



UNIVERSIDADE FUMEC
FACULDADE DE ENGENHARIA E ARQUITETURA
MESTRADO PROFISSIONAL EM PROCESSOS CONSTRUTIVOS

RENATO CARVALHO CARREIRA

**ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS**

Belo Horizonte

2017

RENATO CARVALHO CARREIRA

**ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado Profissional em Processos Construtivos da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade FUMEC, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Processos Construtivos.
Linha de pesquisa: Construção Civil
Orientadora: Prof.^a Dr.^a Jamile Salim Fuina
Coorientador: Prof. Msc. Sérgio Maurício Pimenta Velloso Filho

Belo Horizonte

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

C314e Carreira, Renato Carvalho, 1983-
Estudo analítico e numérico do comportamento estrutural
de blocos sobre duas estacas / Renato Carvalho Carreira. – Belo
Horizonte, 2017.
129 f. : il. ; 29,7 cm

Orientador: Jamile Salim Fuina
Coorientador: Sérgio Maurício Pimenta Velloso Filho
Dissertação (Mestrado em Processos Construtivos),
Universidade FUMEC, Faculdade de Engenharia e Arquitetura,
2017.

1. Fundações (Engenharia) - Brasil. 2. Método dos
elementos finitos. 3. Engenharia civil - Brasil. I. Título. II.
Fuina, Jamile Salim. III. Velloso Filho, Sérgio Maurício
Pimenta. IV. Universidade FUMEC, Faculdade de Engenharia e
Arquitetura

CDU: 624.15

Dissertação intitulada: **“Estudo Analítico e Numérico do comportamento Estrutural de Blocos Sobre Duas Estacas”** de autoria de **RENATO CARVALHO CARREIRA**, aprovado pela banca examinadora constituída pelos seguintes professores:



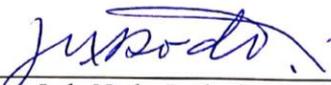
Prof. Dra. Jamile Salim Fuina – Universidade FUMEC
(Orientadora)



Prof. Dra. Judy Norka Rodo de Mantilla – Universidade FUMEC
(Examinadora Interna)



Prof. Dr. Edgar Vladimiro Mantilla Carrasco – UFMG
(Examinador Externo)



Prof. Dra. Judy Norka Rodo de Mantilla
Coordenadora do Curso de Mestrado em Processos Construtivos
da Universidade FUMEC

Belo Horizonte, 30 de junho de 2017.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao maior engenheiro de todos, Deus.

Aos meus pais, por todo o apoio e amor incondicional.

Aos meus irmãos e sobrinhos, sempre presentes e alegrando minha vida.

Aos meus professores da FUMEC, que me transmitiram seus conhecimentos me tornando um profissional mais capacitado.

À minha orientadora Jamile Salim Fuina, pelos ensinamentos, companheirismo, amizade e confiança.

Ao coorientador Sérgio Velloso pela colaboração e aprendizado.

À RCK Engenharia pelo incentivo e profissionalismo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Interação entre pilar, bloco e estacas.....	12
Figura 2 – Bloco do Viaduto Guararapes	15
Figura 3 – Dimensões do bloco e pilar	17
Figura 4 – Força de tração no bloco	18
Figura 5 – Analogia de treliça em vigas de concreto armado	19
Figura 6 – Biela de compressão (bloco sobre duas estacas).....	20
Figura 7 – Componentes da carga	21
Figura 8 – Composição das forças.....	21
Figura 9 – Modelos de Mautoni	23
Figura 10 – Modelos de Miguel vistos em planta	24
Figura 11 – Modelos discretizados.....	26
Figura 12 – Modelo proposto de bielas e tirantes discretizados.....	27
Figura 13 – Modelo de Araújo (2014).....	31
Figura 14 – Bloco Medeiros (2016)	32
Figura 15 – Gráfico de colunas para as forças solicitantes máximas	33
Figura 16 – Flexão normal simples	35
Figura 17 – Domínios de estado-limite de uma seção transversal	36
Figura 18 – Diagrama de tensão na seção transversal	37
Figura 19 – Bloco BU-R (dimensões em centímetros).....	44
Figura 20 – Bloco BL-R (dimensões em centímetros).....	45
Figura 21 – Bloco BMD-R (dimensões em centímetros).....	45
Figura 22 – Bloco BME-R (dimensões em centímetros)	46
Figura 23 – Bloco BMA-R (dimensões em centímetros).....	46
Figura 24 – Bloco BG-R (dimensões em centímetros).....	47
Figura 25 – Dimensões para cálculo dos blocos	52
Figura 26 – Vão efetivo	53
Figura 27 – Diagrama de carregamento – BU-R (dimensões em centímetros).....	54
Figura 28 – Diagrama de carregamento – BL-R (dimensões em centímetros).....	54
Figura 29 – Diagrama de carregamento – BMD-R (dimensões em centímetros).....	54
Figura 30 – Diagrama de carregamento – BME-R (dimensões em centímetros).....	55
Figura 31 – Diagrama de carregamento – BMA-R (dimensões em centímetros).....	55

Figura 32 – Diagrama de carregamento – BG-R (dimensões em centímetros).....	55
Figura 33 – Diagrama tensão (σ_c) x deformação (ϵ_c) – concreto comprimido.....	59
Figura 34 – Diagrama tensão-deformação idealizado – Concreto 25 MPa.....	60
Figura 35 – Diagrama tensão-deformação idealizado – aço.....	61
Figura 36 – Diagrama tensão-deformação idealizado – Aço CA-50.....	61
Figura 37 – Discretização em elementos finitos.....	62
Figura 38 – Bloco BU-R – $A_{s,rígido}$: Força na armadura principal (kN).....	79
Figura 39 – Bloco BL-R – $A_{s,rígido}$: Força na armadura principal (kN)	80
Figura 40 – Bloco BMD-R – $A_{s,rígido}$: Força na armadura principal (kN)	80
Figura 41 – Bloco BME-R – $A_{s,rígido}$: Força na armadura principal (kN).....	81
Figura 42 – Bloco BMA-R – $A_{s,rígido}$: Força na armadura principal (kN)	81
Figura 43 – Bloco BG-R – $A_{s,rígido}$: Força na armadura principal (kN).....	82
Figura 44 – Bloco BU-R – $A_{s,flexível}$: Força na armadura principal (kN)	84
Figura 45 – Bloco BL-R – $A_{s,flexível}$: Força na armadura principal (kN)	84
Figura 46 – Bloco BMD-R – $A_{s,flexível}$: Força na armadura principal (kN)	85
Figura 47 – Bloco BME-R – $A_{s,flexível}$: Força na armadura principal (kN).....	85
Figura 48 – Bloco BMA-R – $A_{s,flexível}$: Força na armadura principal (kN)	86
Figura 49 – Bloco BG-R – $A_{s,flexível}$: Força na armadura principal (kN).....	86
Figura 50 – Bloco BU-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN).....	91
Figura 51 – Bloco BL-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN)	91
Figura 52 – Bloco BMD-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN)	92
Figura 53 – Bloco BME-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN).....	92
Figura 54 – Bloco BMA-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN)	93
Figura 55 – Bloco BG-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN).....	93
Figura 56 – Gráfico Fator de Rigidez X Diferença percentual $A_{s,rígido}$ e $A_{s,flexível}$ – variação da altura do bloco (h)	98
Figura 57 – Gráfico Fator de Rigidez X Diferença percentual $A_{s,rígido}$ e $A_{s,flexível}$ – variação do comprimento do bloco (a).....	99
Figura 58 – Gráfico comparativo: armações principais – BU-X.....	100
Figura 59 – Força na armadura principal – BU-R e BU-h1 a BU-h4.....	101
Figura 60 – Força na armadura principal – BU-R e BU-a1 a BU-a4	101
Figura 61 – Tensão na armadura principal – BU-R e BU-h1 a BU-h4	102
Figura 62 – Tensão na armadura principal – BU-R e BU-a1 a BU-a4.....	102

