E4	11,15	3,59	3,93	10,0	5	34
0	E1-E4	11,15	3,59	3,93	10,0	5	34
Fusco - Método B (1985)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,...
0	E1-E2	8,90	2,87	3,14	10,0	4	34
0	E2-E3	10,79	3,47	3,93	10,0	5	33
0	E1-E4	10,89	3,51	3,93	10,0	5	34
0	E2-E4	10,89	3,51	3,93	10,0	5	34
Oliveira (2009)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,...
0	E1-E2	8,63	2,78	3,14	10,0	4	33
0	E2-E3	10,46	3,37	3,93	10,0	5	32
0	E1-E4	10,56	3,40	3,93	10,0	5	33
0	E2-E4	10,56	3,40	3,93	10,0	5	33
Santos (2013)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,...
0	E1-E2	8,36	2,69	3,14	10,0	4	32
0	E2-E3	10,13	3,26	3,93	10,0	5	31
0	E1-E4	10,23	3,30	3,93	10,0	5	32
0	E2-E4	10,23	3,30	3,93	10,0	5	32
Santos (2023)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,...
0	E1-E2	9,01	2,90	3,14	10,0	4	35
0	E2-E3	10,92	3,52	3,93	10,0	5	34
0	E1-E4	11,03	3,55	3,93	10,0	5	34
0	E2-E4	11,03	3,55	3,93	10,0	5	34

(a) Cálculo de tensões

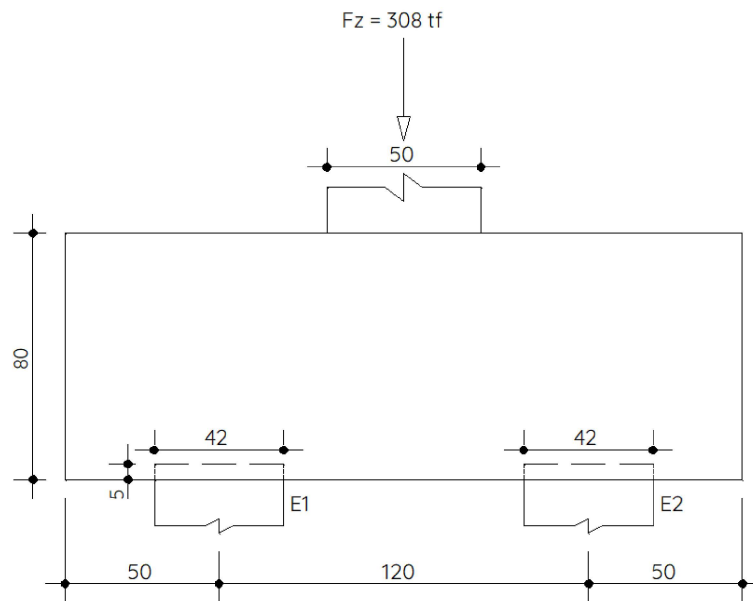
(b) Cálculo da área de aço

Fonte: Autor

5.1.3 Exemplo 3

O bloco B3 é apresentado na figura 46:

Figura 46 – Desenho esquemático do bloco B3



Fonte: Autor

As propriedades do bloco B3 que foram utilizadas para a verificação manual no trabalho de referência estão relacionadas na Tabela 8:

Tabela 8 – Características do Bloco B3

Propriedade	Valor
Estacas	2
f_{ck}	30 MPa
f_{yk}	500 MPa
Cobrimento	4 cm
ϕ	42 cm
Δ_e	90 cm
Cob_{ex}	29 cm
Cob_{ey}	19 cm
Embutimento	5 cm
H	80 cm
Lp_x	50 cm
Lp_y	40 cm
Fz	308 tf

Fonte: Autor

Sendo:

- ϕ : Diâmetro da estaca;
- Δ_e : distância entre CGs das estacas;
- Cob_{ex} : Distância da face das estacas à face do bloco na direção X;
- Cob_{ey} : Distância da face das estacas à face do bloco na direção Y;
- H: Altura total do bloco;
- Lp_x : Dimensão do pilar na direção x;
- Lp_y : Dimensão do pilar na direção y;
- Fz: Força vertical;

Os resultados calculados no trabalho de referência estão descritos na tabela 9:

