

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

**ANDERSON DUARTE
MATEUS NUNES BARBOSA**

**VERIFICAÇÃO DO CONSERVADORISMO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO PARA
O DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO SOBRE DUAS
ESTACAS**

**CASCATEL - PR
2017**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

**ANDERSON DUARTE
MATEUS NUNES BARBOSA**

**VERIFICAÇÃO DO CONSERVADORISMO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO PARA
O DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO SOBRE DUAS
ESTACAS**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: Prof. Me. Eng. Civil Maycon André de Almeida.

**CASCADEL - PR
2017**

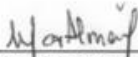
CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

**ANDERSON DUARTE
MATEUS NUNES BARBOSA**

**VERIFICAÇÃO DO CONSERVADORISMO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO PARA
O DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO SOBRE DUAS
ESTACAS**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Me. Engenheiro Civil Maycon André de Almeida.

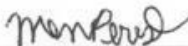
BANCA EXAMINADORA



Orientador Prof. Me. Maycon André de Almeida
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil



Professor Me. Guilherme Irineu Venson
UNIOESTE - Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Engenheiro Civil



Professora Me. Maria Vânia Nogueira do Nascimento Peres
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheira Civil

Cascavel, 16 de novembro de 2017.

DEDICATÓRIA

Dedicamos este trabalho aos nossos pais, por todo apoio, suporte e dedicação durante a nossa graduação.

AGRADECIMENTOS

Ao final de uma etapa muito importante de nossas vidas, agradecemos primeiramente a Deus, por nos dar sabedoria e perseverança com as quais tornou-se possível a realização deste trabalho.

As nossas famílias, que sempre nos apoiaram e incentivaram para a conclusão desta etapa e que sempre nos mostraram o caminho correto, ético e justo de se viver.

Ao professor e orientador Maycon André Almeida, pelas sugestões e orientações dedicadas e pela oportunidade da realização deste trabalho.

A professora Débora Felten, pelo apoio e sugestões que contribuíram para a realização deste trabalho.

A todos os professores do Centro Universitário FAG, que contribuíram com nossa formação profissional.

A todos os funcionários do Centro Universitário FAG, em especial ao pessoal do laboratório que nos ajudaram na realização das atividades práticas deste trabalho.

Aos grandes amigos da graduação, pela amizade e momentos de descontração que compartilhamos.

RESUMO

Os blocos de coroamento são de grande importância estrutural e têm como função a transferência das cargas da superestrutura para um determinado grupo de estacas. Atualmente, são realizados poucos estudos no que diz respeito a dimensionamento de blocos sobre estacas. Na construção civil, especificamente para dimensionamento estrutural, os programas computacionais proporcionam alta produtividade e confiabilidade na elaboração de projetos, uma vez que estes programas possuem métodos de cálculo baseados nas normas de dimensionamento. O presente trabalho teve como objetivo analisar o conservadorismo dos métodos de cálculo para dimensionamento de blocos de coroamento de duas estacas com dados obtidos a partir de dimensionamento manual, modelo computacional e experimental. Através do Método das Bielas e do programa computacional CYPECAD, foi dimensionado um bloco de coroamento de duas estacas capaz de suportar um pilar de 18 toneladas e ruptura prevista para 25 toneladas. Posteriormente, foi executado este bloco em laboratório que foi submetido ao ensaio em prensa hidráulica, afim de obter dados para comparação com o dimensionamento. Foi aplicada uma carga de 30 toneladas sobre o bloco que não apresentou quaisquer alterações em toda sua superfície. Desta forma, constatou-se nesta pesquisa que os métodos de cálculo para o dimensionamento de blocos sobre estacas são conservadores e podem elevar os custos de uma edificação.

Palavras-chave: Blocos sobre estacas; método das bielas; modelos computacionais; modelos experimentais.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Seção de referência S_1 e S_2 .	17
Figura 2: Regiões D (áreas sombreadas) com distribuição de deformações não-lineares por descontinuidades geométricas ou estáticas.	19
Figura 3: Armadura curva, Bloco ensaiado por Hobbs e Stein.	20
Figura 4: Blocos ensaiados por Mautoni e detalhe da armadura em bigode.	21
Figura 5: Tipos de armadura e ancoragem utilizados nos blocos ensaiados.	21
Figura 6: Modelos ensaiados por Adebar et al. (1990).	22
Figura 7: Modelos de biela e tirante sugerido por Adebar et al. (1990).	23
Figura 8: Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévot e Frémy.	25
Figura 9: Modelos de blocos sobre três estacas ensaiados por Blévot e Frémy.	26
Figura 10: Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévot e Frémy.	27
Figura 11: Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.	29
Figura 12: Área da biela (A_b) de concreto comprimido, na base do pilar e no topo da estaca.	31
Figura 13: Ancoragem da armadura principal no bloco sobre duas estacas.	33
Figura 14: Esquema do detalhamento das armaduras do bloco sobre duas estacas.	36
Figura 15: Execução da Fôrma.	38
Figura 16: Armadura finalizada.	38
Figura 17: Corpos de prova finalizados.	39
Figura 18: Concretagem do bloco e cura do concreto.	41
Figura 19: Célula de Carga posicionada entre o pistão e o bloco.	42
Figura 20: Posição da armadura no bloco de coroamento.	46
Figura 21: Bloco após o ensaio	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Arranjos de armaduras utilizados nos modelos ensaiados por Miguel (2000).....	23
Tabela 2: Comprimento de ancoragem em função do diâmetro.....	30
Tabela 3: Traços de 20 Mpa e 30 Mpa.	37
Tabela 4: Traços de referência e traço utilizado.....	37
Tabela 5: Tensões obtidas nos corpos de prova.	43
Tabela 6: Tensões.	45

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1: Comprimento mínimo da estaca até o pilar	29
Equação 2: Comprimento máximo da estaca até o pilar	29
Equação 3: Altura útil do bloco	30
Equação 4: Altura total do bloco.....	30
Equação 5: Área da biela na base do pilar	31
Equação 6: Área da biela no topo da estaca	31
Equação 7: Tensão de compressão na biela do pilar	32
Equação 8: Tensão de compressão na biela da estaca	32
Equação 9: Tensão de compressão limite	32
Equação 10: Área da armadura principal	32
Equação 11: Comprimento de ancoragem necessário.....	33
Equação 12: Área da armadura superior	34
Equação 13: Armadura de pele	34
Equação 14: Estribos verticais	34
Equação 15: Espaçamento das armaduras de pele	35
Equação 16: Espaçamento dos estribos verticais	35

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1.....	12
1.1 INTRODUÇÃO.....	12
1.2 OBJETIVOS.....	13
1.2.1 Objetivo geral.....	13
1.2.2 Objetivos específicos.....	13
1.3 JUSTIFICATIVA.....	13
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA.....	14
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE.....	14
1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	14
CAPÍTULO 2.....	16
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1.1 Considerações iniciais.....	16
2.1.2 Bloco de coroamento.....	16
2.1.3 Método CEB-FIP.....	17
2.1.4 Método das Bielas e Tirantes.....	18
2.1.5 Trabalhos realizados.....	20
2.1.5.1 Pesquisa com ênfase experimental.....	20
2.1.5.2 Pesquisa com ênfase numérica.....	24
2.1.5.3 Ensaios de Blévyot e Frémy.....	25
CAPÍTULO 3.....	28
3.1 METODOLOGIA.....	28
3.1.1 Tipo de estudo.....	28
3.1.2 Caracterização da amostra.....	28
3.1.3 Dimensionamento de blocos de coroamento sobre duas estacas.....	28
3.1.3.1 Cálculo da altura do bloco.....	29
3.1.3.2 Verificação das bielas.....	31
3.1.3.3 Cálculo da armadura principal.....	32
3.1.3.4 Cálculo da ancoragem armadura principal.....	33
3.1.3.5 Cálculo da armadura superior.....	34
3.1.3.6 Cálculo da armadura de pele e estribos verticais.....	34
3.1.3.7 Cálculo do espaçamento da armadura de pele e estribos verticais.....	35
3.1.4 Instrumentos e procedimentos.....	36

3.1.4.1 Dimensionamento do traço do concreto	36
3.1.4.2 Execução da forma	37
3.1.4.3 Execução da armadura.....	38
3.1.4.4 Execução do concreto	39
3.1.4.5 Sistema de carga e aquisição de dados	41
3.1.5 Análise dos dados	42
CAPÍTULO 4	43
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	43
4.1.1 Resistência do concreto	43
4.1.2 Dimensionamento manual	44
4.1.3 Dimensionamento computacional	45
4.1.4 Ensaio do modelo experimental	47
4.1.5 Comparação dos resultados com os métodos de cálculo	48
CAPÍTULO 5	49
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	49
CAPÍTULO 6	50
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	50
REFERÊNCIAS	51
ANEXOS	53
ANEXO A.....	54

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

Com a expansão urbana em um ritmo acelerado, as edificações estão ficando cada vez mais altas e consequentemente com maior carga para transferirem ao solo. Muitos sistemas de fundação não possibilitam executar elementos estruturais de grande dimensão para serem utilizados como componente isolado de fundação para um pilar específico e com isso, há a utilização de blocos de coroamento que são peças de concreto armado dimensionadas para suportar a carga atuante e com função de distribuição da mesma para um determinado grupo de estacas, como o especificado pela norma NBR 6118:2014.

Segundo Delalibera (2006), são adotadas as fundações em estacas na execução de projetos de engenharia após verificar que em suas camadas superficiais o solo não possui resistência para suportar as cargas provenientes dos pilares que nele estão sendo descarregadas. Portanto, torna-se necessário a busca por maior resistência em camadas mais profundas do solo.

Para Miguel (2000), os blocos de coroamento são de grande importância estrutural e têm como função a transferência das cargas da superestrutura para um determinado grupo de estacas. Apesar de fundamentais para a superestrutura, eles não permitem geralmente uma inspeção visual em serviço, ou seja, é de suma importância conhecer realmente o comportamento no Estado Limite Último (ELU).

Conforme concluído por Santos e Vargas (2013), atualmente são realizados poucos estudos no que diz respeito a dimensionamento de blocos de coroamento e não existem critérios e verificações de segurança apresentadas na NBR 6118:2007, hoje atualizada para NBR 6118:2014, para o dimensionamento destes elementos estruturais.

Munhoz (2004), também salienta que são poucos os trabalhos desenvolvidos nesta área e, embora estes poucos tenham suas colaborações, o avanço das pesquisas no âmbito nacional tem sido lento.

Nos últimos anos, os programas computacionais para diferentes finalidades têm ganhado muito espaço no mercado por agilizarem, facilitarem e possuírem grande capacidade de processamento de dados, o que contribui nas realizações de trabalhos no dia a dia. Na construção civil, especificamente para dimensionamento estrutural, os programas computacionais proporcionam alta produtividade e confiabilidade na elaboração de projetos,

uma vez que estes programas possuem métodos de cálculo baseados nas normas de dimensionamento.

Com o presente estudo, pretende-se verificar o quão conservadores são os métodos de cálculo adotados pela NBR 6118:2014 para o dimensionamento de bloco de coroamento sobre duas estacas, partido de um dimensionamento manual através do Método das Bielas e através do *software* CYPECAD e, posteriormente, execução do bloco em laboratório para ensaio em prensa, afim de comprovar a capacidade de carga última do bloco dimensionado.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Comparar o dimensionamento manual e modelo computacional de um bloco de coroamento com o modelo experimental do mesmo submetido à ensaio em prensa, verificando o conservadorismo desses métodos de cálculo.

1.2.2 Objetivos específicos

- Dimensionar um bloco de coroamento para duas estacas através do Método das Bielas manualmente e através do *software* CYPECAD, conforme diretrizes da norma NBR 6118:2014;
- Confeccionar um bloco de coroamento conforme dimensionamento realizado, seguido de teste de carga em prensa e posterior comparação com os métodos de cálculo;
- Analisar o quão conservadores são os métodos de cálculos adotados para o dimensionamento de bloco de coroamento.