Figura 63 – Gráfico comparativo: armações principais – BL-X	103
Figura 64 – Força na armadura principal – BL-R e BL-h1 a BL-h4	104
Figura 65 – Força na armadura principal – BL-R e BL-a1 a BL-a4	104
Figura 66 – Tensão na armadura principal – BL-R e BL-h1 a BL-h4.....	105
Figura 67 – Tensão na armadura principal – BL-R e BL-a1 a BL-a4	105
Figura 68 – Gráfico comparativo: armações principais – BMD-X	106
Figura 69 – Força na armadura principal – BMD-R e BMD-h1 a BMD-h4	107
Figura 70 – Força na armadura principal – BMD-R e BMD-a1 a BMD-a4	107
Figura 71 – Tensão na armadura principal – BMD-R e BMD-h1 a BMD-h4.....	108
Figura 72 – Tensão na armadura principal – BMD-R e BMD-a1 a BMD-a4	108
Figura 73 – Gráfico comparativo: armações principais – BME-X.....	109
Figura 74 – Força na armadura principal – BME-R e BME-h1 a BME-h4	110
Figura 75 – Força na armadura principal – BME-R e BME-a1 a BME-a4.....	110
Figura 76 – Tensão na armadura principal – BME-R e BME-h1 a BME-h4.....	111
Figura 77 – Tensão na armadura principal – BME-R e BME-a1 a BME-a4	111
Figura 78 – Gráfico comparativo: armações principais – BMA-X	112
Figura 79 – Força na armadura principal – BMA-R e BMA-h1 a BMA-h4.....	113
Figura 80 – Força na armadura principal – BMA-R e BMA-a1 a BMA-a4	113
Figura 81 – Tensão na armadura principal – BMA-R e BMA-h1 a BMA-h4.....	114
Figura 82 – Tensão na armadura principal – BMA-R e BMA-a1 a BMA-a4	114
Figura 83 – Gráfico comparativo: armações principais – BG-X.....	115
Figura 84 – Força na armadura principal – BG-R e BG-h1 a BG-h4.....	116
Figura 85 – Força na armadura principal – BG-R e BG-a1 a BG-a4	116
Figura 86 – Tensão na armadura principal – BG-R e BG-h1 a BG-h4	117
Figura 87 – Tensão na armadura principal – BG-R e BG-a1 a BG-a4.....	117
Figura 88 – Comparação entre: $A_{s, norma}$ e $A_{s, ideal}$ – BU-X	121
Figura 89 – Comparação entre: $A_{s, norma}$ e $A_{s, ideal}$ – BL-X	121
Figura 90 – Comparação entre: $A_{s, norma}$ e $A_{s, ideal}$ – BMD-X	122
Figura 91 – Comparação entre: $A_{s, norma}$ e $A_{s, ideal}$ – BME-X.....	122
Figura 92 – Comparação entre: $A_{s, norma}$ e $A_{s, ideal}$ – BMA-X	123
Figura 93 – Comparação entre: $A_{s, norma}$ e $A_{s, ideal}$ – BG-X	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Forças solicitantes máximas e ângulos de inclinação de bielas.....	33
Tabela 2 – Variação das dimensões do bloco BU-R	48
Tabela 3 – Variação das dimensões do bloco BL-R.....	49
Tabela 4 – Variação das dimensões do bloco BMD-R.....	49
Tabela 5 – Variação das dimensões do bloco BME-R	50
Tabela 6 – Variação das dimensões do bloco BMA-R.....	50
Tabela 7 – Variação das dimensões do bloco BG-R	51
Tabela 8 – Variação do vão efetivo dos blocos BU-R, BL-R e BMD-R	56
Tabela 9 – Variação do vão efetivo dos blocos BME-R, BMA-R e BG-R.....	56
Tabela 10 – Características dos Elementos Estruturais	58
Tabela 11 – Módulo de elasticidade do solo	63
Tabela 12 – Módulo de reação do solo.....	64
Tabela 13 – Módulo de reação do solo.....	64
Tabela 14 – Classificação dos blocos BU-X	65
Tabela 15 – Classificação dos blocos BL-X.....	66
Tabela 16 – Classificação dos blocos BMD-X.....	66
Tabela 17 – Classificação dos blocos BME-X	67
Tabela 18 – Classificação dos blocos BMA-X.....	67
Tabela 19 – Classificação dos blocos BG-X	68
Tabela 20 – Cálculo da armadura principal dos blocos BU-X - rígidos.....	69
Tabela 21 – Cálculo da armadura principal dos blocos BL-X - rígidos	69
Tabela 22 – Cálculo da armadura principal dos blocos BMD-X - rígidos	70
Tabela 23 – Cálculo da armadura principal dos blocos BME-X - rígidos	70
Tabela 24 – Cálculo da armadura principal dos blocos BMA-X - rígidos	71
Tabela 25 – Cálculo da armadura principal dos blocos BG-X - rígidos.....	71
Tabela 26 – Momento fletor máximo dos blocos BU-X	72
Tabela 27 – Momento fletor máximo dos blocos BL-X.....	73
Tabela 28 – Momento fletor máximo dos blocos BMD-X.....	73
Tabela 29 – Momento fletor máximo dos blocos BME-X	74
Tabela 30 – Momento fletor máximo dos blocos BMA-X.....	74
Tabela 31 – Momento fletor máximo dos blocos BG-X	75

Tabela 32 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BU-X - flexíveis	75
Tabela 33 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BL-X - flexíveis	76
Tabela 34 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BMD-X - flexíveis .	76
Tabela 35 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BME-X - flexíveis..	77
Tabela 36 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BMA-X - flexíveis .	77
Tabela 37 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BG-X - flexíveis.....	78
Tabela 38 – Força máxima na armadura principal dos blocos BU-X, BL-X e BMD-X rígidos	82
Tabela 39 – Força máxima na armadura principal dos blocos BME-X, BMA-X e BG-X rígidos	83
Tabela 40 – Força máxima na armadura principal dos blocos BU-X, BL-X e BMD-X flexíveis	87
Tabela 41 – Força máxima na armadura principal dos blocos BME-X, BMA-X e BG-X flexíveis	87
Tabela 42 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BU-X	88
Tabela 43 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BL-X.....	88
Tabela 44 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BMD-X.....	89
Tabela 45 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BME-X	89
Tabela 46 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BMA-X.....	90
Tabela 47 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BG-X	90
Tabela 48 – Força máxima na armadura principal dos blocos BU-X, BL-X e BMD-X ideal	94
Tabela 49 – Força máxima na armadura principal dos blocos BME-X, BMA-X e BG-X ideal	94
Tabela 50 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BU-X.....	95
Tabela 51 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BL-X	95
Tabela 52 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BMD-X	96
Tabela 53 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BME-X.....	96
Tabela 54 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BMA-X	97
Tabela 55 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BG-X.....	97
Tabela 56 – Comparação entre: $A_{s, norma}$ e $A_{s, ideal}$ – BU-X.....	118

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
1.1 OBJETIVOS.....	13
1.2 JUSTIFICATIVA.....	14
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	15
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 NBR 6118:2014 – PROJETO DE ESTRUTURA DE CONCRETO - PROCEDIMENTOS	17
2.2 MÉTODO DAS BIELAS	19
2.2.1 ENSAIOS DE BLÉVOT E FRÉMY (1967)	19
2.2.2 ENSAIOS DE MAUTONI (1972)	23
2.2.3 MIGUEL (2000).....	23
2.2.4 MUNHOZ (2004).....	25
2.2.5 DELALIBERA (2006)	27
2.2.6 OLIVEIRA (2009).....	28
2.2.7 MEDEIROS (2016).....	30
2.2.8 NORMAS ESTRANGEIRAS	34
2.3 TEORIA DA FLEXÃO	35
2.3.1 ESTÁDIOS DE TENSÃO E DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO ARMADO.....	36
2.3.2 EQUACIONAMENTO DA FLEXÃO SIMPLES DO CONCRETO ARMADO	37
2.4 ANÁLISE NUMÉRICA	40
2.4.1 ANÁLISE LINEAR	40
2.4.2 ANÁLISE NÃO-LINEAR	41
3. MATERIAIS E MÉTODOS	42
3.1 ETAPAS DA PESQUISA	42