Tabela 9 – Resultados extraídos do trabalho de referência

Propriedade	Santos (2013)	Blévo e Frémy (1967)
Reação estaca E1	154,0 tf	154,0 tf
Reação estaca E2	154,0 tf	154,0 tf
f_{cd1}	160,3 kgf/cm ²	-
Tensão junto ao pilar	164,0 kgf/cm ²	219 kgf/cm ²
x	15 cm	-
Inclinação da biela	54,0 °	56,9 °
f_{cd3}	135,8 kgf/cm ²	-
Tensão junto à estaca mais comprimida	95,0 kgf/cm ²	158,0 kgf/cm ²
Armadura no tirante	26,0 cm ²	26,5 cm ²
Detalhamento no tirante	9 ϕ 20 (28,4 cm ²)	-
Bitola escolhida para o estribo vertical	ϕ 10 mm	-

Fonte: Autor

Sendo:

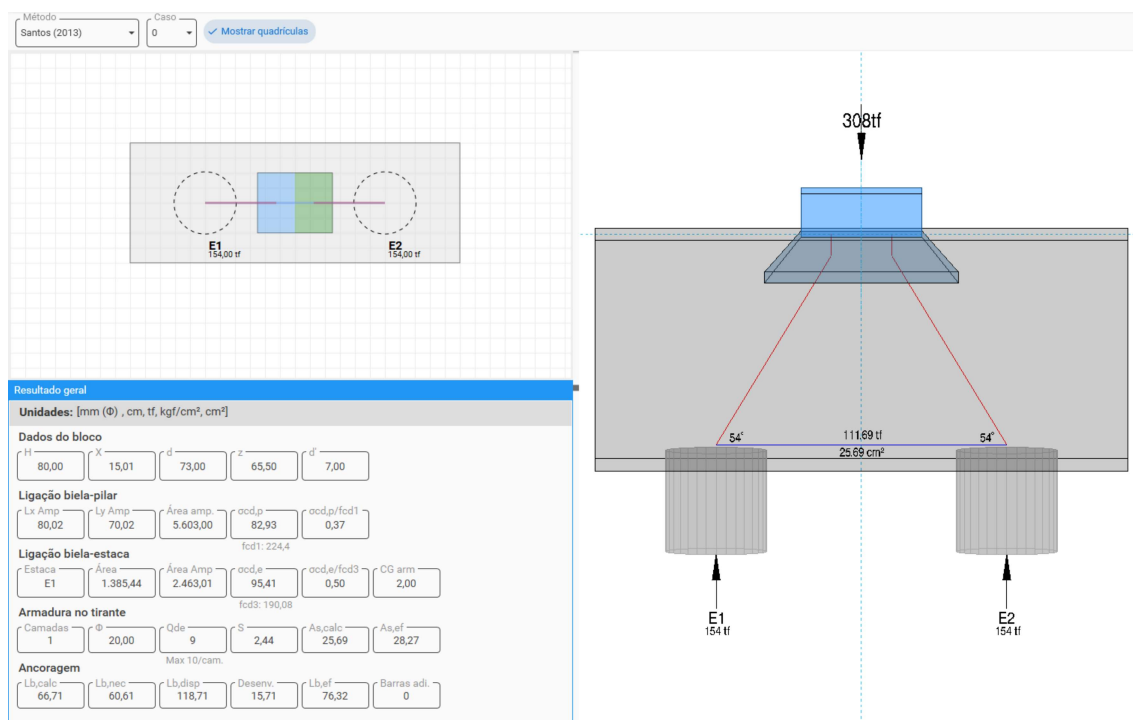
- f_{cd1} : Tensão limite para nós CCC;
- f_{cd3} : Tensão limite para nós CCT;
- x : Profundidade da área ampliada

Para o bloco B3, obtém-se os resultados exibidos na Figura 47, utilizando o método de Santos (2013):

Os valores calculados para o bloco B3 podem ser comparados entre os diferentes métodos abordados neste trabalho através da Figura 48:

Nota-se diferenças nas tensões junto ao pilar, uma vez que o autor do exemplo 3 considerou o espraçamento somente na direção das estacas e igualou o ângulo de espraçamento do campo de tensões junto ao pilar ao ângulo da biela de compressão. Contudo, as tensões junto às estacas apresentam valores semelhantes ao calculado no exemplo, com exceção do método proposto por Santos (2022), onde o critério estabelecido resulta na tensão da ligação biela-estaca acima do limite admissível, por ser mais conservadora quanto ao espraçamento das tensões junto às estacas para blocos sobre duas estacas. A área de aço calculada no tirante é semelhante em todos os modelos.