1.3 JUSTIFICATIVA

Atualmente, dimensionamentos estruturais de edificações são muito realizados com o auxílio de programas computacionais que facilitam e agilizam seu desenvolvimento, uma vez que estes programas estão baseados nas normas de dimensionamento. Pelo fato de trabalhos envolvendo análises destes programas serem escassos e pela importância que o bloco de

coroamento tem para a estrutura de uma edificação, tornou-se interessante a realização deste trabalho.

Pela pesquisa ser limitada a bloco de coroamento de duas estacas, este trabalho traz contribuição para pequenas e médias obras, uma vez que bloco com esta configuração é comum em edificações deste porte.

Este trabalho contribui com os empreendimentos a serem executados, uma vez que são apresentadas análises abordando a capacidade do bloco para a carga plena ou se a margem de segurança adotada pela norma 6118:2014 é alta, aspecto que pode elevar o custo da obra.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

O quão conservador são os métodos de cálculo adotados pela norma 6118:2014 para o dimensionamento de blocos de coroamento?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

A norma 6118:2014 abordada neste trabalho utiliza, para o dimensionamento de blocos de coroamento, o método de cálculo de Biela – Tirante (Método das Bielas) baseado nos estudos de Blevót e Frémy (1967), cujo método é muito consagrado na comunidade científica e pode estar sujeito a cálculos subestimados ou superestimados e, com este trabalho, buscou-se verificar este método em laboratório.

Buscou-se também, além de atender às orientações da NBR 6118:2014, verificar se a margem de segurança adotada pelos programas computacionais é satisfatória, não sendo abusiva nem subestimada.

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

Os estudos se restringiram a bloco de coroamento para duas estacas de 30 centímetros de diâmetro. O dimensionamento do bloco foi realizado manualmente através do Método das Bielas e através do programa computacional baseado no Método das Bielas CYPECAD, para uma carga de 18 toneladas e carga de ruptura prevista de 25 toneladas.

Após o dimensionamento realizado, foi executado um modelo experimental no laboratório de Materiais de Construção Civil do Centro Universitário FAG afim de verificar se ocorreria ou não ruptura na carga prevista. Também foram executados corpos de prova para o controle da resistência do concreto utilizado na execução do bloco.

Com o ensaio do bloco de coroamento, foi analisado seu comportamento e os resultados obtidos experimentalmente foram comparados ao dimensionamento com o intuito de verificar o nível de segurança dos métodos de cálculo.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentadas as pesquisas realizadas sobre blocos sobre estacas, também chamado de blocos de coroamento, abordando a linha de análise considerando a ruína do bloco partindo do dimensionamento através do Método das Bielas. Além disso, também são apresentados métodos de dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas, encontrados na literatura técnica. Esses métodos são apresentados por diferentes autores, porém todos baseados no estudo de Blévo (1967). E por fim, também são descritos ensaios experimentais realizados em blocos sobre estacas, encontrados na literatura técnica, sendo que os principais são os ensaios de Blévo (1967), clássico que é a base do Método das Bielas, e os ensaios de Mautoni (1972), especificamente para blocos sobre duas estacas.

2.1.2 Bloco de coroamento

Conforme caracterização apresentada pela NBR 6118:2014, blocos são estruturas volumétricas cuja função é transmitir a carga proveniente dos pilares às estacas ou tubulões, podendo ser rígidos ou flexíveis.

Para definição do comportamento estrutural de blocos flexíveis, NBR 6118:2014 apresenta a necessidade da realização de uma análise mais completa envolvendo distribuição de esforços nas estacas, dos tirantes de tração, e verificação de punção. Se tratando de blocos rígidos, a NBR 6118:2014 caracteriza o comportamento estrutural deste tipo de bloco por trabalho à flexão das duas direções, mas trações concentradas nas linhas sobre estacas, transmissão dos esforços dos pilares às estacas transferidos por bielas de compressão e trabalho ao cisalhamento em duas direções, apresentando ruína por compressão das bielas.

Apresentado por Bastos (2017), bloco de coroamento pode ser dimensionado, teoricamente, de 1 à n estacas, dependendo principalmente da carga proveniente dos pilares e das características do solo. Blocos de coroamento sobre uma ou duas estacas são comuns em construções de pequeno porte, como casas térreas, sobrados, galpões, uma vez que a carga

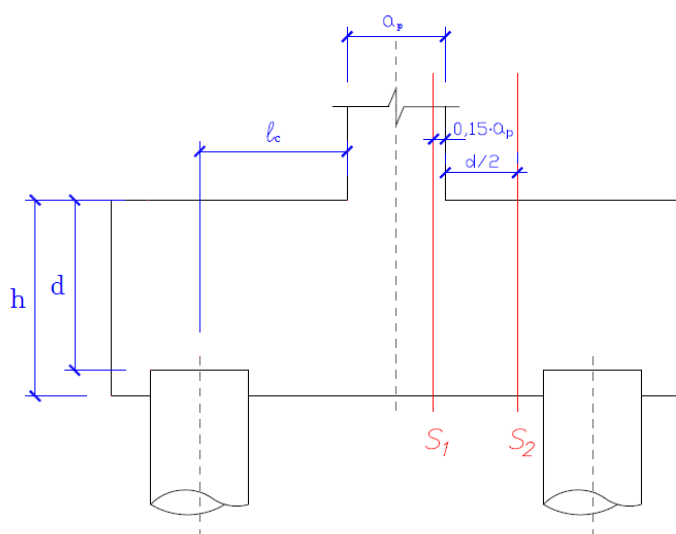
proveniente dos pilares geralmente é baixa. Em edifícios de vários pavimentos, as cargas podem ser altas e muito altas e, conseqüentemente, maior número de estacas.

De acordo com Bastos (2017), no Brasil, os modelos de cálculo mais utilizados no dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas são o Método das Bielas (baseado nos estudos de Blévyot e Frémy, (1967), o método CEB-FIP (Boletim 73, 1970) e modelos tridimensionais de bielas e tirantes.

2.1.3 Método CEB-FIP

O Método do CEB-FIP (1970) é aplicável a blocos cuja altura é menor ou igual a duas vezes a distância da face do pilar ao eixo da estaca mais afastada e maior que $2/3$ desta mesma distância. Para o dimensionamento da armadura principal do bloco, calcula-se o momento fletor atuante numa seção de referência interna em relação a face do pilar (S_1) distante $0,15$ da dimensão do pilar (a_p) na direção considerada, conforme Figura 1.

Figura 1: Seção de referência S_1 e S_2 .



Fonte: Barros (2013).

O cálculo da armadura principal é feito semelhante às vigas à flexão, para a seção transversal do bloco na seção de referência S_1 e a armadura é perpendicular à seção de referência S_1 . Essas armaduras devem se estender de uma face à outra do bloco com distribuição uniforme na dimensão do bloco, podendo ter partes concentradas em faixas sobre as estacas.

A verificação do cisalhamento para uma força cortante é feita nas seções de referência S_2 , conforme Figura 1, distante à metade da altura útil (d) do bloco, exceto se existir uma estaca ou uma linha de estacas dentro desta distância, o que acarreta no posicionamento de S_2 na face do pilar.

2.1.4 Método das Bielas e Tirantes

De acordo com Delalibera (2006) e Barros (2009), bielas e tirantes são uma referência à analogia da treliça clássica, introduzida por Ritter e Mörsch no início do século XX, sendo essa concepção uma das mais duradouras da história relacionada a concreto armado. Após décadas de estudo, pesquisadores sugeriram modificações para o aperfeiçoamento do modelo proposto, obtendo-se então a treliça generalizada de Mörsch.

Oliveira (2009) apresenta que o Método das Bielas é um método de dimensionamento de blocos de coroamento baseado nos estudos realizados por Blévy e Frémy (1967), que se fundamenta em admitir, no interior do bloco, uma treliça espacial, com barras tracionadas e comprimidas, unidas através de nós. As forças de tração atuantes nas barras horizontais da treliça são resistidas pela armadura, enquanto as forças de compressão nas bielas são resistidas pelo concreto. Este método consiste no cálculo da força de tração para determinar a área de armadura necessária e na verificação das tensões de compressão nas bielas junto ao pilar e junto às estacas. O método das bielas e tirantes é recomendado para ações centradas com estacas equidistantes do eixo do pilar.

O modelo de bielas e tirantes, conforme apresentado por Miguel (2000), é um método utilizado para dimensionamento de blocos rígidos, sendo que estes são caracterizados por apresentar a distância entre as faces do pilar e do bloco menor ou igual 1,5 vez a 2,0 vezes a altura do bloco. O método de bielas e tirantes apresenta limites para tensões no concreto de modo a garantir o escoamento das barras de armadura antes da ruptura do concreto.

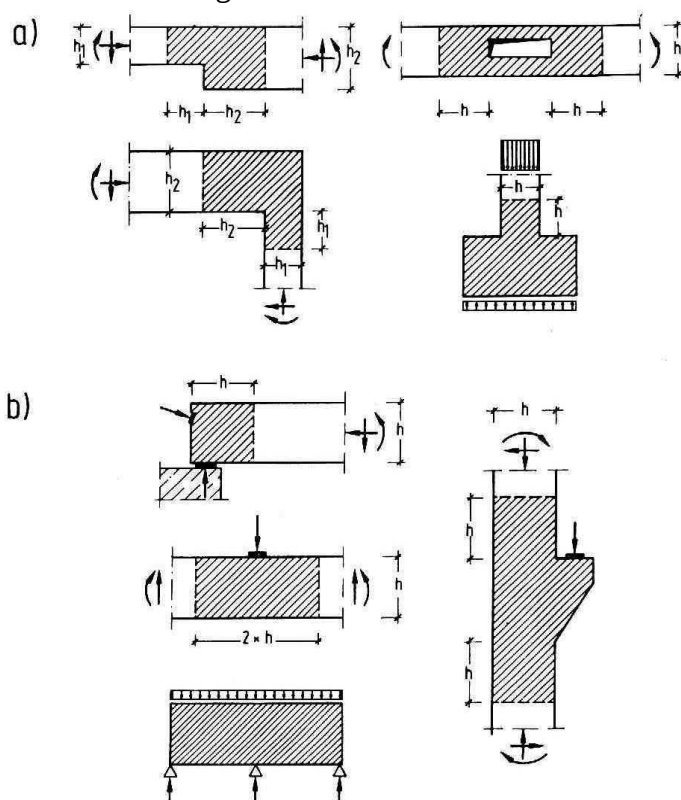
Miguel (2000) também conclui que se tratando de vigas, o modelo de bielas e tirantes tem confirmado sua validade através de muitos estudos experimentais realizados. Entretanto, blocos sobre estacas são elementos estruturais diferentes de vigas por não possuírem usualmente armadura transversal e contarem baixa taxa de armadura longitudinal. Essas características contribuem com a importância do estudo de blocos de coroamento.

Segundo Barros (2009), o método de bielas e tirantes também é chamado escoras e tirantes. Biela e escora diferem-se pelo fato da primeira estar necessariamente inclinada, enquanto a segunda pode estar inclinada ou não em relação ao tirante.

O método de dimensionamento e verificação de blocos sobre estacas desenvolvido por Blévy e Frémy (1967) é o principal método utilizado para o dimensionamento de blocos sobre estacas, mesmo necessitando de adaptações, como citado por vários autores, dentre eles Munhoz (2004).

Oliveira (2013) descreve em sua pesquisa as regiões B e D de uma estrutura, baseado no estudo de Schlaich e Schäfer (1991). As regiões B são definidas quando é válida a hipótese de Bernoulli, de distribuição linear de deformação. Nestas regiões, pode-se realizar a decomposição da tensões em momento fletor, força cortante e forças axiais, que podem ser calculadas através de métodos consolidados. Enquanto nas regiões D, a distribuição de deformações são significativamente não lineares, o que impede a aplicação de métodos padrão de cálculo. Essas regiões, como apresentada na Figura 2, são caracterizadas por serem próximas a cargas concentradas, como no caso de blocos sobre estacas.

Figura 2: Regiões D (áreas sombreadas) com distribuição de deformações não-lineares por descontinuidades geométricas ou estáticas.



Fonte: Bastos (2017).