3.2	<i>BLOCOS SOBRE ESTACAS EM ESTUDO</i>	43
3.3	<i>PROPRIEDADES DOS MODELOS ANALÍTICOS</i>	51
3.3.1	MODELO ANALÍTICO – RÍGIDO	51
3.3.2	MODELO ANALÍTICO - FLEXÍVEL	53
3.4	<i>MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS</i>	57
3.5	<i>PROPRIEDADES DOS MODELOS NUMÉRICOS</i>	58
3.5.1	CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	58
3.5.2	MODELOS CONSTITUTIVOS ADOTADOS	59
3.5.3	DISCRETIZAÇÃO	62
3.5.4	CONDIÇÕES DE CONTORNO	63
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	65
4.1	<i>CLASSIFICAÇÃO DOS BLOCOS PELA NBR 6118:2014</i>	65
4.2	<i>ANÁLISE DOS BLOCOS PELO MÉTODO DAS BIELAS</i>	68
4.3	<i>ANÁLISE DOS BLOCOS PELA TEORIA DA FLEXÃO</i>	72
4.3.1	MOMENTOS FLETORES	72
4.3.2	ARMAÇÃO PRINCIPAL NECESSÁRIA	75
4.4	<i>ANÁLISE NUMÉRICA DOS BLOCOS</i>	78
4.4.1	BLOCOS RÍGIDOS	79
4.4.2	BLOCOS FLEXÍVEIS	83
4.4.3	BLOCOS COM ARMADURA IDEAL	87
4.5	<i>ANÁLISE COMPARATIVA E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</i>	94
5.	CONCLUSÕES	124
5.1	<i>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</i>	125
6.	REFERÊNCIAS	126

RESUMO

Blocos de fundação sobre estacas são utilizados para transmitir as cargas da estrutura para as estacas, principalmente quando o solo não tem capacidade geotécnica de suportar os carregamentos nas camadas superficiais, necessitando-se adotar fundação profunda. Sendo assim, os blocos de fundação sobre estacas são peças estruturais de bastante utilização e de grande importância em todo tipo de obra civil. Dessa forma, este trabalho realiza estudos analíticos e numéricos sobre o comportamento estrutural de blocos de fundação sobre duas estacas, variando as dimensões do conjunto, com o intuito de determinar a armadura principal. Os blocos sobre estacas são calculados como rígidos e flexíveis, independente da classificação definida por norma. Para a realização dos cálculos analíticos, são adotados o Método das Bielas, para o bloco rígido, e a Teoria da Flexão, para os blocos flexíveis. Para as simulações numéricas, são adotados o Método dos Elementos Finitos e a não-linearidade na modelagem constitutiva dos blocos, obtendo as forças e tensões geradas na armadura principal quando os blocos são considerados rígidos e flexíveis e determinando, também, a armadura ideal. Ao final, são apresentadas análises comparativas dos resultados obtidos e estes são confrontados com aqueles prescritos por norma, a fim de se concluir sobre o comportamento da armadura principal do bloco de fundação sobre duas estacas.

Palavras-chave: Bloco de fundação, estacas, Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

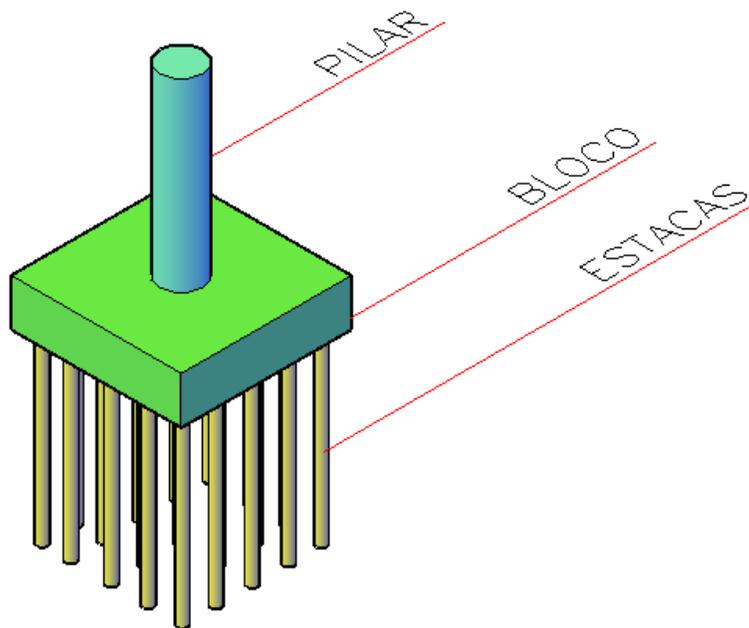
The pile caps are used to transmit the loads of the structure to the piles, especially when the soil does not have the geotechnical capacity to withstand the loads in the superficial layers, needing to adopt deep foundation. Therefore, pile caps are structural parts of great use and of great importance in all types of civil works. Thus, this work performs analytical and numerical studies on the structural behavior of foundation blocks on two piles, where this block suffers variations in its dimensions, with the intuition of varying its rigidity, and thus, determinate the main reinforcement. The pile caps are calculated as stiff pile caps and flexible pile caps, regardless of the classification defined by standard. In order to perform the analytical calculations, the Crank Methods, for the stiff pile caps, and the Flexion Theory are used for the flexible pile caps. For the numerical simulations, the Finite Element Method and the non-linearity in the constitutive modeling of the blocks are adopted, obtaining the forces and tensions generated in the main reinforcement when the blocks are considered rigid and flexible and determining the ideal reinforcement. At the end, comparative analyzes of the obtained results are presented and these are confronted with those prescribed by standard, in order to conclude on the structural behavior of foundation block on two piles.

Key words: Pile caps, caps, Finite Element Theory.

1. INTRODUÇÃO

Toda edificação ou qualquer outro tipo de estrutura necessita de transmitir seu carregamento para o solo. Quando o solo não tem capacidade geotécnica de suportar os carregamentos nas camadas superficiais, é necessário adotar fundações profundas, como, por exemplo, estacas ou tubulões. Para realizar a transição das cargas da estrutura para as estacas ou tubulões, os blocos sobre estacas são utilizados, conforme representado na Figura 1.

Figura 1 – Interação entre pilar, bloco e estacas



Fonte: Arquivo pessoal

Blocos sobre estacas, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), “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 sapatas”.

Os métodos de cálculo de bloco rígido e de bloco flexível são bastante diferentes. Para o bloco rígido é recomendável a utilização do Método das Bielas, já para o bloco flexível é utilizada a Teoria da Flexão.

Para a definição se um bloco é rígido ou flexível, a NBR 6118 (ABNT, 2014) baseia-se em uma pequena formulação em que utiliza somente três parâmetros geométricos, sendo eles, altura do bloco, dimensão do pilar em uma direção e dimensão do bloco na mesma direção adotada para o pilar.

Logo, uma simples formulação com a geometria do bloco e pilar aparenta ser insuficiente para determinar o melhor método de cálculo a ser aplicado para o dimensionamento dos blocos. Portanto, serão elaborados estudos de blocos de fundação sobre estacas, independente da classificação da norma, comparando a armação principal necessária para suportar os esforços atuantes.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é avaliar o comportamento estrutural da armação principal de blocos de fundação sobre duas estacas, realizando estudos analíticos e numéricos, e comparando os resultados obtidos com aqueles prescritos por norma.

Os objetivos específicos que norteiam este trabalho são:

- 1) determinar a armadura principal dos blocos de fundação sobre duas estacas, variando as dimensões do conjunto, segundo o Método das Bielas (bloco rígido) e segundo a Teoria da Flexão (bloco flexível);
- 2) analisar, numericamente, através do Método dos Elementos Finitos (MEF), o comportamento da armadura principal para todas as variações de bloco de fundação sobre duas estacas adotadas no item anterior e determinar a armadura ideal para as mesmas;
- 3) realizar análises comparativas entre os resultados obtidos nos itens 1 e 2, e confrontar tais resultados com aqueles prescritos por norma.

1.2 JUSTIFICATIVA

Em toda obra onde é necessária a utilização de estacas ou tubulões, ou seja, onde foi adotada fundação profunda para transferir as cargas da edificação para o solo, a utilização dos blocos sobre estacas é necessária. Sendo assim, é uma peça estrutural de bastante utilização e de grande importância em todo tipo de obra civil, desde uma simples edificação ou de um grandioso viaduto ou ponte.

Não só pela importância estrutural, os blocos de fundação sobre estacas merecem ter estudos aprofundados, pois são estruturas que ficam enterradas, com isso as patologias não são amplamente estudadas como as vigas, lajes e pilares, que podem ser facilmente inspecionadas visualmente em pleno funcionamento.