Figura 47 – Visualização do modelo e resultados utilizando o método de Oliveira para o Bloco B2



Fonte: Autor

Figura 48 – Comparação geral dos valores calculados entre os métodos

Geometria Pilar Ações Critérios <u>Tensões</u> Tirantes					
Unidades: [cm, °, tf, kgf/cm², cm²]			Tensões admissíveis: fcd1: 160,29 fcd3: 135,77		
Seleção de Resultados					
Todas Críticas Escolher caso 0					
Blévyot & Frémy (1967)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	56,95	0,00	216,70	158,22	E1
Fusco (1994) - Método A (TQS)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	51,97	24,52	55,64	100,76	E1
Fusco (1994) - Método B (TQS)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	52,99	19,96	66,44	98,05	E1
Oliveira (2009)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	55,59	7,29	126,87	91,86	E1
Santos (2013)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	54,05	15,01	82,93	95,41	E1
Santos (2023)					
Caso	α	X	$\sigma_{cd,p}$	$\sigma_{cd,e}$	Estaca
0	52,48	22,30	121,84	161,01	E1

(a) Cálculo de tensões

Geometria Pilar Ações Critérios <u>Tensões</u> Tirantes							
Unidades: [cm, tf, cm²]							
Seleção de Resultados							
Todas Críticas Escolher caso 0							
Blévyot & Frémy (1967)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	100,21	26,50	28,27	20,0	9	63
Fusco - Método A (1985)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	120,43	27,70	28,27	20,0	9	65
Fusco - Método B (1985)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	116,08	26,70	28,27	20,0	9	63
Oliveira (2009)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	105,47	24,26	25,13	20,0	8	64
Santos (2013)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	111,69	25,69	28,27	20,0	9	61
Santos (2023)							
Caso	Tirante	Força	As,nec	As,ef	Φ	Qde	Lb,nec
0	E1-E2	118,27	27,20	28,27	20,0	9	64

(b) Cálculo da área de aço

Fonte: Autor

6 CONCLUSÕES

O objetivo principal deste trabalho foi atingido, fornecendo uma ferramenta capaz de reproduzir com diferentes metodologias a aplicação do Modelo de Bielas e Tirantes, com flexibilidade para se adaptar a diferentes critérios utilizados no meio técnico.

Para o modelo de cálculo, a definição da profundidade do nó biela-pilar é crucial, estabelecendo o ângulo da biela de compressão, que influencia diretamente o dimensionamento dos tirantes e as verificações nodais, além de ser um indicativo para a classificação da rigidez do bloco de coroamento.

Embora as metodologias discutidas neste trabalho apresentam valores distintos atribuídos à profundidade da ligação biela-pilar, os ângulos das bielas de compressão não provocaram diferenças significativas na área de aço efetiva nos tirantes.

No entanto diferenças significativas podem ser observadas no cálculo da tensão junto ao pilar, a depender do critério adotado para o espraçamento do campo de tensões na zona comprimida sob o pilar. Os modelos de blocos sobre duas estacas apresentam diferenças mais acentuadas. É importante estabelecer limites e critérios nos modelos para a profundidade e geometria da área ampliada, tanto do pilar como também das estacas, nos modelos, como especificado por Santos (2022).

6.1 Recomendações para trabalhos futuros

Para o programa em questão:

- Implementar soluções para pilares com geometrias não-retangulares;
- Criar critérios para não considerar a formação de bielas onde houver uma tensão menor que valor de referência;
- Implementar soluções para blocos com estaca tracionada;
- Otimizar o dimensionamento considerando parâmetros de custo;
- Implementar soluções com estacas tracionadas nos modelos;
- Implementar otimização topológica utilizando elementos de barras e elementos de volume a fim de testar pilares excêntricos e múltiplos pilares sobre o mesmo bloco;
- Verificar a capacidade resistente a partir de um detalhamento existente;
- Incorporar estacas inclinadas ao modelo.

Demais sugestões:

- Ensaiar blocos com pilares associados e excêntricos aos bloco;
- Validar modelos numéricos numericamente blocos com pilares associados e excêntricos ao bloco a partir dos resultados de ensaios experimentais;
- Incorporar no modelo a influência do solo;