Segundo Oliveira (2013), blocos de coroamento se enquadram na região D pois são capazes de dissipar tensões de cargas concentradas procedente do pilar e das estacas, solicitação que exige maior comprimento do elemento estrutural. Por esse motivo, para o

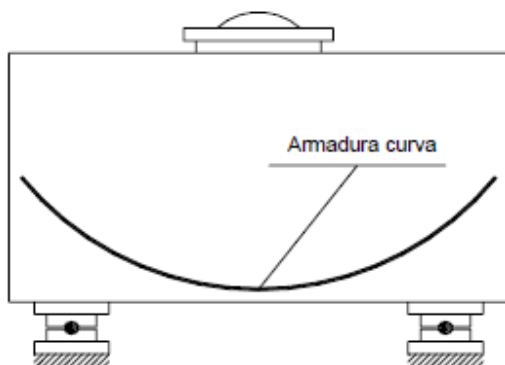
dimensionamento de blocos é necessário conhecer sua geometria e os esforços solicitantes no contorno, compostos pela carga do pilar e as reações das estacas.

2.1.5 Trabalhos realizados

2.1.5.1 Pesquisa com ênfase experimental

De acordo com Delalibera (2006), Hobbs e Stein (1957) realizaram pesquisas sobre o comportamento de blocos de duas estacas através de análises teóricas e experimentais. Na pesquisa foram realizados 70 modelos com escala reduzida. Durante suas pesquisas, desenvolveram uma solução analítica baseada na teoria da elasticidade bidimensional e compararam os resultados teóricos com os experimentais obtidos através da realização dos ensaios. Com a comparação de resultados obteve-se um avanço no dimensionamento de blocos de fundação. Concluíram que se forem utilizadas barras curvas pode ser obtido economia na área de aço da armadura principal e que são mais eficientes do que barras retas, como pode ser visto na Figura 3.

Figura 3: Armadura curva, Bloco ensaiado por Hobbs e Stein.

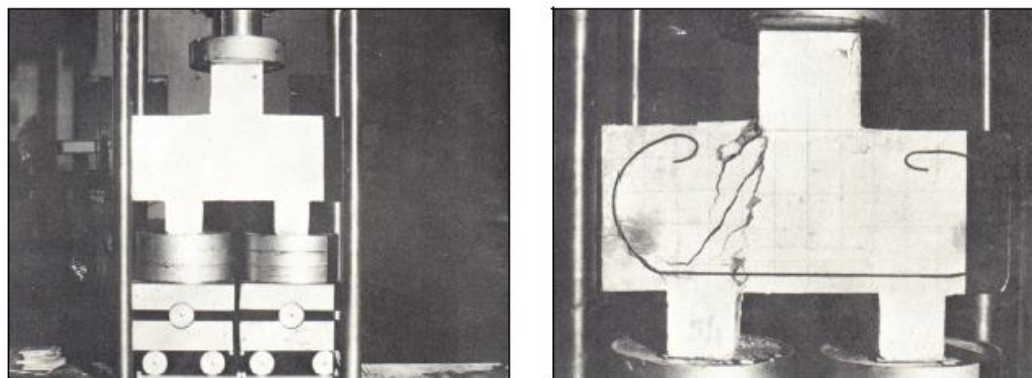


Fonte: Delalibera (2006).

Segundo Delalibera (2006), Mautoni (1972) realizou ensaios em 20 blocos sobre duas estacas com dois tipos diferentes de armadura: laçada contínua na horizontal e armadura “em bigode”. O diâmetro das estacas ensaiadas era igual a 10cm. Seu objetivo era caracterizar os mecanismos de ruptura e também determinar valores de forças últimas. O arranjo da armadura “em bigode” era com barras inclinadas, que melhoravam a ancoragem e continham ganchos nas extremidades. As armaduras em laçada continham extremidades semicirculares que eram

separadas por um trecho central retangular e era disposta em camadas. Na Figura 4 pode ser visto a configuração do bloco ensaiado e o detalhe da armadura em bigode.

Figura 4: Blocos ensaiados por Mautoni e detalhe da armadura em bigode.

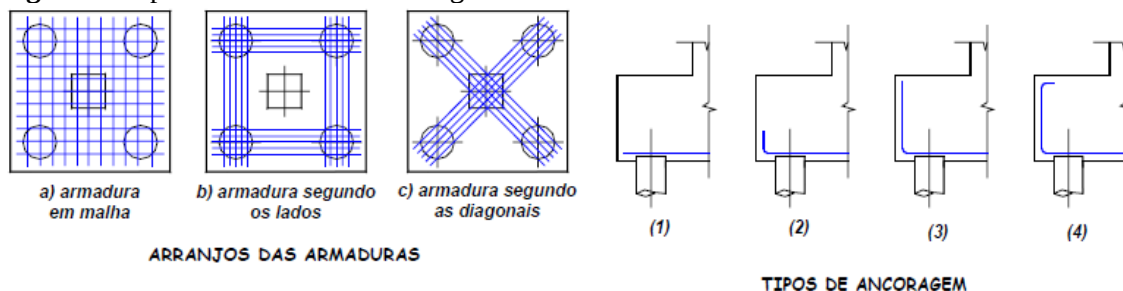


Fonte: Mautoni (1972).

Ele observou em seus ensaios que ocorria o início da fissuração nas forças próximas de 40% da força de ruptura e surgiram na zona inferior do bloco. Quando as forças atingiram aproximadamente 70%, a fissuração se estabilizou e em grande parte as fissuras ocorreram paralelas à biela comprimida.

Segundo Barros (2009), Taylor e Clarke (1976) realizaram ensaios experimentais em blocos de quatro estacas com objetivo principal de verificar a influência da disposição das armaduras. O espaçamento entre as estacas era igual a duas vezes o diâmetro, sendo este de 20 cm. Foram ensaiados blocos quadrados de 75 cm e 95 cm, com altura fixada de 45 cm. Eles realizaram três distribuições de armaduras diferentes: a) Armadura em malha; b) Armadura segundo os lados; c) Armadura segundo diagonais do bloco. E também quatro tipos de ancoragem: 1) Ancoragem reta; 2) Ancoragem com gancho; 3) Ancoragem com gancho prolongado; 4) Ancoragem até a face superior do bloco. As diferentes ancoragens e armaduras podem ser vistas na Figura 5.

Figura 5: Tipos de armadura e ancoragem utilizados nos blocos ensaiados.

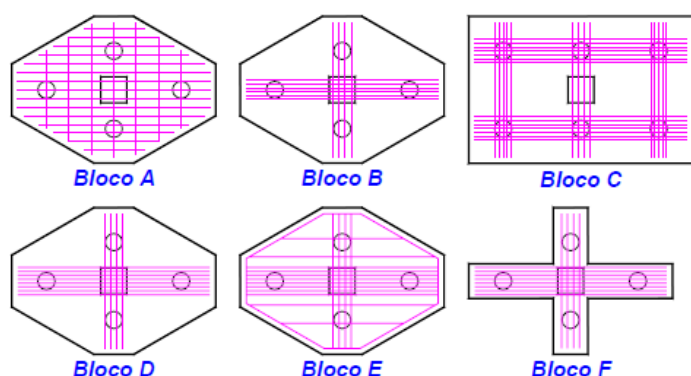


Fonte: Barros (2009).

Foram obtidos como resultados a respeito do comportamento da ancoragem que as barras 1 e 2, quando combinadas com barras distribuídas segundo os lados, obtém uma força de ruína 15% superior às outras combinações. Já as armaduras em diagonais e distribuição em malha obtiveram praticamente a mesma força de ruína.

Segundo Munhoz (2004), Adebar *et al.* (1990) realizaram ensaios em seis modelos diferentes de blocos de quatro e seis estacas com a finalidade de examinar o modelo de bielas e tirantes, sendo de 20 cm de diâmetro e com altura média de 60 cm. Na Figura 6 podem ser vistos os modelos que foram ensaiados sendo: a) Dimensionado segundo critérios do ACI 318 (1983); b) Segundo método das bielas e tirantes; c) Segundo método das bielas e tirantes; d) Segundo o método das bielas e tirantes, mas com o dobro de armadura em relação ao modelo B; e) Mesmas propriedades do modelo D, mas armadura distribuída conforme o ACI 318 (1983); f) Armadura idêntica ao modelo D, porém possuía reentrância nos quatro lados.

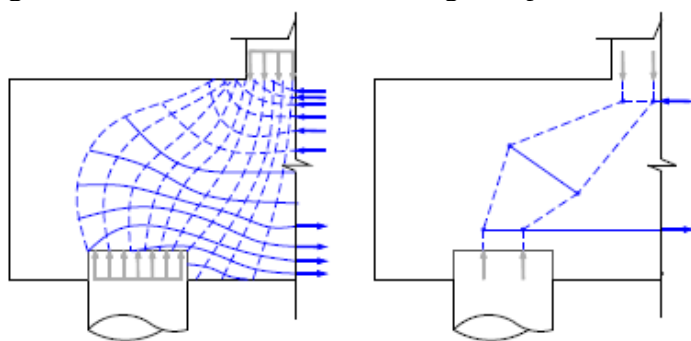
Figura 6: Modelos ensaiados por Adebar et al. (1990).



Fonte: Munhoz (2004).

Eles obtiveram como conclusões que os modelos ACI 318 (1983) não se mostraram compatíveis com os resultados experimentais. Verificaram que foram obtidos resultados melhores com o método de bielas e tirantes. Tendo como base seus resultados e modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos, sugeriram para dimensionamento de blocos sobre estacas um modelo refinado de bielas e tirantes como pode ser visto na Figura 7.

Figura 7: Modelos de biela e tirante sugerido por Adebar et al. (1990).



Fonte: Barros (2009).

Miguel (2000) realizou análise numérica e experimental em blocos sobre 3 estacas com objetivo principal de verificar o modo de ruína e a formação de fissuras. Ensaiou um total de 9 modelos com estacas de 20 cm e 30 cm. Os arranjos de armaduras utilizadas são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1: Arranjos de armaduras utilizados nos modelos ensaiados por Miguel (2000).

Série	Grupo 1 - B30 (D = 30 cm)	Grupo 2 - B20 (D = 20 cm)	
série A1 (3 blocos)	Armadura principal unindo as estacas		
	B30A1/1	B20A1/1	B20A1/2
série A2 (2 blocos)	Armadura principal + Armadura passando pelo pilar		
	B30A2	B20A2	
série A3 (2 blocos)	Armadura principal + Armadura em malha		
	B30A3	B20A3	
série A4 (2 blocos)	Armadura principal + Armadura em "gaiola"		
	B30A4	B20A4	

Fonte: Miguel (2000).

Miguel (2000) concluiu que o método das bielas e tirantes desenvolvido por Blévoit e Frémy (1967) mostrou-se conservador com uma margem de segurança de 12%. Em todos os modelos que estudou, verificou que a ruptura aconteceu por fendilhamento das bielas de compressão, acompanhada do escoamento das barras da armadura longitudinal. A autora também propôs valores limites de tensões nas zonas nodais, sendo para a região nodal superior uma tensão limitada em $0,40.F_{cm}$ (resistência média a compressão do concreto) para qualquer diâmetro de estaca. E para a região nodal inferior, a tensão foi limitada em $0,50.F_{cm}$ para estacas de diâmetro 20 cm e $0,30.F_{cm}$ para estacas com diâmetro 30 cm. Também ressaltou que é consenso no meio técnico que os modelos de cálculo para blocos sobre estacas baseados em Blévoit e Frémy (1967) tenham limitações nas tensões da biela de compressão, sendo estipulada com base na resistência característica do concreto à compressão.

Delalibera (2006) realizou um estudo numérico e experimental em 14 blocos sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica. Primeiramente, fez uma análise

numérica tridimensional considerando a não-linearidade física e geométrica, e também o efeito de fissuração e o posicionamento da armadura. Com isso constatou que a geometria da biela de compressão diverge dos modelos sugeridos por outros autores. Verificou também que as variáveis que mais influenciavam no comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas foram: o ângulo de inclinação das bielas, área de seção transversal e excentricidade da força solicitante.

Assim sendo, Delalibera (2006) verificou que todos os blocos ensaiados obtiveram o mesmo modo de ruína, sendo este por ruptura da biela comprimida junto ao pilar e/ou junto à estaca. Concluiu também que os blocos de pilares com maior seção transversal tiveram uma capacidade portante maior e os blocos com maior altura, maior rigidez, suportaram uma força última maior quando comparados aos de menor rigidez.