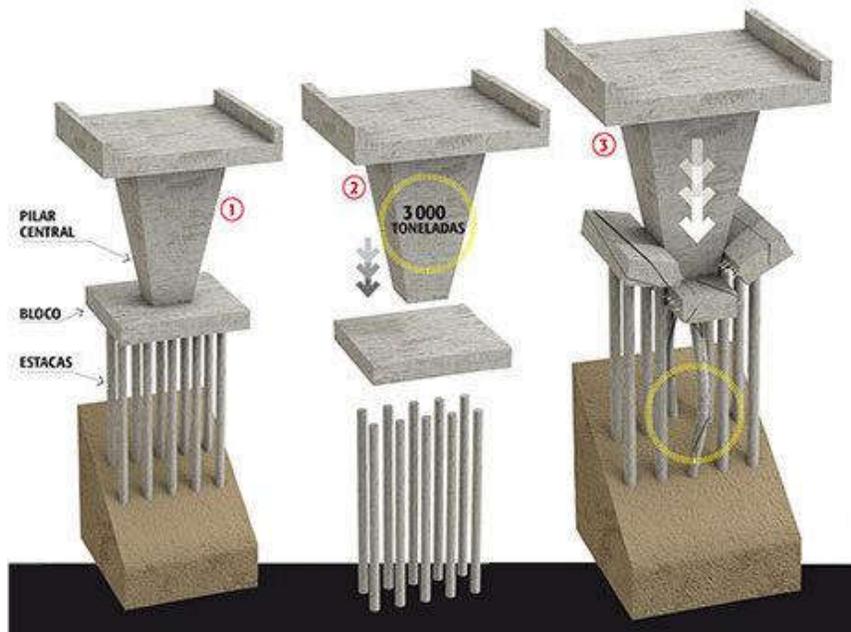
Este estudo também se justifica pela escassez de pesquisas que aplicam a não-linearidade física para a modelagem constitutiva dos blocos de fundação sobre estacas.

O presente estudo justifica-se também pela pouca informação sobre os critérios que a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta quanto à escolha do método de dimensionamento dos blocos de fundação sobre estacas: rígido ou flexível, já que ambos os métodos têm base teórica bastante diferentes entre si.

Devido ao acidente ocorrido com a queda do Viaduto Batalha dos Guararapes (LAS CASAS e FREITAS, 2014), em Belo Horizonte, no dia 03 de julho de 2014, onde uma das possíveis causas foi a ruptura do bloco de fundação, houve uma grande preocupação quanto aos métodos de dimensionamento dos blocos de fundação sobre estacas. A Figura 2 ilustra o rompimento do bloco de fundação sobre estacas com a aplicação da carga do pilar.

No presente trabalho, serão utilizados apenas blocos de fundação sobre duas estacas, pois a partir destes pode-se chegar a correlações de blocos de fundação sobre mais estacas.

Figura 2 – Bloco do Viaduto Guararapes



Fonte: Veja (2014)

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é composto de seis capítulos, onde o Capítulo 1 relata a introdução, os objetivos e a justificativa para a realização desta dissertação.

O Capítulo 2 contempla a revisão bibliográfica, abrangendo pesquisas relevantes nesta área do conhecimento com análise numérica e/ou experimental, estudo da norma brasileira de dimensionamento de estruturas de concreto armado que contempla diretrizes para o cálculo de blocos sobre estacas, normas estrangeiras sobre o mesmo tema, apresentação do Método das Bielas e Teoria da Flexão e apontamentos sobre a análise numérica linear e não-linear.

O Capítulo 3 se inicia com a apresentação das etapas desenvolvidas para a realização deste trabalho. Em seguida, são apresentados os blocos de fundação a serem estudados, juntamente com todas as diretrizes para o dimensionamento analítico e numérico dos mesmos, tais como, condições de contorno, carregamentos, materiais utilizados e *software* computacional utilizado.

No Capítulo 4, os blocos em estudo são classificados de acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) e são apresentados os resultados analíticos e numéricos do dimensionamento das armações principais dos blocos e análise comparativa entre os mesmos. A título de comparação, também foram criados blocos com armadura ideal, que farão parte das discussões apresentadas.

Por fim, no Capítulo 5, são apresentadas as conclusões do trabalho seguidas de sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, são relatados estudos relevantes sobre blocos de fundação sobre estacas, tanto numéricos quanto experimentais. Também são descritas as normas de dimensionamento de blocos sobre estacas, tanto brasileira quanto estrangeira.

2.1 NBR 6118:2014 – PROJETO DE ESTRUTURA DE CONCRETO - PROCEDIMENTOS

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), um bloco é considerado rígido quando:

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

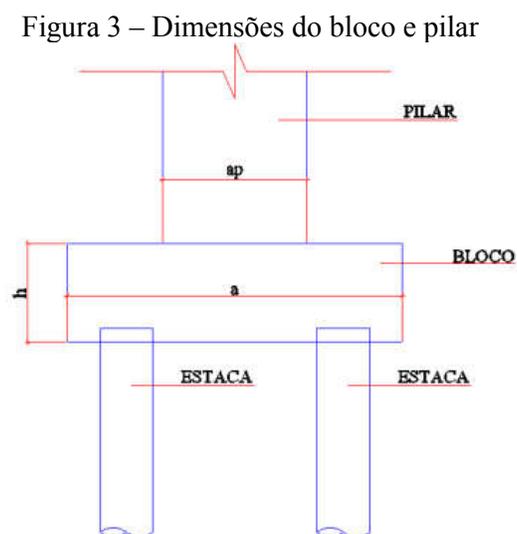
onde:

h é a altura do bloco;

a é a dimensão do bloco em uma determinada direção;

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

A Figura 3 exemplifica essas dimensões.

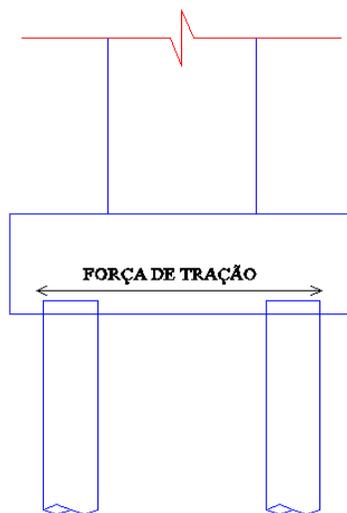


Fonte: Arquivo pessoal

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o comportamento estrutural de um bloco rígido é caracterizado por:

- a) *trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vezes seu diâmetro), conforme Figura 04;*

Figura 4 – Força de tração no bloco



Fonte: Arquivo pessoal

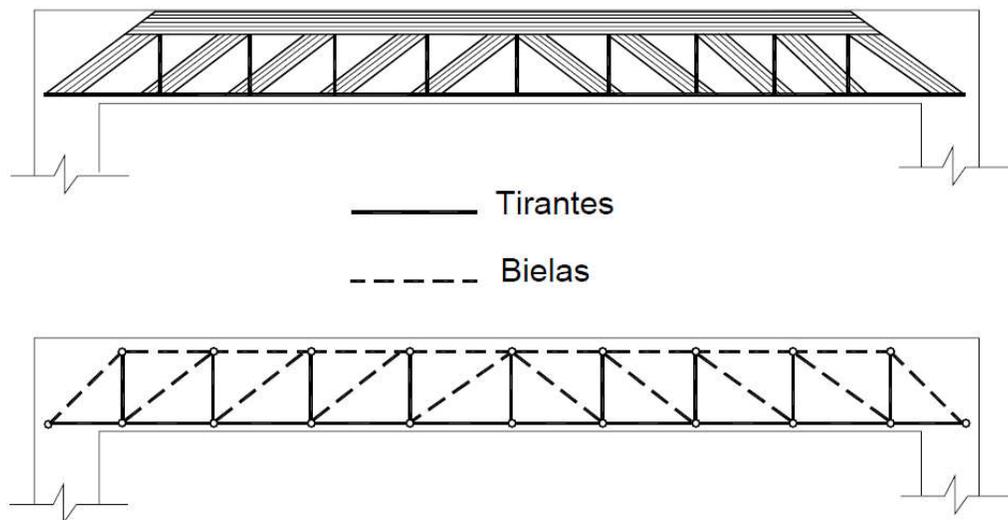
- b) *forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;*
- c) *trabalho ao cisalhamento também nas duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.*

Já para os blocos flexíveis, a norma relata que “*deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção*”.