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: [s.n.], 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: [s.n.], 2023.
- ADEBAR, Perry; KUCHMA, Daniel; COLLINS, Michael P. Strut-and-tie models for the design of pile caps: An experimental study. *ACI Structural Journal*, v. 87, n. 1, p. 81-92, 1990.
- DE AGUIAR, Caio Cesar Pereira. **Dimensionamento de estruturas especiais de concreto armado pelo método de bielas e tirantes**. 2018. Tese de Doutorado. Dissertação de Mestrado, Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. 3. ed. São Paulo, SP: Blucher Edgard Blücher Ltda, 2019.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. [S.l.]: Editora Blucher, 2019.
- BAVARESCO, Danicler. **Análise e dimensionamento de blocos de fundação destinados ao apoio de pilares de geometria complexa**. 2016. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Maringá.
- BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. **Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics. Semelles sur pieux**, 1967.
- CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto**. 2. ed. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2022.
- CAO, Jing. **The shear behavior of the reinforced concrete four-pile caps**. 2009. Tese de Doutorado. University of Southampton.
- CALAVERA, José. **Cálculo de estructuras de cimentación**. Madrid: Intemac, 1991.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP **Recommendations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation**. Paris: [s.n.], 1970. (Bulletin d'Information, 73).
- CLARKE, John L. **Behaviour and design of pile caps with four piles**. 1973.
- CUNHA, Márcio.; MOURA, Everton. **Análise da classificação dos blocos de coroamento sobre estacas quanto a sua rigidez, à luz do CEB-70 e da NBR 6118/2014**. ABPE - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PONTES E ESTRUTURAS. X Congresso Brasileiro de Pontes & Estruturas. Rio de Janeiro, 2018.

DELALIBERA, R.; GIONGO, J. **Deformações nas diagonais comprimidas em blocos sobre duas estacas**. Revista IBRACON de estruturas e materiais, SciELO Brasil, v. 1, p. 121–157, 2008.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. 2006. Tese (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. doi:10.11606/T.18.2006.tde-19072006-093551. Acesso em: 2024-01-08.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, SP: Editora Pini Ltda, 1994.

IBRACON. **ABNT NBR 6118: 2014—Comentários e Exemplos de Aplicação**. [S.l.]: Ibracon São Paulo, 2015.

MALVERN, Lawrence. **Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium**. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 1969.

MAUTONI, M. **Blocos sobre dois apoios**. São Paulo, Grêmio Politécnico, 1972.

MIGUEL, Miriam Gonçalves. **Análises experimental e numérica de blocos sobre três estacas**. 2000. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

MONTOYA P. J.; MESEGUER, A.; CABRE, M. **Hormigon Armado**. 14ª edição. ed. Barcelona, Espanha: Editora Gustavo Gili S.A., 2000.

Mörsch, E. **Concrete-steel construction**. [S.l.]: The Engineering News Publishing Company, 1909.

MUNHOZ, Fabiana Stripari. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. 2004. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. doi:10.11606/D.18.2004.tde-12072006-103303. Acesso em: 2024-01-08.

NORI, V. V.; THARVAL, M. S. Design of pile caps-Strut and tie model method. **Indian Concrete Journal**, v. 81, n. 4, p. 13, 2007.

OLIVEIRA, Leticia Marchiori de. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, University of São Paulo, São Paulo, 2009. doi:10.11606/D.3.2009.tde-27032009-084307. Acesso em: 2024-01-08.

RITTER, W. **Die Bauweise Hennebique, Schweizerische Bauzeitung**. Zürich, v. 33, p. 41-43, 1899.

ROCHA, A. M. d. **Novo curso prático de concreto armado**. Rio de Janeiro, Editora Científica, v. 3, 1974.

SABNIS, G. M.; GOGATE, A. B. **Investigation of thick slab (pile cap) behavior**. ACI Journal, v. 81, n. 5, p. 35–39, 1984.

SANTOS, Daniel. Miranda. **Projeto de estruturas de concreto com auxílio de modelos de bielas e tirantes**. (Apostila), ABECE. São Paulo, 2013.

SANTOS, Daniel Miranda dos. **Análise teórica e experimental de blocos sobre estacas: uma abordagem com auxílio de modelos de bielas e tirantes**. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2022. doi:10.11606/T.3.2022.tde-19012023-101722. Acesso em: 2024-01-08.

SCHLAICH, Jorg; SCHÄFER, Kurt; JENNEWEIN, Mattias. **Toward a consistent design of structural concrete**. PCI journal, v. 32, n. 3, p. 74-150, 1987.

STANDARD, British. Eurocode 2: Design of concrete structures—. **Part**, v. 1, n. 1, p. 230, 2004.

SUZUKI, K.; OTSUKI, K. **Experimental study on corner shear failure of pile caps**. Transactions of the Japan Concrete Institute, v. 23, p. 303-310, 2002.

KUNIYASU, Suzuki; KAZUO, Otsuki; TAKUYA, Tsubata. **Influence of bar arrangement on ultimate strength of four-pile caps**. Transactions of the Japan Concrete Institute, v. 20, p. 195-202, 1999.