Para finalizar, observou que um tirante adicional, aumentou a capacidade portante de maneira significativa. E quanto à ancoragem das barras, recomendou que deve ser iniciada a partir da face da estaca mais afastada do bloco.

2.1.5.2 Pesquisa com ênfase numérica

Munhoz (2004) realizou estudo comparativo através de modelos analíticos e numéricos com base no método dos elementos finitos. No estudo foi considerada a ação de força centrada para blocos de uma até cinco estacas, variando o diâmetro das estacas e a seção transversal do pilar. Foi adotado também comportamento do material como elástico linear.

A autora supracitada concluiu que haviam diferenças entre os modelos numéricos e analíticos, no fluxo de tensões, trajetória das mesmas e também na formação dos campos. Após analisar as direções das tensões principais, propôs um modelo de bielas e tirantes mais refinado.

Barros (2009) realizou uma avaliação numérica sobre a influência que uma viga de travamento provoca no comportamento estrutural dos blocos sobre duas estacas. Analisou vinte e quatro blocos sobre duas estacas por meio do programa DIANA, considerando a não linearidade física dos materiais. Os blocos foram agrupados de acordo com a geometria do bloco que reflete no ângulo de inclinação da biela, sendo entre 45° e 55°.

O autor concluiu que a presença de uma viga de travamento perpendicular às estacas não altera o comportamento estrutural do bloco e as paredes do cálice são capazes de transferir com eficácia a força proveniente da viga de travamento na direção das estacas.

Oliveira (2013) realizou simulações numéricas em blocos de fundações sobre cinco e seis estacas. Em seu estudo, analisou os diversos métodos analíticos para dimensionamento de blocos, com intuito de verificar a compatibilidade entre as hipóteses de cada método e o comportamento do bloco, desenvolvendo assim uma análise numérica utilizando um programa baseado no método dos elementos finitos e conseguindo verificar que com o aumento da resistência do concreto também aumenta a resistência do bloco, porém sem influenciar na rigidez do mesmo.

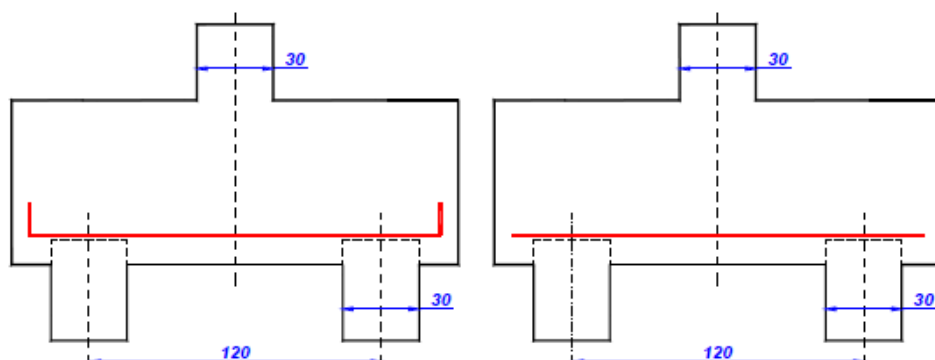
Oliveira (2013) chegou à conclusão de que os métodos que se baseiam em verificações de resistência, momento fletor e força cortante não foram compatíveis com as tensões obtidas nas análises e indicou que há uma melhor compatibilidade no método das bielas e tirantes.

2.1.5.3 Ensaio de Blévet e Frémy

Segundo Munhoz (2004), Blévet e Frémy (1967) realizaram um dos principais estudos sobre o tema. Com a finalidade de estudar e verificar o método das bielas, executaram ensaios em 100 blocos de duas, três e quatro estacas, submetidos à ação de uma força centralizada e a diferentes disposições de armaduras, sendo analisado o estado limite último e o estado de deformação de fissuras.

Foram utilizados blocos sobre duas estacas com as seguintes dimensões: a) diâmetro das estacas (D) igual a 30 cm; b) espaçamento entre as estacas (e) igual a 120 cm; c) largura (B) igual a 40 cm; d) distância entre face do pilar e eixo da estaca igual a 42,5 cm; e) dimensões do pilar ($l \times b$) igual a 30 cm x 30 cm; f) inclinação da biela em relação a face inferior do bloco (θ) maior que 40° . E também utilizaram dois tipos de disposição da armadura: modelo com armadura em barras lisas com ganchos e modelo com armadura em barras com saliências sem ganchos, como pode ser visto na Figura 8.

Figura 8: Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévet e Frémy.

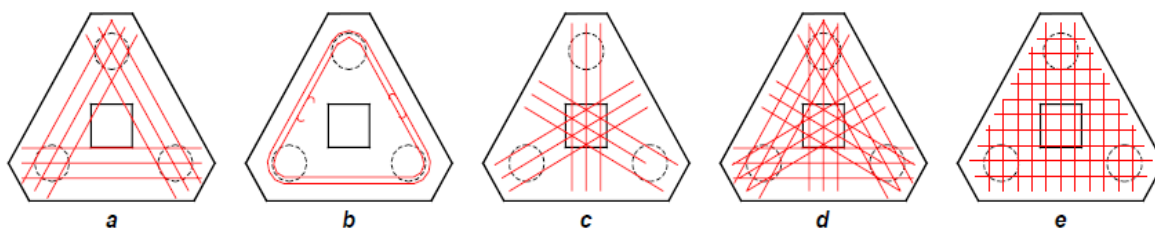


Fonte: Munhoz (2004).

Após os ensaios, Blévet e Frémy (1967) observaram os resultados e concluíram que houve ocorrência de várias fissuras antes da ruptura do bloco, sendo estas ocasionadas pelo esmagamento da biela de concreto junto à estaca, ou ao pilar, ou aos dois simultaneamente. Observaram também que houve escorregamento na ancoragem para o caso de barras com saliência. Após suas conclusões, recomendaram que para blocos de duas estacas, a inclinação das bielas deve estar dentro do intervalo de $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

De acordo com Delalibera (2006), Blévet e Frémy (1967) ensaiaram cinco modelos de blocos sobre três estacas variando o arranjo da armadura, como pode ser visto a seguir: a) Armadura segundo os lados unindo as estacas; b) Armadura em laço contornando as estacas; c) Armadura passando pela projeção do pilar; d) Armadura passando pela projeção do pilar e unindo as estacas mais armadura unindo as estacas; e) Armadura em malha. A disposição das armaduras dos blocos sobre três estacas pode ser vista na Figura 9.

Figura 9: Modelos de blocos sobre três estacas ensaiados por Blévet e Frémy.



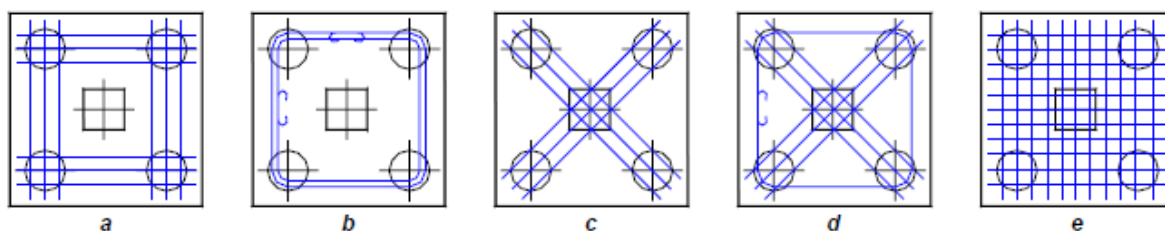
Fonte: Delalibera (2006).

Após os ensaios, eles observaram os resultados e concluíram que somente o último modelo ensaiado (armadura em malha) não foi eficiente, pois apresentou 50% a menos de força última do que o previsto em dimensionamento. Os quatro primeiros modelos mostraram uma boa eficiência, desde que no quarto modelo a armadura segundo os lados seja preponderante, e com relação à fissuração, os blocos de armadura segundo os lados e com laços foram ineficientes na face interior do bloco e obtiveram melhor eficiência nas faces laterais do bloco; mas, na maioria, a ruína se deu por tração do concreto e ocorreu a partir do surgimento de fissuras partindo das estacas. Todos os tipos de ruína ocorreram após o escoamento da armadura principal, ou seja, não houve ruína por punção, e por fim, recomendaram também que o intervalo para a inclinação das bielas para blocos sobre três estacas seja o mesmo intervalo que para os blocos sobre duas estacas, sendo esse de $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

Conforme Oliveira (2013), Blévet e Frémy (1967) ensaiaram também cinco tipos de blocos sobre quatro estacas variando o arranjo de armadura: a) armadura segundo os lados do

bloco; b) armadura em laço contornando as estacas; c) armadura em diagonal passando pela projeção do pilar; d) combinação de armaduras em laço contornando as estacas e em diagonal; e) armadura em malha. A disposição das armaduras dos blocos sobre quatro estacas pode ser vista na Figura 10.

Figura 10: Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévyot e Frémy.



Fonte: Oliveira (2013).

Segundo o autor supracitado, Blévyot e Frémy (1967) após a realização dos ensaios verificaram que a disposição das armaduras dos quatro primeiros tipos de blocos apresentou a mesma eficiência, já o modelo de armadura em malha (bloco e) apresentou uma eficiência de 80%. Quanto à fissuração, o modelo de bloco com armadura em diagonal (bloco c) apresentou elevado número de fissuras laterais para força reduzida. Enquanto o bloco com armadura em laço (bloco b) demonstrou ser necessário a utilização de uma armadura secundária em formato de malha, pois apresentou fissuração excessiva na face interior. A ruína dos blocos ocorreu a partir de fissuras iniciadas junto às estacas e não foram observadas ruínas por punção. Os resultados dos ensaios estão de acordo com os teóricos dimensionados pelo método das bielas.

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo

Foi dimensionado um bloco para duas estacas manualmente pelo Método das Bielas e pelo software CYPECAD e, posteriormente, confeccionado um bloco real conforme o dimensionamento. Posteriormente, pelo método experimental, realizou-se um ensaio do bloco em prensa hidráulica para obtenção de dados. Por fim, pelo método comparativo, foram corroborados os dados obtidos experimentalmente com os modelos de dimensionamento manual e pelo *software* CYPECAD para verificação do conservadorismo dos métodos de cálculo embasados pela norma 6118:2014.

Segundo Gil (2008), método experimental consiste, na sua essência, em submeter os objetos de estudo à influência de certas variáveis, em condições controladas e conhecidas pelo investigador, para observar os resultados que a variável produz no objeto.

De acordo com Gil (2008), o método comparativo é caracterizado pela investigação de indivíduos, classes, fenômenos ou fatos, com o intuito de ressaltar as diferenças e similaridades entre eles.

3.1.2 Caracterização da amostra

O bloco foi executado com as dimensões e especificações de armaduras fornecidos no dimensionamento manual e pelo *software*. O concreto utilizado foi confeccionado pelos autores no laboratório de Construção Civil da instituição seguindo métodos encontrados na bibliografia e realizado corpos de prova para garantir a qualidade do concreto executado.

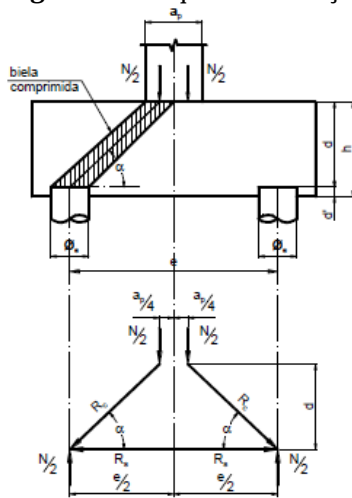
A execução do bloco foi realizada no laboratório de Construção Civil do Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz localizada na Avenida das Torres, nº 500, Bairro Santo Inácio da cidade de Cascavel-PR.

3.1.3 Dimensionamento de blocos de coroamento sobre duas estacas

O dimensionamento de blocos é realizado principalmente em função do espaçamento entre as estacas, ou seja, quanto maior a distância, conseqüentemente, maior será o bloco e a taxa de armadura necessária para ele. De acordo com a NBR 6118:2014, o espaçamento mínimo entre eixos de estacas (e) é de 2,50 a 3,00 vezes o diâmetro da estaca.