2.2 MÉTODO DAS BIELAS

O Método das Bielas foi inicialmente proposto por Mörsh (1948). Este método consiste em transformar os esforços de vigas de concreto armado em treliças com bielas de compressão e tirantes de tração, conforme ilustrado na Figura 5.

Figura 5 – Analogia de treliça em vigas de concreto armado



Fonte: Silva e Giongo (2000)

As bielas de compressão são resistidas pelo concreto, enquanto os tirantes de tração são resistidos pelas barras de aço.

Nos subitens a seguir, serão apresentados estudos, dissertações e teses onde o Método das Bielas foi aplicado ou aprimorado. Os estudos serão apresentados em ordem cronológica de suas publicações. O título de cada subitem refere-se ao nome do pesquisador e ano de sua referida publicação.

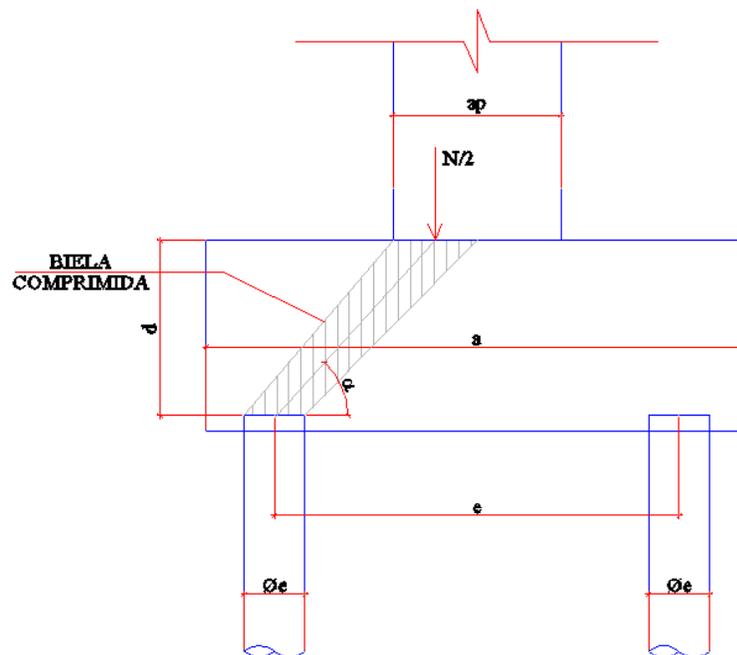
2.2.1 ENSAIOS DE BLÉVOT E FRÉMY (1967)

Blévet e Frémy (1967) desenvolveram estudos com 116 ensaios experimentais, onde verificaram o comportamento dos blocos sobre duas, três e quatro estacas, submetidos à carga centrada.

A Figura 6 ilustra o caminho da carga do pilar para a fundação, através da biela comprimida, enquanto a Figura 7, as reações das cargas, nas quais:

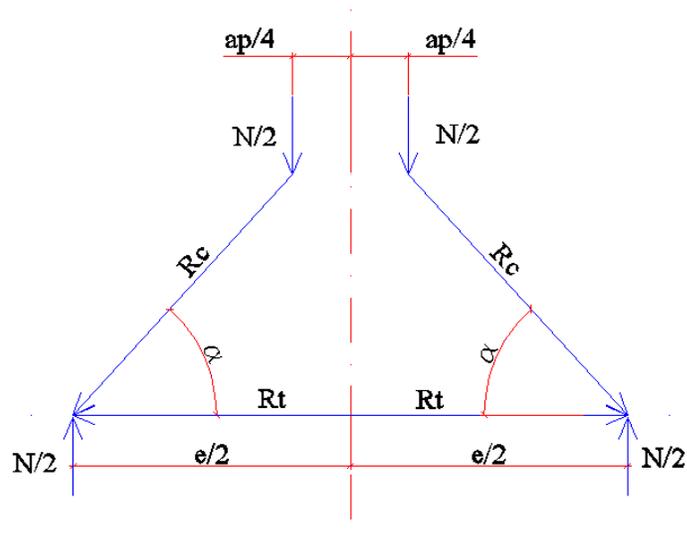
- N : é a força normal no pilar;
- e : é o espaçamento entre as estacas;
- ϕe : é o diâmetro das estacas;
- α : é o ângulo entre a biela de compressão e o tirante de tração;
- R_c : é a força de compressão;
- R_t : é a força de tração;
- d : é a altura útil do bloco;

Figura 6 – Biela de compressão (bloco sobre duas estacas)



Fonte: Arquivo pessoal

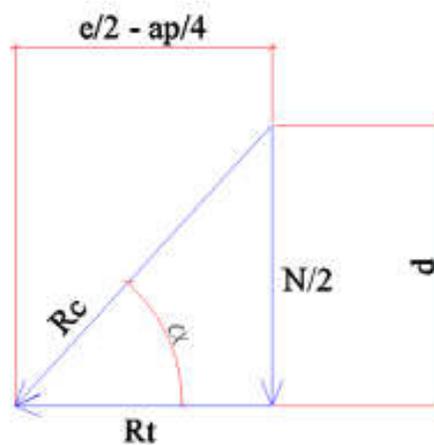
Figura 7 – Componentes da carga



Fonte: Arquivo pessoal

Fazendo-se a composição das forças, mostrada na Figura 8, chega-se na força resultante de tração na face inferior do bloco e, consquentemente, na área de aço necessária para a armação principal do bloco sobre duas estacas, apresentada por Blévoit e Frémy (1967).

Figura 8 – Composição das forças



Fonte: Arquivo pessoal

Com base na Figura 8, pode-se escrever:

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{2}}{Rt} \quad (2)$$

$$\tan \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{ap}{4}} \quad (3)$$

Portanto:

$$Rt = \frac{N}{8} \times \frac{(2 \times e - ap)}{d} \quad (4)$$

Segundo seus experimentos, para a determinação da altura do bloco, Blévoit e Frémy (1967) limitam o ângulo entre:

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \quad (5)$$

Uma vez obtida a força de tração, a área de aço necessária é definida por:

$$A_s = \frac{\gamma_d \times Rt}{f_{yd}} \quad (6)$$

onde A_s é a área da seção transversal da armadura principal, γ_d é o coeficiente de segurança e f_{yd} é a resistência de cálculo do aço, que é dada por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (7)$$

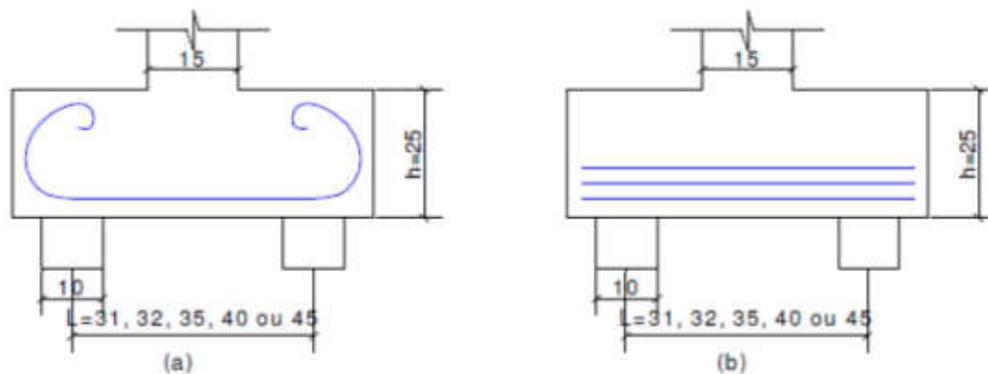
onde f_{yk} é a resistência característica ao escoamento do aço.

Segundo Blévoit e Frémy (1967), o coeficiente de segurança (γ_d) é de 1,4 e o fator de minoração da resistência do aço é de 1,15. A NBR 6118 (ABNT, 2014) também adota o mesmo fator de minoração.

2.2.2 ENSAIOS DE MAUTONI (1972)

Mautoni (1972) desenvolveu estudos com 20 ensaios experimentais, onde verificou o comportamento dos blocos sobre duas estacas. Para tais ensaios, utilizou estacas de 10 cm de diâmetro, pilar com seção quadrada de 15 cm x 15 cm, blocos com 15 cm de largura e 25 cm de altura. A distância entre as estacas e a tipologia de armação foi variada conforme ilustra a Figura 9. Na Figura 9a, foram utilizadas barras de aço com ganchos nas extremidades e na Figura 9b foram utilizadas barras sem ganchos nas extremidades.

Figura 9 – Modelos de Mautoni



Fonte: Mautoni (1972)

As armações foram calculadas considerando uma situação crítica, ou seja, era esperado que elas escoassem a partir do momento que se aplicasse uma força crítica no bloco. Porém, tal fato não foi observado, ocorrendo a ruptura por compressão da biela antes mesmo que a armação entrasse em colapso. Esse resultado não é favorável à estrutura, uma vez que é considerada uma ruptura frágil, ou seja, a estrutura não apresenta nenhum tipo de patologia ou sinal que irá se romper.

2.2.3 MIGUEL (2000)

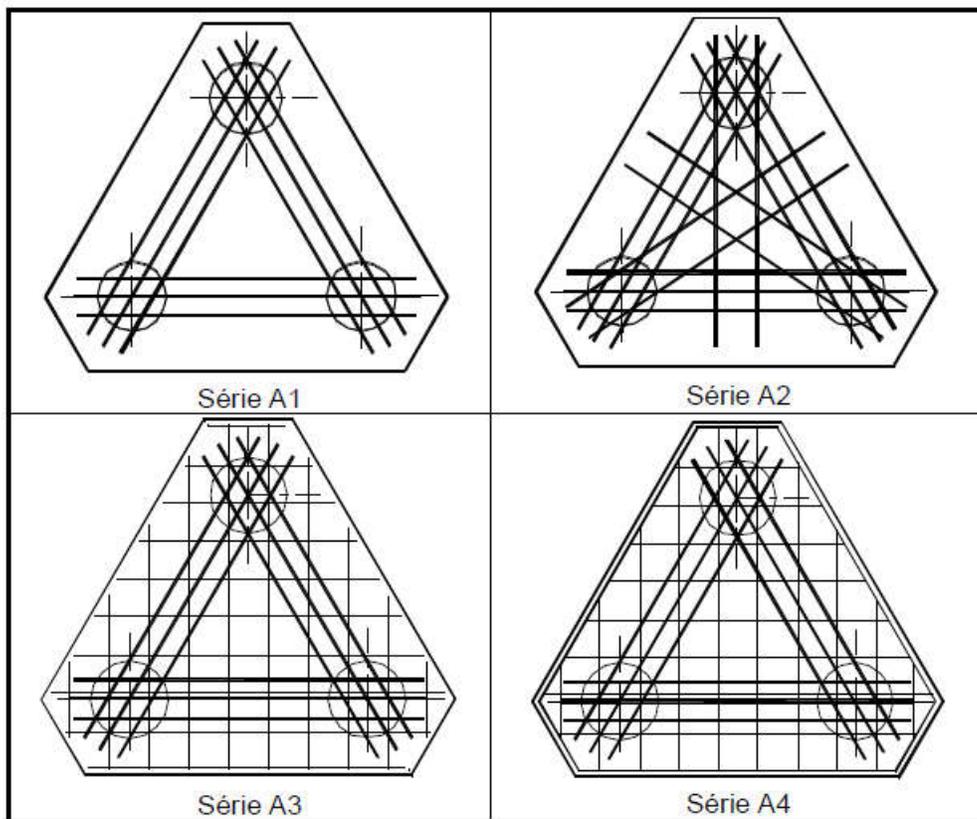
Miguel (2000) realizou ensaios experimentais em escala real de blocos sobre três estacas, juntamente com análise numérica dos mesmos. Os blocos foram ensaiados de maneira a observar o modo de ruína e fissuração dos mesmos. Foram ensaiados os

blocos, variando-se o diâmetro das estacas de 20 cm a 30 cm e a disposição das armaduras:

- Série A1: armadura principal no sentido dos lados do bloco;
- Série A2: armadura principal no sentido dos lados do bloco e segundo as medianas;
- Série A3: armadura principal no sentido dos lados do bloco e armadura em malha;
- Série A4: armadura principal no sentido dos lados do bloco e armadura em gaiola.

A Figura 10 representa as diferenças entre as armações dos grupos A1 à A4.

Figura 10 – Modelos de Miguel vistos em planta



Fonte: Miguel (2000)

Após o rompimento dos blocos e estudo dos resultados, Miguel (2000) chegou às seguintes conclusões:

- a) o Método das Bielas é mais conservador, tendo em vista que as forças últimas teóricas obtidas pelas expressões de Blévoet e Frémy (1967) foram menores do que as forças obtidas experimentalmente;
- b) as fissuras apresentadas nos blocos durante os ensaios foram similares às fissuras apresentadas nos ensaios de Blévoet e Frémy (1967);
- c) a armadura secundária, constituída por estribos verticais e horizontais, reduziu a quantidade de fissuras abertas nas faces, já as barras distribuídas na base não contribuíram para a redução das aberturas de fissuras nas faces, porém, ajudou a diminuir o número de fissuras na base;
- d) todos os blocos ruíram por esmagamento das bielas de compressão.

2.2.4 MUNHOZ (2004)

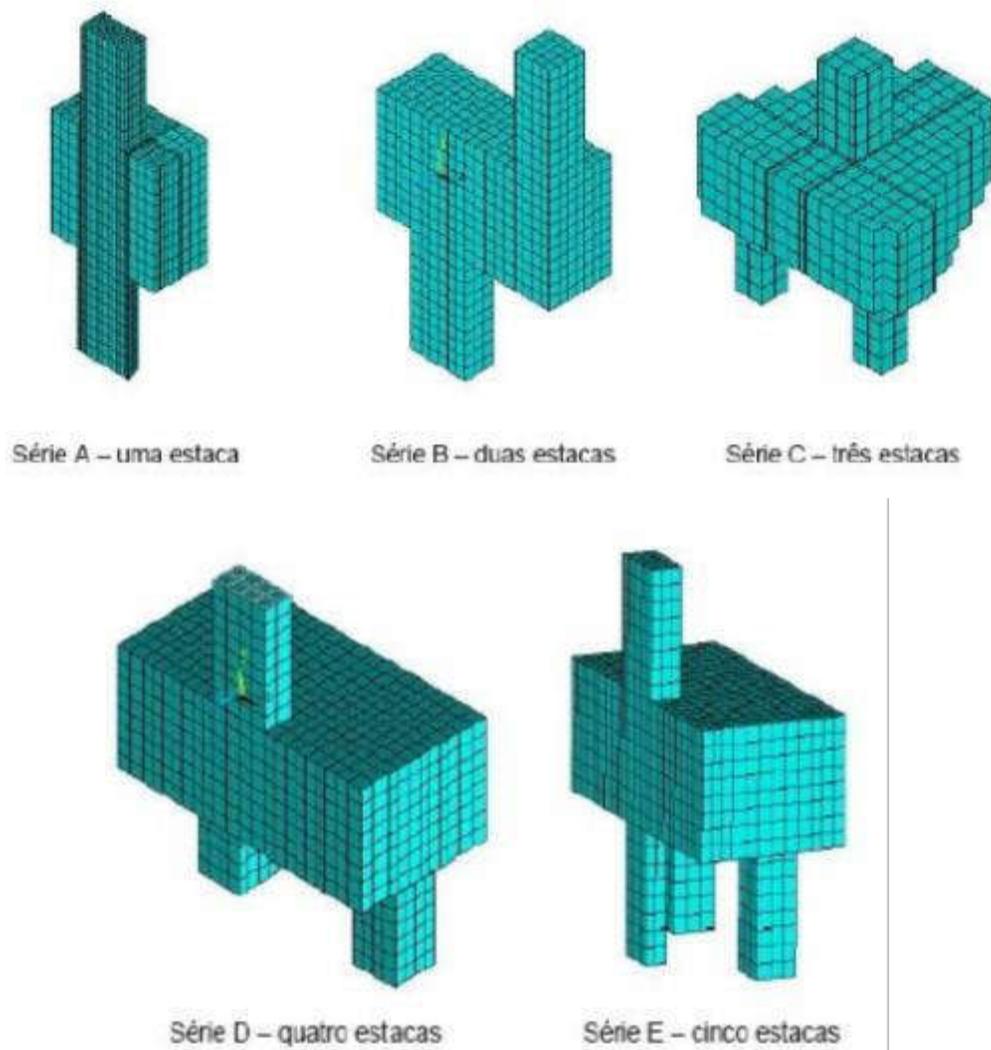
Munhoz (2004) realizou estudos numéricos de blocos com uma, duas, três, quatro e cinco estacas submetidos à carga centrada, conforme mostra a Figura 11.