Segundo Bastos (2017), o esquema para bloco de duas estacas com a biela de concreto comprimida e o esquema de forças atuantes podem ser vistos na Figura 11.

Figura 11: Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.



Fonte: Bastos (2017).

3.1.3.1 Cálculo da altura do bloco

Segundo Machado (1985), deve-se ter $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, que resulta no comprimento mínimo e máximo da estaca até o pilar como pode ser visto nas Equações 1 e 2.

$$d_{min}(45^\circ) = 0,5. \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (1)$$

$$d_{máx}(55^\circ) = 0,71. \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (2)$$

Onde:

d_{min} : comprimento mínimo da estaca até o pilar (cm)

$d_{máx}$: comprimento máximo da estaca até o pilar (cm)

e : distância entre eixos de estacas (cm)

a_p : diâmetro do pilar (cm)

A NBR 6118:2014 prescreve que o bloco deve ter uma altura suficiente para permitir que haja ancoragem da armadura de arranque dos pilares. Nessa ancoragem poderá ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras que é decorrente da flexão do bloco. Deste modo, a armadura longitudinal vertical do pilar deverá ficar ancorada dentro do bloco se atender o especificado na Equação 3.

$$d > lb, \emptyset, pil \quad (3)$$

Onde:

$lb, \emptyset, pil$: comprimento de ancoragem da armadura do pilar (cm)

A Tabela 2 apresenta os comprimentos de ancoragem mínimos para barras com gancho e sem gancho, para diferentes classes de concreto, em função do diâmetro das barras, de acordo com a NBR 6118:2014.

Tabela 2: Comprimento de ancoragem em função do diâmetro.

Concreto	Sem gancho	Com gancho
C15	53 ϕ	37 ϕ
C20	44 ϕ	31 ϕ
C25	38 ϕ	26 ϕ
C30	33 ϕ	23 ϕ
C35	30 ϕ	21 ϕ
C40	28 ϕ	19 ϕ
C45	25 ϕ	18 ϕ
C50	24 ϕ	17 ϕ

Fonte: NBR 6118 (2014).

A altura (h) do bloco pode ser obtida através do comprimento da estaca até o pilar (d) mais o embutimento da estaca no bloco (d') mostrados na Equação 4.

$$h = d + d' \quad (4)$$

Onde:

h : altura total do bloco (cm)

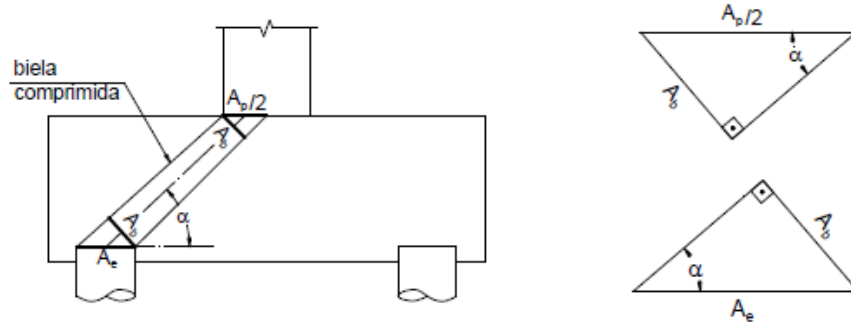
d : comprimento da estaca até o pilar (cm)

d' : embutimento da estaca dentro do bloco (cm)

3.1.3.2 Verificação das bielas

De acordo com Bastos (2017), a seção das bielas pode variar ao longo da altura do bloco, e por esse motivo, são verificadas as seções junto ao pilar e também junto às estacas. Na Figura 12 podem ser vistos a área da biela na base do pilar e no topo da estaca.

Figura 12: Área da biela (A_b) de concreto comprimido, na base do pilar e no topo da estaca.



Fonte: Bastos (2017).

A Equação 5 é utilizada para a verificação da área das bielas na base do pilar. Enquanto a Equação 6 é utilizada para a verificação da área das bielas no topo de estaca.

$$A_b = \frac{A_p}{2} \cdot \text{Sen } \alpha \quad (5)$$

$$A_b = A_e \cdot \text{Sen } \alpha \quad (6)$$

Onde:

A_b : área da biela (cm²)

A_p : área do pilar (cm²)

A_e : área da estaca (cm²)

Segundo Oliveira (2009), é necessário verificar a tensão máxima que está sendo submetida a biela, verificando as seções junto ao pilar e a estaca as bielas, pois estas variam sua seção ao longo da altura do bloco.

A tensão de compressão na biela, relativa ao pilar e à estaca, pode ser calculada nas Equações 7 e 8.

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \cdot \text{Sen}^2 \alpha} \quad (7)$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2 \cdot A_e \cdot \text{Sen}^2 \alpha} \quad (8)$$

Onde:

$\sigma_{cd,b,pil}$: tensão de compressão na biela do pilar (kN/m²)

$\sigma_{cd,b,est}$: tensão de compressão na biela da estaca (kN/m²)

N_d = Força (kN)

A_p = área do pilar (m²)

A_e = área da estaca (m²)

Para evitar o esmagamento do concreto, as tensões atuantes devem ser menores que as tensões resistentes (máximas ou últimas), sendo verificadas pela Equação 9.

$$\sigma_{cd,b,lim,pil/est} \geq 1,4 \cdot K_r \cdot F_{cd} \quad (9)$$

Onde:

$\sigma_{cd,b,lim,pil/est}$: Tensão limite (kN/m²)

K_r : 0,9 a 0,95 (coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes).

F_{cd} : Resistência de cálculo do concreto (MPa)

3.1.3.3 Cálculo da armadura principal

Segundo Bastos (2017), foi verificado por Blévyot que a força medida na armadura principal foi 15% superior ao cálculo teórico. Com isso, a armadura principal, disposta sobre as estacas, pode ser determinada através da Equação 10.

$$A_s = \frac{1,15 \cdot N_d}{8 \cdot d \cdot f_{yd}} (2 \cdot e - A_p) \quad (10)$$

Onde:

A_s : área da armadura principal (m²)

N_d : Força (kN)

d : diâmetro (m)

f_{yd} : resistência de cálculo do aço (MPa)

e : distância entre eixos de estacas (m)

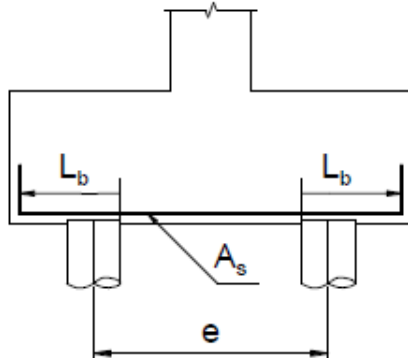
A_p : área do pilar (m²)

3.1.3.4 Cálculo da ancoragem armadura principal

De acordo com a NBR 6118:2014, a armadura de flexão dos blocos rígidos deve estar essencialmente nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas. As barras devem se estender pelo bloco e terminar com gancho nas duas extremidades. E também deve ser realizada a ancoragem de cada uma dessas faixas, medida a partir das faces internas das estacas.

Segundo Bastos (2017), a ancoragem da armadura principal deverá ter no mínimo o comprimento básico de ancoragem (l_b), que é iniciado a partir da face interna da estaca próxima a extremidade do bloco, como mostrado na Figura 13.

Figura 13: Ancoragem da armadura principal no bloco sobre duas estacas.



Fonte: Bastos (2017).

O gancho vertical pode ser feito de modo a possibilitar a diminuição do comprimento de ancoragem e também o acréscimo de armadura em relação ao que foi calculado. O cálculo para o comprimento de ancoragem necessário pode ser obtido pela Equação 11.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (11)$$

Onde:

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

α : coeficiente de redução (1,0 para barras sem gancho e 0,7 para barras tracionadas com gancho)

l_b : comprimento de ancoragem básico (cm)

$A_{s,calc}$: área de armadura calculada (cm²)

$A_{s,ef}$: área de armadura efetiva (cm²)

3.1.3.5 Cálculo da armadura superior

Segundo a NBR 6118:2014, é obrigatório a colocação de armaduras laterais (de pele) e superiores em blocos de duas ou mais estacas em linha, e também é conveniente a análise de armaduras complementares em blocos de fundação com grandes volumes. A armadura superior pode ser entendida como uma pequena parcela de 20% da armadura principal inferior que pode ser vista na Equação 12.

$$A_{s,sup} = 0,2. A_s \quad (12)$$

Onde:

$A_{s,sup}$: área da armadura superior (cm²)

A_s : área da armadura principal (cm²)

3.1.3.6 Cálculo da armadura de pele e estribos verticais

Armaduras de pele são destinadas a minimizar a fissuração por tração de um elemento estrutural, já os estribos são formas retangulares feitas com fios nervurados, que garantem o posicionamento da armadura principal, e também tem função de reforçar a estrutura e garantir resistência aos esforços. A armadura de pele e os estribos verticais em cada face são obtidos através das Equações 13 e 14.

$$\left(\frac{A_{sp}}{S_p} \right)_{min,face} = 0,075. B \quad (13)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S_w} \right)_{min,face} = 0,075. B \quad (14)$$

Onde:

A_{sp} : área da armadura de pele (cm²)

A_{sw} : área dos estribos verticais (cm²)

S_w : espaçamento dos estribos verticais (cm)

S_p : espaçamento das armaduras de pele (cm)

B : largura do bloco (cm)

3.1.3.7 Cálculo do espaçamento da armadura de pele e estribos verticais

Os espaçamentos das armaduras de pele (S_p) podem ser obtidos na Equação 15.

$$S_p < \frac{d}{3} \text{ ou } 20 \text{ cm} \quad (15)$$

Onde:

S_p : espaçamento das armaduras de pele (cm)

E os espaçamentos dos estribos verticais (S_w) podem ser vistos na Equação 16.

$$S_w < 15 \text{ cm ou } 0,5 \cdot A_{est} \quad (16)$$

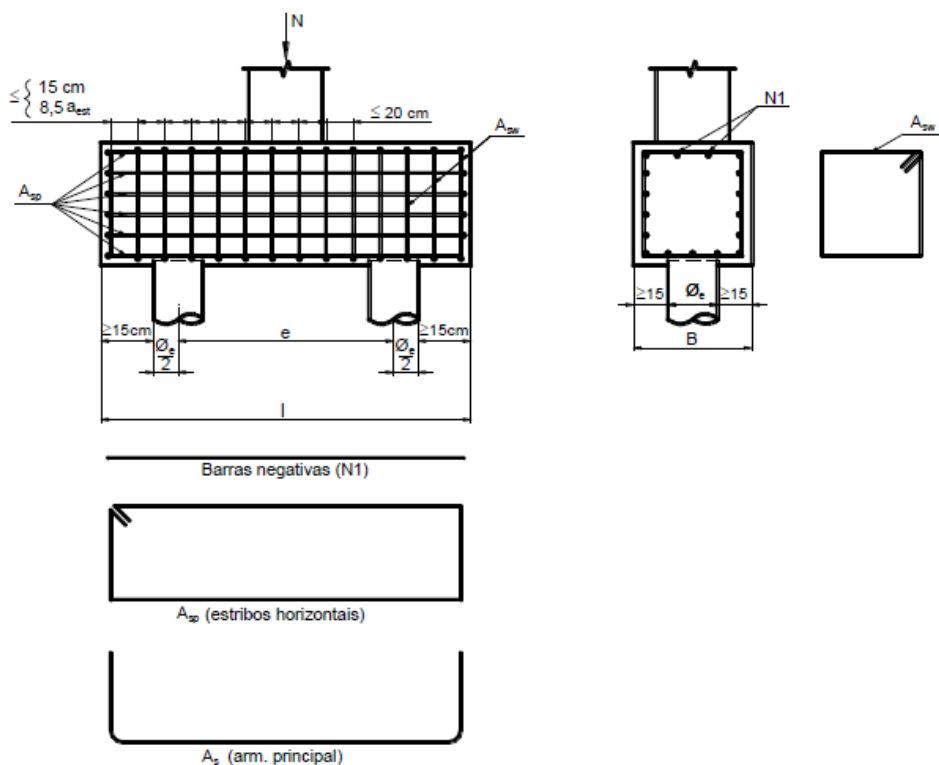
Onde:

S_w : espaçamento dos estribos verticais (cm)

A_{est} : área dos estribos (cm²)

Na Figura 14, pode ser visto o esquema completo de detalhamento das armaduras do bloco sobre duas estacas.