No total, foram elaborados 33 modelos matemáticos e Munhoz (2004) chegou às seguintes conclusões:

- a) o Método das Bielas (BLÉVOT e FRÉMY, 1967) é coerente e bem simples de se realizar;
- b) blocos sobre uma estaca: merecem ser mais bem estudados, pois ocorre uma variação de tensões quando se aumenta a altura do bloco;
- c) blocos sobre duas, três e quatro estacas: o Método das Bielas é bastante empregado nesses blocos conforme trabalhos e ensaios realizados anteriormente. Deve-se atentar para as dimensões dos pilares e estacas, pois diminuem ou aumentam bastante as tensões conforme são diminuídas ou aumentadas as suas seções;

- d) bloco sobre cinco estacas: não se deve utilizar o Método das Bielas quando se utilizam quatro estacas nos vértices do bloco e uma central, pois o comportamento do bloco se modifica. Segundo Munhoz (2004), quando é necessário utilizar cinco estacas no bloco, é aconselhável a utilização de estacas dispostas nos vértices, formando um pentágono.

Figura 11 – Modelos discretizados



Fonte: Munhoz (2004)

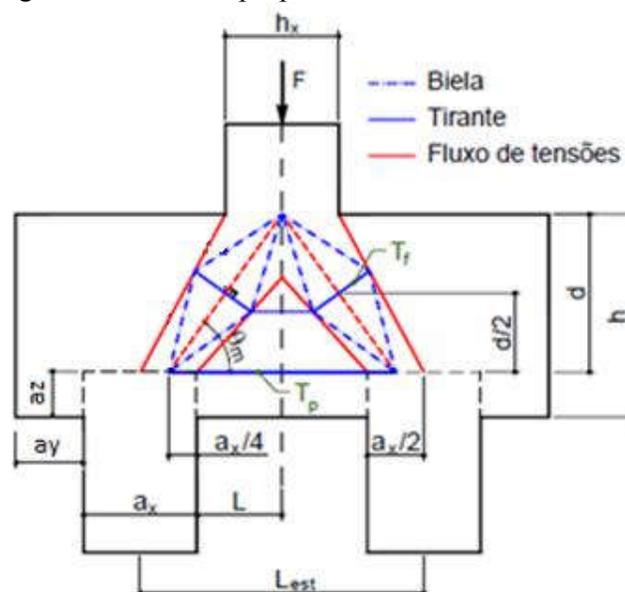
2.2.5 DELALIBERA (2006)

Delalibera (2006) realizou estudos numéricos e experimentais de blocos com duas estacas submetidos à carga centrada.

Com a análise numérica, pode-se compreender melhor a fissuração do concreto e o comportamento das bielas de compressão e tirantes de tração.

A partir dos resultados obtidos numericamente, foram realizados os ensaios experimentais para o desenvolvimento de um modelo de dimensionamento do bloco. A Figura 12 representa as bielas e tirantes.

Figura 12 – Modelo proposto de bielas e tirantes discretizados



Fonte: Delalibera (2006)

Onde,

- F: força normal no pilar;
- h_x : largura do pilar;
- L_{est} : distância entre os eixos das estacas;
- L: distância entre o eixo do pilar e a face da estaca;
- d: altura útil do bloco;
- h: altura do bloco;

- a_x : diâmetro da estaca;
- a_y : distância da face do bloco à face da estaca;
- a_z : embutimento da estaca no bloco;
- θ_m : ângulo de inclinação da biela
- T_p : tirante principal;
- T_f : tirante secundário.

Após os resultados obtidos, verificaram-se dois blocos com o intuito de comparar os resultados da nova formulação com a formulação apresentada por Blévoit e Frémy (1967). Os resultados da armação do tirante de Blévoit e Frémy (1967) foram maiores aos apresentados por Delalibera (2006), porém, a verificação à compressão dos franceses é duas vezes menor do que o apresentado pelo pesquisador brasileiro.

2.2.6 OLIVEIRA (2009)

Oliveira (2009) realizou um amplo estudo de blocos sobre estacas com o intuito de se obter uma diretriz para projeto de bloco sobre estacas. A seguir, será relatada cada etapa dessa diretriz:

a) Procedimentos gerais de projeto

Primeiramente, deverá ser realizada a escolha do tipo de fundação conforme a norma NBR 6122 (ABNT, 2010). Definido se irão ser utilizados estacas ou tubulões, deverá ser calculado o número de estacas ou tubulões de cada bloco a partir da carga do pilar e da capacidade de carga das estacas ou tubulões. Assim, essas estacas deverão ser distribuídas em planta conforme recomendações técnicas. A geometria do bloco será determinada por essa distribuição das estacas em planta, realizando um contorno que envolva todas as estacas ou tubulões.

b) Classificação de bloco sobre estacas

Os blocos deverão ser classificados conforme seu comportamento estrutural: blocos rígidos ou flexíveis, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), já abordado anteriormente.

c) Distância entre os eixos de estacas

A maioria dos estudos sugere que a distância entre os eixos das estacas sejam de 2,5 a 3 vezes o seu diâmetro.

d) Recomendações para a altura dos blocos

Segundo Cavallera (1991), a altura do bloco não deverá ser inferior a 40 cm e nem a uma vez e meia o diâmetro da estaca adotada.

e) Distância do eixo da estaca até a face do pilar

Alguns autores citados no trabalho de Oliveira (2009) sugerem que a distância do eixo da estaca até a face do pilar seja maior ou igual à metade da altura do bloco e menor ou igual à uma vez e meia a altura do bloco.

f) Distância da borda do bloco à face da estaca

A maioria dos autores estudados por Oliveira (2009) sugere que a distância entre a borda do bloco e a face da estaca não seja inferior ao raio da estaca e a 25 cm.

g) Ligação de estaca com o bloco

Os autores sugerem que a estaca seja embutida no bloco entre 10 cm e 15 cm. A união dependerá do tipo de estaca adotada.

h) Recomendações sobre excentricidades acidentais

Devido às incertezas de execuções, é sugerido adotar excentricidades acidentais nos cálculos do bloco. Em obras com grande controle de execução, é recomendado adotar 5 cm de excentricidade, já em obras com controle normal 10 cm, por fim, em obras com baixo controle de execução, deve-se adotar 15 cm de excentricidade.

i) Método da superposição para blocos submetidos à força vertical e momento fletor

Em obras onde existe a aplicação de força normal e momentos fletores, tem que se analisar as estacas extremas, pois a existência do momento fletor aumenta a carga normal das estacas e a mesma deve ser verificada com esse aumento de carga.

j) Ancoragem das barras de armadura principal dos blocos

Deverá ser detalhado, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), o comprimento de ancoragem das barras de armadura principal, realizando os ganchos nas suas extremidades.

k) Detalhamento das armaduras secundárias

No projeto do bloco, devem ser detalhadas as armações secundárias para controlar a fissuração. Deve ser adotada uma malha com 20% da armação principal.

l) Armação de suspensão

As armaduras principais deverão ser concentradas sobre as estacas. No caso de utilização de uma malha distribuída em todo o bloco, deverá ser adotada armadura de suspensão. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a armação de suspensão deverá ser utilizada quando a armação de distribuição for 25% da armação principal utilizada ou se a distância entre as estacas superar 3 vezes o seu diâmetro.

2.2.7 MEDEIROS (2016)

Medeiros (2016) realizou um amplo estudo de blocos sobre duas estacas com o intuito de comparar o dimensionamento dos blocos com as metodologias existentes. Entre os métodos estudados estão:

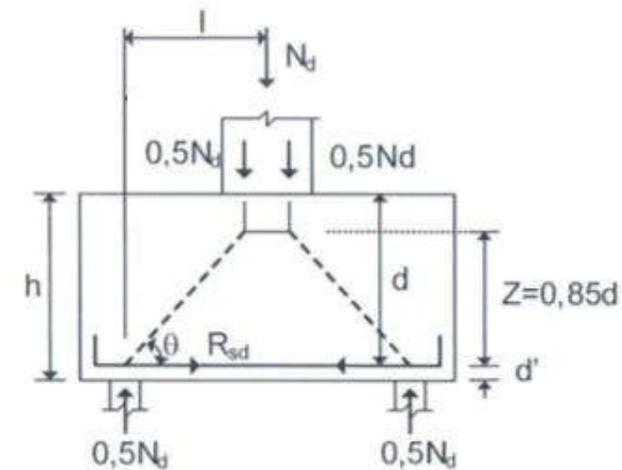
a) Método das Bielas - Blévoit e Frémy (1967)

O Método das Bielas foi fundamentado por uma série de experimentos, e já foi descrito neste trabalho.

b) Processo proposto por Araújo (2014)

O processo de dimensionamento de blocos sobre estacas apresentado por Araújo (2014) também é baseado no Método das Bielas, onde define dimensões para que o bloco comporte de maneira adequada. Essas definições estão descritas na Figura 13 abaixo.