Figura 14: Esquema do detalhamento das armaduras do bloco sobre duas estacas.



Fonte: Bastos (2017).

3.1.4 Instrumentos e procedimentos

3.1.4.1 Dimensionamento do traço do concreto

Para a dosagem do concreto foi utilizado como base a bibliografia Manual de Traços de Concreto (1974/1975), do autor Gildasio R. da Silva, e foram usados como base para a realização do concreto os traços com resistência de 20 Mpa e 30 Mpa, com adição de aditivo plastificante, sendo feitos alguns ajustes nas quantidades utilizadas para a execução do bloco de coroamento.

O concreto foi realizado utilizando-se brita 1, areia seca e o cimento CP II-F-40, que contém uma alta resistência inicial semelhante a do concreto CP V-ARI e foi utilizado o aditivo super plastificante Fort Flow.

Na Tabela 3, podem ser vistos os traços para 20 Mpa e 30 Mpa tidos como base na realização do concreto para o volume de 1 metro cúbico.

Tabela 3: Traços de 20 Mpa e 30 Mpa.

Traço	20 Mpa	30 Mpa
Cimento (Kg)	274	365
Areia (Kg)	854	774
Brita 1 (Kg)	1052	1052
Água (L)	148	154
Aditivo (L)	0,595	0,795
Fator A/C	0,54	0,42

Fonte: Gildasio R. da Silva (1974/1975)

Como visto na Tabela 3, os traços tidos como base estão dando as quantidades para um metro cúbico de concreto. Como foram realizados 370 litros de concreto, sendo estes para a concretagem do bloco de coroamento, para os corpos de prova e para as estacas, foi realizado a Tabela 4 com as quantidades que devem ser utilizadas para esta quantia específica de concreto com a resistência de 20 Mpa, 30 Mpa e quantidade de material que foi utilizada para a confecção do concreto, que teve como base principalmente o traço com resistência de 20 Mpa, somente alterando a quantidade de alguns materiais para o que havia disponível no local.

Tabela 4: Traços de referência e traço utilizado

Traço	20 Mpa	30 Mpa	Utilizado
Cimento (Kg)	102 Kg	135 Kg	107 Kg
Areia (Kg)	315 Kg	287 Kg	305 Kg
Brita (Kg)	390 Kg	390 Kg	414 Kg
Água (L)	55 L	57 L	50,4 L
Aditivo (L)	0,22 L	0,30 L	0,25 L
Fator A/C	0,54	0,42	0,47

Fonte: Autor (2017).

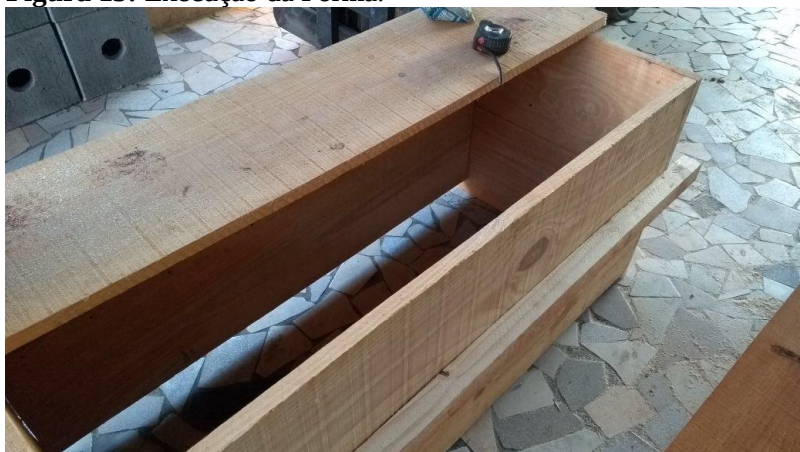
Assim, o traço de concreto realizado ficou em 1:2,85:3,87:0,47.

3.1.4.2 Execução da forma

Para a execução das fôrmas, foram utilizadas tábuas de pinus de 30 cm de largura e 2,5 cm de espessura para a forma e caibros de 5 cm x 5 cm para o cimbramento. A fixação foi realizada através de pregos 17x27 distribuídos uniformemente nos encontros das tábulas.

Após a forma executada realizou-se a impermeabilização da mesma com aplicação de óleo diesel em toda a área interna da fôrma. Na Figura 15, é apresentada uma etapa da execução da fôrma.

Figura 15: Execução da Fôrma.



Fonte: Autor (2017).

3.1.4.3 Execução da armadura

A armadura de aço foi executada de acordo com o dimensionamento, conforme a área de aço calculada e também levando em conta a distribuição sugerida pelo programa computacional CYPECAD.

Para a armadura principal o dimensionamento solicitou uma área de 285,9 mm² de aço. Adotou-se quatro barras de Ø 10mm CA50 para a armadura principal. Para a armadura superior, o dimensionamento solicita 20% da área de aço da armadura principal. Por se tratar de um pequeno bloco de coroamento e por ser usual em obras, utilizou-se a mesma área de aço da armadura principal para a armadura secundária.

Pra os estribos verticais foi adotado aço Ø 6,3mm, e sua disposição seguiu a sugestão apresentada pelo *software*. Para os 3 estribos horizontais foi adotado o mesmo aço dos estribos verticais. Na Figura 16 é apresentada a armadura finalizada.

Figura 16: Armadura finalizada.



Fonte: Autor (2017).

3.1.4.4 Execução do concreto

Após definição do traço de concreto que foi utilizado, realizou-se a pesagem dos materiais e após isso foram divididos pela metade para duas betoneiradas com quantidades iguais.

Depois de pesados e separados, os materiais foram colocados dentro da betoneira, sendo adicionado primeiramente a pedra, após isso inserido uma parte da água e misturado durante um minuto, em seguida colocado o cimento, a areia e o restante de água. Por fim depois de misturados os materiais durante alguns minutos, foi adicionado o aditivo.

Para o controle de qualidade do concreto foram realizados oito corpos de prova, que posteriormente foram rompidos com 7, 15 e 28 dias para verificação da resistência do concreto (F_{ck}).

Os corpos de prova foram moldados seguindo as orientações da NBR 5738:2015. Antes da moldagem, os corpos de prova foram revestidos internamente com uma fina camada lubrificante.

As dimensões dos corpos de prova foram 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, sendo concretado primeiramente até a metade e após 12 golpes com a haste de socamento concretado completamente e posterior execução de mais 12 golpes como pode ser visto na Figura 17.

Figura 17: Corpos de prova finalizados.



Fonte: Autor (2017).

Após a concretagem, os corpos de prova foram guardados em câmara úmida para realização correta da cura.

Após ser definido o traço de concreto que foi utilizado e em seguida ter sido executado o mesmo na betoneira, realizou-se a concretagem do bloco de coroamento, das estacas que o bloco ficou apoiado e do pilar que recebeu a carga em prensa hidráulica.

Foi definido que a concretagem seria realizada utilizando-se de carrinho de mão, levando-se em conta que o volume a ser concretado não era grande e também que a distancia entre o local de concretagem e betoneira fez com que fosse viável a utilização deste sistema de transporte.

Com o início da concretagem, também iniciou-se a vibração do concreto, com um vibrador de imersão, que foi feito imediatamente após o lançamento, evitando a vibração junto à ferragem, para não ocasionar vazios que prejudiquem a aderência do concreto com a armadura.

Posteriormente a finalização da concretagem foi realizada a cura do concreto molhando o bloco sobre estacas durante 7 dias seguidos, pois a NBR 14931:2004, determina que deve ser realizado a cura até que sua resistência atinja 15 Mpa, pois a norma considera que o concreto, ao atingir essa resistência, já estará com seu grau de hidratação bem avançado, podendo assim interromper a cura do concreto.

A Figura 18 apresenta a concretagem do bloco sendo realizada com o carrinho de mão, e também a realização da cura do concreto do bloco de coroamento.

Figura 18: Concretagem do bloco e cura do concreto.



Fonte: Autor (2017).

A cura foi realizada seguindo as especificações da norma, sendo verificado que após o rompimento dos corpos de prova com 7 dias já havia passado da resistência de 15 Mpa, foi interrompido a cura do concreto.

3.1.4.5 Sistema de carga e aquisição de dados

A prensa hidráulica utilizada no ensaio tem capacidade de aplicar 30 toneladas através de seu pistão e está localizada no laboratório de Construção Civil da instituição. O bloco foi executado sob a prensa a fim de evitar a sua movimentação após sua concretagem por ter uma massa elevada.

A célula de carga utilizada no ensaio, cuja capacidade é de 50 toneladas, foi posicionada entre o pistão da prensa hidráulica e o bloco a fim de realizar a leitura de tensão aplicada. Foi realizado a aferição da célula de carga em uma prensa computadorizada da marca Contenco, modelo I-3058, com capacidade de 100 ton., presente no laboratório de Construção Civil da instituição, utilizada para ensaios de corpo de prova, com capacidade de

aplicar 120 toneladas. Na Figura 19, pode ser visualizada a célula de carga posicionada entre o pistão da prensa hidráulica e o bloco a ser ensaiado.

Figura 19: Célula de Carga posicionada entre o pistão e o bloco.



Fonte: Autor (2017).

3.1.5 Análise dos dados

Os dados obtidos após o ensaio foram comparados com os dados de dimensionamento manual e do *software*, afim de verificar o conservadorismo dos métodos de cálculo adotados pela norma para o dimensionamento de blocos de coroamento sobre duas estacas.

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1.1 Resistência do concreto

Para verificação da resistência do concreto, foram realizados 8 corpos de prova, que através do ensaio de resistência a compressão foram rompidos em prensa no laboratório de construção civil do Centro Universitário FAG. Na Tabela 5 podem ser vistos as tensões máximas que foram obtidas em cada um dos corpos de prova.

Tabela 5: Tensões obtidas nos corpos de prova

Corpo de Prova	Data de Moldagem	Idade do CP	Dimensões CP	Data do Ensaio	Tensão Máxima (Mpa)
CP 01	16/08/2017	7 dias	100 x 200 mm	23/08/2017	19,8
CP 02	16/08/2017	7 dias	100 x 200 mm	23/08/2017	19,9
CP 03	16/08/2017	15 dias	100 x 200 mm	31/08/2017	24,1
CP 04	16/08/2017	15 dias	100 x 200 mm	31/08/2017	20,6
CP 05	16/08/2017	15 dias	100 x 200 mm	31/08/2017	23,7
CP 06	16/08/2017	15 dias	100 x 200 mm	31/08/2017	21,8
CP 07	16/08/2017	28 dias	100 x 200 mm	13/09/2017	26,7
CP 08	16/08/2017	28 dias	100 x 200 mm	13/09/2017	25,9

Fonte: Autor (2017).

Conforme mostrado na Tabela 5, a tensão máxima média do concreto obtida com 7 dias foi de 19,85 Mpa, não podendo ser executado o ensaio do rompimento do bloco de coroamento em prensa hidráulica, pois não chegou na tensão mínima de 20 Mpa especificada em norma para elementos de fundação. Com 15 dias, a tensão máxima média obtida com as 4 corpos de prova que foram rompidos ficou em 22,55 Mpa, sendo que com esse tempo o concreto atingiu o mínimo previsto em norma, e assim pode ser realizada o ensaio de rompimento do bloco sobre estacas. Após 28 dias, foi realizado o rompimento dos últimos 2 corpos de prova, para verificação da resistência final média do concreto, sendo esta de 26,3 Mpa.

4.1.2 Dimensionamento manual

O dimensionamento manual foi realizado de acordo com os parâmetros exigidos pela norma NBR 6118:2014. Para realização dos cálculos para bloco sobre duas estacas manualmente através do método das bielas foram utilizados os seguintes parâmetros: a) quantidade de estacas: 2 estacas; b) diâmetro das estacas: 300 mm; c) espaçamento entre estacas: 750 mm; d) carga estimada de ruptura: 25 Ton; e) dimensões do pilar: 20 x 20 cm.

1º) Altura do bloco (h)

Adotando o ângulo de 50° para dimensionamento do bloco

$$d_{adot}(50^\circ) = 0,596. \left(e - \frac{a_p}{2}\right)$$

$$d_{adot}(50^\circ) = 0,596. \left(75 - \frac{20}{2}\right) = 38,74 \text{ cm}$$

$$A_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi e$$

$$A_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} 30 = 26,59 \text{ cm}$$

$$d' > 5 \text{ cm ou } \frac{26,59}{5} = 5,32 \text{ cm}$$

$$h = d + d'$$

$$h = 38,74 + 5,32 = 44,06 \text{ cm}$$

A altura final que foi adotada para a realização do bloco foi de 50 cm. Com isso a altura da estaca até o pilar ficou em 45 cm e o comprimento da estaca dentro do bloco foi arredondado para 5 cm.

2º) Verificação da tensão de compressão nas bielas

Na Tabela 6, são mostradas as tensões na biela do pilar e da estaca e também a tensão máxima de compressão que foram obtidas através das equações mostradas anteriormente.

Tabela 6: Tensões.

	Tensão (kN/m²)
Pilar	10650,55
Estaca	3012,89
Máxima	18005,4

Fonte: Autor (2017).

As tensões de compressão máxima na biela do pilar e da estaca não excederam a tensão de compressão limite.

3º) Armadura principal (A_s)

$$A_s = \frac{1,15 \cdot N_d}{8 \cdot d \cdot f_{yd}} (2 \cdot e - A_p)$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 250}{8 \times 0,45 \times 434,8 \times 10^3} \cdot (2 \times 0,75 - 0,2) = 2,3827 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 238,27 \text{ mm}^2$$

4º) Armadura superior ($A_{s,sup}$)

$$A_{s,sup} = 0,2 \cdot A_s$$

$$A_{s,sup} = 0,2 \times 238,27 \text{ mm}^2 = 47,65 \text{ mm}^2$$

A área da armadura principal calculada ficou definida em 238,27 mm², já a área da armadura superior ficou de 47,65 mm².

A disposição das armaduras no bloco, espaçamentos e quantidades de barras foram definidas através do *software* CYPECAD.

4.1.3 Dimensionamento computacional

Para o dimensionamento do bloco sobre estacas no *software* CYPECAD foram utilizados os seguintes parâmetros: a) quantidade de estacas: 2 estacas; b) diâmetro das estacas: 300 mm; c) espaçamento entre estacas: 750 mm; d) carga estimada de ruptura: 25 Ton; e) dimensões do pilar: 20 x 20 cm; f) capacidade de carga de cada estaca: 15 toneladas; g) dimensões do bloco: 1250 mm x 500 mm; h) carga estimada de ruptura: 25 toneladas; i) Fck concreto: 20 Mpa; j) aço armadura principal: CA50; k) aço estribos: CA60; l) Norma de concreto utilizada no programa: NBR 6118:2014.

1º) Altura do bloco

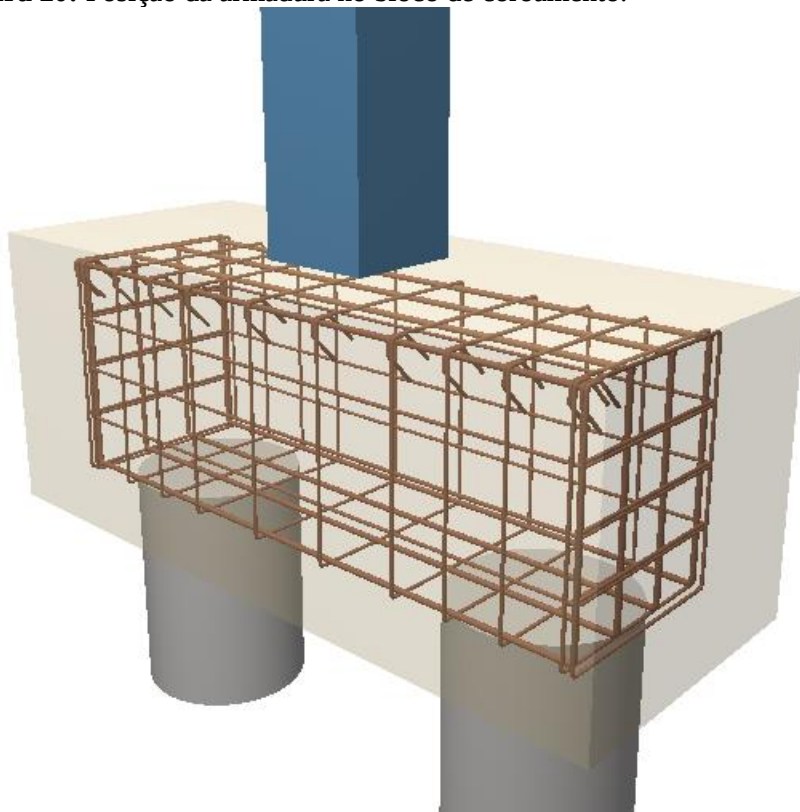
Segundo a NBR 6118:2014, item 24.6.2, a altura do bloco não deve ser menor do que 20 cm. Sendo assim, como foi definido através dos cálculos manuais em 50 cm de altura, ficou dentro do aceitável pela norma e passou na verificação do programa.

2º) Armadura principal e complementar

A armadura necessária para o bloco segundo o *software* foi uma área de 285,9 mm², sendo este valor das armaduras principal e complementar. Como os valores das armaduras calculados manualmente e pelo *software* foram iguais, foram utilizadas as disposições de barras geradas pelo programa computacional, sendo definido como armadura quatro barras com diâmetro de 10 mm que geraram uma área de aço igual á 314 mm².

A quantidade de estribos verticais ficou definida em 12 com disposição de 2 em cada uma das lateria do bloco, 3 em cada uma das estacas e 2 ao centro do bloco. Enquanto que estribos horizontais foram colocados 3. Na Figura 20 está apresentado a disposição da armadura no bloco sobre duas estacas.

Figura 20: Posição da armadura no bloco de coroamento.



Fonte: Autor (2017).

Todas as verificações realizadas pelo *software* foram cumpridas como pode ser visto no Anexo A.

4.1.4 Ensaio do modelo experimental

Através de um pistão hidráulico posicionado no centro do bloco, aplicou-se cargas gradativamente afim de verificar quaisquer alterações nos relógios comparadores posicionados sobre bloco. Inicialmente, aplicou-se uma carga de 5 toneladas, quantia que não causou alterações nos relógios. Posteriormente aplicou-se cargas de 10 t, 15 t, 20 t e 25 t. A partir da aplicação de 10 t observou-se alterações nos relógios comparadores que marcaram movimentação de décimos de milímetro do bloco.

Ao aplicar-se uma carga de 25 t, atingiu-se a capacidade máxima teórica do bloco, uma vez que a ruína prevista em cálculo se daria à aplicação desta carga. O ensaio teve continuidade com aplicação de carga de 1 t de cada vez. Por fim, aplicou-se a carga máxima da prensa hidráulica que foi de 29890 kg, aproximadamente 30 t e o bloco não apresentou quaisquer alterações ou fissuras em toda sua superfície, como pode ser verificado na Figura 21.

Figura 21: Bloco após o ensaio



Fonte: Autor (2017).

4.1.5 Comparação dos resultados com os métodos de cálculo

A área de aço calculada manualmente através do Métodos das Bielas e através do programa CYPECAD foram a mesma, de $285,9\text{mm}^2$. Para a execução do bloco, utilizou-se quatro barras de 10mm que resultam numa área de 314mm^2 , 9,83% a mais de aço do que o calculado.

O bloco foi dimensionado para um pilar de carga de 18 toneladas. Com o dimensionamento, a carga de ruptura prevista se deu em 25 toneladas, devido a majoração de 40%. Porém, atingindo esta carga no ensaio realizado na prensa hidráulica, o bloco não sofreu quaisquer alterações. Aplicou-se, então, um acréscimo de carga, atingindo a carga de 30 toneladas aplicadas sobre o bloco que, por sua vez, não sofreu alterações.

Com estes resultados, pode-se verificar que a ruptura do bloco acontece a uma carga superior à prevista na teoria, podendo concluir que o Método das Bielas está a favor da segurança e é confiável, apresenta dimensionamentos adequados e seguros, podendo ser um pouco conservadores, porém devido ao bloco não ter apresentados sinais de ruptura não é possível afirmar qual a porcentagem de segurança dos métodos no presente trabalho.

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa teve por principal objetivo verificar o conservadorismo dos métodos de cálculo para o dimensionamento de blocos de coroamento de duas estacas, através do Método das Bielas e através do CYPECAD, programa computacional utilizado neste trabalho.

Ao final da análise, foi possível verificar que os dois dimensionamentos foram semelhantes e estão a favor da segurança, sendo que, no ensaio, a carga suportada pelo bloco foi maior que a prevista em cálculo para a ruptura do elemento estrutural em questão.

Por se tratar de um bloco de coroamento de duas estacas, utilizado em edificações de pequeno e médio porte, os custos da execução destes elementos podem não afetar tão significativamente o valor total da construção ao se notar o conservadorismo dos métodos de cálculo destes elementos, mas se tratando de obra de porte maior, as alterações nos custos de execução podem ter grandes proporções, afetando diretamente no custo final da obra e, consequentemente no valor de venda do imóvel.

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Realizar o dimensionamento de um bloco sobre estacas através de outros métodos de cálculo não adotados pela NBR 6118:2014, como por exemplo CEB-FIP.

Confeccionar um bloco de coroamento com diferentes dimensões e número de estacas.

Realizar ensaio destrutivo de bloco com mesmas características deste trabalho para obtenção de carga de ruptura.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738:2015 - **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 2015.

_____. NBR 5739:2007 - Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

_____. NBR 6118:2014 – **Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. NBR 14931:2004 - **Execução de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

BARROS, R. **Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento**. 2009. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

BASTOS, P. S. S. **Blocos de Fundação**. 2017. Notas de Aula – UNESP – Universidade Estadual Paulista, Bauru.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. **Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**. 1967, Paris, v. 20, n. 230, p. 223-295.

DELALIBERA, R. G. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. 2006. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

GIL, A. C. **Métodos e técnicas de pesquisa social**. 6. ed. São Paulo: Atlas, 2008. 220 p.

MACHADO, C.P. **Edifícios de Concreto Armado - Fundações**. 1985. São Paulo, FDTE/EPUSP.

MIGUEL, G. M. **Análise numérica e experimental de blocos sobre três estacas**. 2000. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

MUNHOZ, F. S. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidas à ação de força centrada**. 2004. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

OLIVEIRA, D. S. **Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas**. 2013. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

OLIVEIRA, L. M. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2009. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

SANTOS, W. T.; VARGAS, A. **Análise experimental do Método das Bielas para duas diferentes disposições de armadura de tração em blocos rígidos sobre três estacas**. 2013.

Artigo (Curso de Engenharia Civil) - UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma.

SILVA, Gildásio R. da. **Manual de Traços de Concreto**. 3. ed. Rio de Janeiro: Nobel, 1974/1975.

ANEXOS

1.- ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

$$50.0 \text{ cm} \geq 20.0 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Espessura média do bloco

: 50.0 cm

2.- CONCEITUAÇÃO

Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para as sapatas (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.1).

22.6.1 - Quando se verifica a expressão a seguir, nas duas direções, a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada flexível:

$$500.0 \text{ mm} \geq 350.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

h: Altura da sapata.

h : 500.0 mm

a: Dimensão da sapata em uma determinada direção.

a : 1250.0 mm

a_p: Dimensão do pilar na mesma direção.

a_p : 200.0 mm

3.- ARMADURA DE SUSPENSÃO

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada. (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.3). Se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada (ABNT NBR 6118:2014, 22.5.4.1.3).

Espaçamento

: 750.0 mm

3 vezes o diâmetro da estaca

: 900.0 mm

Diâmetro da estaca

: 300.0 mm

4.- ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm

- diâmetro da barra, do feixe ou da luva

- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 36.0 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 30.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Viga - Armadura inferior	10.0	95.8	✓
Viga - Armadura superior	10.0	95.8	✓
Viga - Estribos horizontais	6.3	91.2	✓
Viga - Estribos verticais	6.3	93.7	✓

5.- ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

$$6.3 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Viga - Estribos horizontais	6.3	✓
Viga - Estribos verticais	6.3	✓

6.- ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO

Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.2).

$$136.52 \text{ kN} \geq 49.44 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Armadura adicional

$$: \underline{314.0} \text{ mm}^2$$

Esforços totais

$$: \underline{247.21} \text{ kN}$$

f_{vd} : Tensão de escoamento de cálculo.

$$f_{vd} : \underline{434.78} \text{ Mpa}$$

7.- COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para $\Delta c = 10 \text{ mm}$ (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

$$50.0 \text{ mm} \geq 30.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA I

Cobrimento nominal

$$: \underline{30.0} \text{ mm}$$

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	50.0	✓
Superior	50.0	✓
Lateral	80.0	✓

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

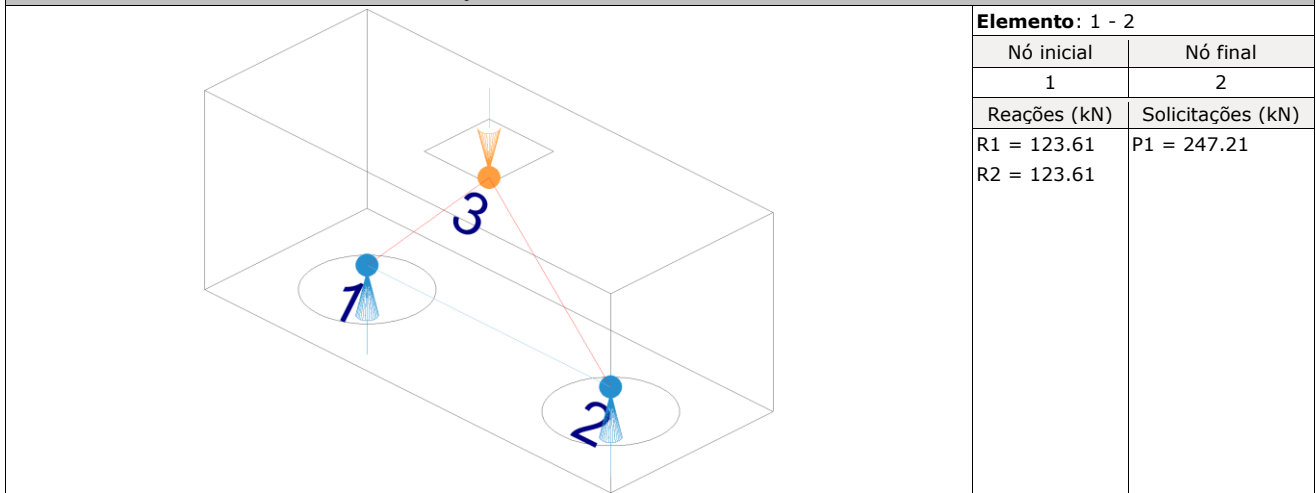
$$56.3 \text{ mm} \geq 10.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

$$30.0 \text{ mm} \leq 60.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

8.- COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO

Modelo de bielas e tirantes associado à combinação: "1.4·PP"



As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir da face das estacas (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por (ABNT NBR 6118:2014, 9.4.2.5):

$$313.7 \text{ mm} \geq 278.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

$$l_{b,nec} : 278.2 \text{ mm}$$

$\alpha = 1$ para barras sem gancho.

$\alpha = 0.7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$

$$\alpha : 0.7$$

l_b é calculado conforme 9.4.2.4:

$$l_b : 436.5 \text{ mm}$$

ϕ : Diâmetro da barra ancorada.

$$\phi : 10.0 \text{ mm}$$

f_{vd} : Tensão de escoamento de cálculo.

$$f_{vd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{bd} : Resistência de aderência de cálculo entre armadura e concreto na ancoragem de armaduras passivas (ABNT NBR 6118:2014, 9.3.2.1):

$$f_{bd} : 2.49 \text{ MPa}$$

$\eta_1 = 1.0$ para barras lisas (ver Tabela 8.3).

$\eta_1 = 1.4$ para barras entalhadas (ver Tabela 8.3).

$\eta_1 = 2.25$ para barras nervuradas (ver Tabela 8.3).

$$\eta_1 : 2.25$$

$\eta_2 = 1.0$ para situações de boa aderência (ver 9.3.1).

$\eta_2 = 0.7$ para situações de má aderência (ver 9.3.1).

$$\eta_2 : 1.0$$

$\eta_3 = 1.0$ para $\phi < 32 \text{ mm}$.

$\eta_3 = (132 - \phi)/100$, para $\phi \geq 32 \text{ mm}$.

$$\eta_3 : 1.0$$

f_{ctd} : Resistência à tração do concreto.

$$f_{ctd} : 1.11 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} : 1.55$$

$f_{ct,m}$: Resistência média a tração do concreto.
- para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} : 2.21 \text{ MPa}$$

- para concreto de classes de C55 até C90:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : 20.00 \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

$$\gamma_c : 1.4$$

$$: 285.9 \text{ mm}^2$$

$$: 314.0 \text{ mm}^2$$

$$l_{b,min} : 131.0 \text{ MPa}$$

$A_{s,calc}$

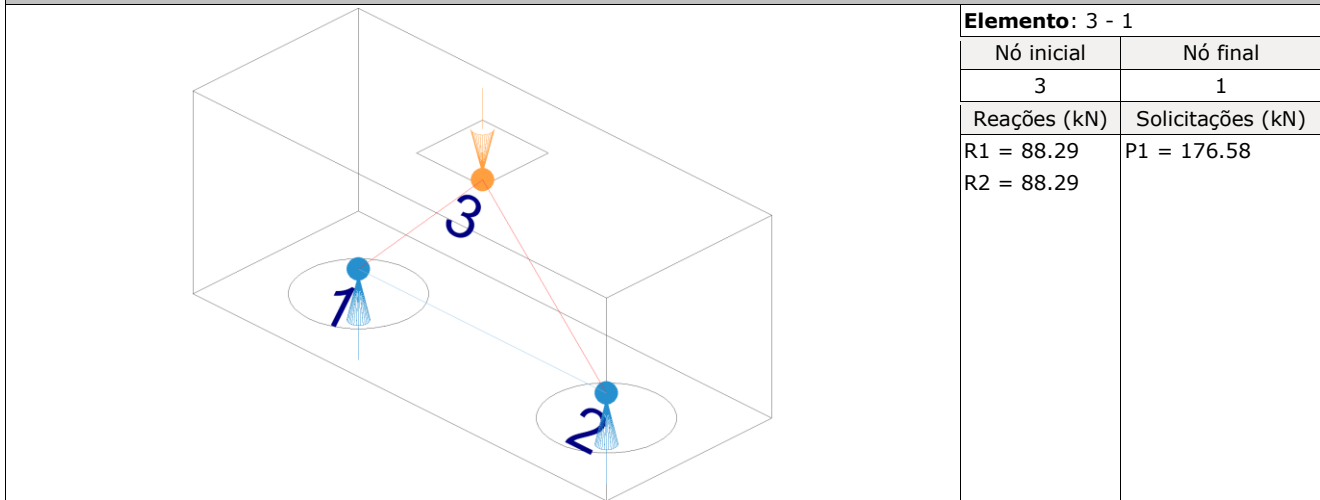
$A_{s,ef}$

$l_{b,min}$: Maior valor entre $0,3 l_b$, 10ϕ e 100 mm .

Tirante	ϕ (mm)	l_b (mm)	$l_{b,diso}$ (mm)	$l_{b,nec}$ (mm)	Passa
1 - 2	10.0	436.5	313.7	278.2	✓

9.- ÂNGULO DE INCLINAÇÃO

Modelo de bielas e tirantes associado à combinação: "PP"



As bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0.57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.1).

$$0.57 \leq 0.99 \quad \checkmark$$

Onde:

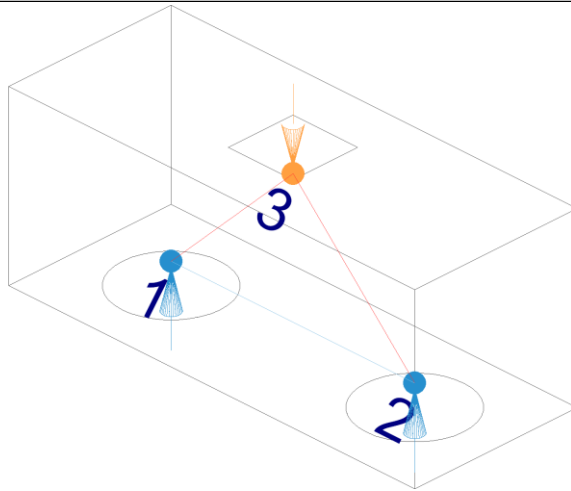
θ : Ângulo de inclinação.

$$\theta : 44.84^\circ$$

Biela	θ (°)	tg θ	Passa
3 - 1	44.84	0.99	✓
3 - 2	44.84	0.99	✓

10.- TIRANTES

Modelo de bielas e tirantes associado à combinação: "1.4·PP"



Elemento: 1 - 2

Nó inicial	Nó final
1	2
Reações (kN)	Solicitações (kN)
R1 = 123.61 R2 = 123.61	P1 = 247.21

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, em proporções de equilíbrio das respectivas bielas. As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).

$$136.52 \text{ kN} \geq 124.30 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

f_{vd} : Tensão de escoamento de cálculo.

R_{sd} : Força de tração de cálculo na armadura.

$$A_s : 314.0 \text{ mm}^2$$

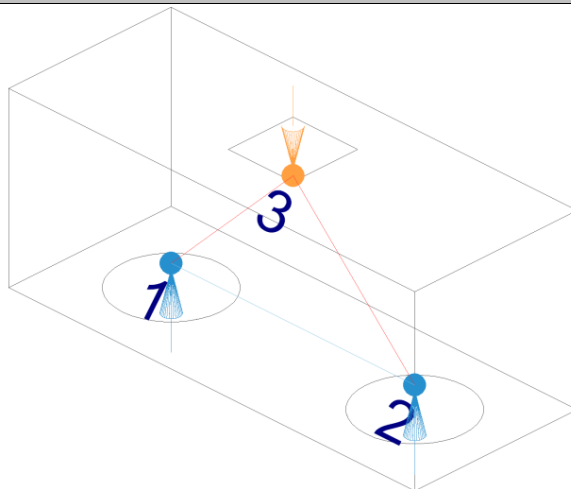
$$f_{vd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$R_{sd} : 124.30 \text{ kN}$$

Tirante	A_s (mm ²)	f_{vd} (MPa)	R_{sd} (kN)	η	Passa
1 - 2	314.0	434.78	124.30	0.910	✓

11.- BIELAS DE COMPRESSÃO

Modelo de bielas e tirantes associado à combinação: "1.4·PP"



Elemento: 3 - 1

Nó inicial	Nó final
3	1
Reações (kN)	Solicitações (kN)
R1 = 123.61 R2 = 123.61	P1 = 247.21

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

$$469.61 \text{ kN} \geq 175.30 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Onde:

R_{cd} : Carga transmitida do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão.

$$R_{cd} : \underline{175.30} \text{ kN}$$

A_c : Área da seção transversal de concreto.

$$A_c : \underline{49588.9} \text{ mm}^2$$

f_{cd3} : Bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.2).

$$f_{cd3} : \underline{9.47} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} : \underline{0.92}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{14.29} \text{ MPa}$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

Biela	A_c (mm ²)	$A_c \cdot f_{cd3}$ (kN)	R_{cd} (kN)	η	Passa
3 - 1	49588.9	469.61	175.30	0.373	✓
3 - 2	49588.9	469.61	175.30	0.373	✓

12.- CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA ESTACA

A área da base de blocos de fundação deve ser determinada a partir da tensão admissível do solo para cargas não majoradas (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

Capacidade admissível da estaca $\geq$ Carga não majorada

Combinação	Combinação de ações	Capacidade admissível da estaca (t)	Carga não majorada (t)	Passa
Permanentes ou transitórias	PP	15.00	9.39	✓

13.- ARMADURA LATERAL E SUPERIOR

Em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.5).