Figura 13 – Modelo de Araújo (2014)



Fonte: Araújo (2014)

onde,

- N_d : força normal de cálculo;
- R_{sd} : força de tração de cálculo;
- l : distância do centro do pilar ao centro da estaca;
- d : altura útil do bloco;
- h : altura do bloco.

c) CEB-FIP (1990)

O Código CEB-FIP (1990) é a norma europeia que norteia os cálculos das estruturas em concreto armado, entre eles, o cálculo dos blocos de fundação sobre estacas.

d) Processo proposto por Santos (2015)

O processo de dimensionamento de blocos sobre estacas apresentado por Santos (2015) também é baseado no Método das Bielas, onde define a inclinação da biela através de uma formulação própria.

e) NBR 6118 (2014)

Medeiros (2016) também fez estudos com blocos segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), já descrita neste trabalho.

f) Fusco (2013)

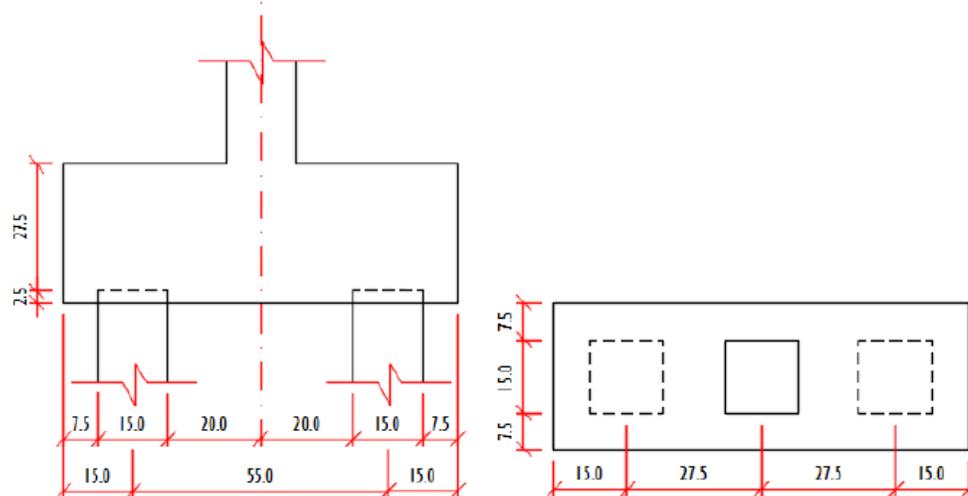
O processo de dimensionamento de blocos sobre estacas apresentado por Fusco (2013) é baseado no Método das Bielas, onde a inclinação da biela tem a maior inclinação de todos os métodos citados acima. Com isso, a armação devida à força do tirante é a maior, considerando os métodos estudados por Medeiros (2016), que fez um estudo alternativo, diminuindo a inclinação da biela para que ficasse dentro dos parâmetros dos outros estudos, chamando-o de Fusco (alternativo).

g) TQS

TQS é um *software* de cálculo bastante difundido nos escritórios de engenharia. O TQS possibilita alternar os métodos de cálculo e detalhamento da armação entre Método A e B, onde A e B se diferenciam pela obtenção da linha neutra, e por Blévoit, sendo esses métodos critérios internos que foram estudados por Medeiros (2016).

Para realizar as comparações entre os métodos, Medeiros (2016) adotou um bloco padrão representado na Figura 14 e realizou o dimensionamento com os diversos métodos. Os resultados estão apresentados na Tabela 1 e Figura 15.

Figura 14 – Bloco Medeiros (2016)



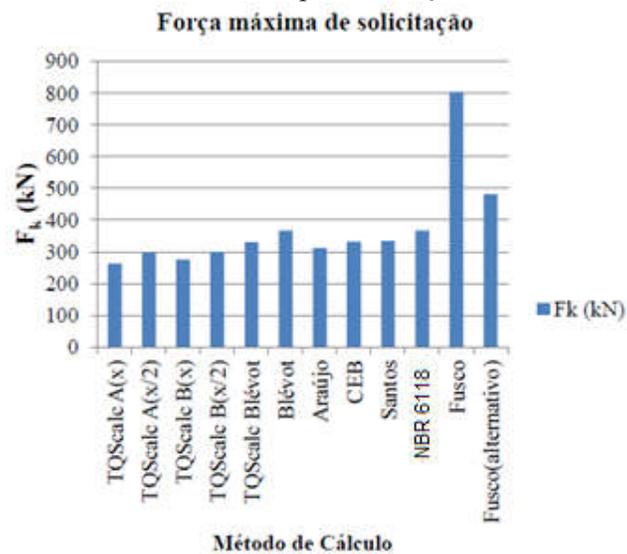
Fonte: Medeiros (2016)

Tabela 1 – Forças solicitantes máximas e ângulos de inclinação de bielas

<i>Método</i>	<i>F_k (kN)</i>	<i>θ° calc</i>	<i>Possível?</i>	
<i>TQScale</i>	<i>A (x)</i>	263	39,7	SIM
	<i>A (x/2)</i>	296	43,1	SIM
	<i>B (x)</i>	275	41,0	SIM
	<i>B (x/2)</i>	299	43,4	SIM
	<i>Bléivot</i>	330	46,2	SIM
<i>Bléivot</i>	366	49,2	SIM	
<i>Araújo</i>	311	44,5	SIM	
<i>CEB</i>	332	46,4	SIM	
<i>Santos</i>	334	46,5	SIM	
<i>NBR 6118</i>	366	49,2	SIM	
<i>Fusco</i>	803	68,5	NÃO	
<i>Fusco(alternativo)</i>	482	56,7	SIM	

Fonte: Medeiros (2016)

Figura 15 – Gráfico de colunas para as forças solicitantes máximas



Fonte: Medeiros (2016)

Diante dos resultados obtidos, Medeiros (2016) concluiu que ocorreu uma variação da ordem de 20% e que o Método das Bielas foi o que mais se aproximou da média calculada dos resultados obtidos. Apesar dos métodos utilizados apresentarem uma variação considerável, todos eles se distanciam da ruptura, ou seja, todos eles são conservadores, exceto o bloco dimensionado pelos processos de Fusco (2013), que apresentou força normal de tração elevada, devido à angulação da biela. De acordo com outras metodologias, a angulação proposta por Fusco (2013) não é possível de ser atingida, devido às propriedades mecânicas do concreto.

2.2.8 NORMAS ESTRANGEIRAS

A seguir, é relatado como algumas normas estrangeiras tratam o dimensionamento dos blocos sobre estacas.

a) American Concrete Institute – ACI 318-08: Building code requirements for reinforces concrete

Na norma americana, não é feita a separação dos blocos entre rígido e flexível. Entretanto, ela limita os valores das tensões atuantes, ou seja, os valores de compressão, tração e cisalhamento dos materiais e, a partir dos resultados obtidos, é feito o dimensionamento.

b) Comité Euro-International du béton – Fédération Intertionale de la Précontrainte – CEB-FIP (1990): Recommandations particulières na calcul et à l'execution des semelles de fundations

Na norma europeia, os blocos são dimensionados de acordo com a Teoria da Flexão, ou seja, são avaliadas as tensões normais e tangenciais da seção (esforços de compressão ou tração e esforços cisalhantes).

c) Canadian Standards Association – CSA (1994): Design of concrete structures

A norma canadense não realiza a separação de blocos rígidos e flexíveis de maneira explícita, mas separa os blocos em duas metodologias de acordo com a sua geometria. Quando a altura do bloco for menor do que duas vezes a distância

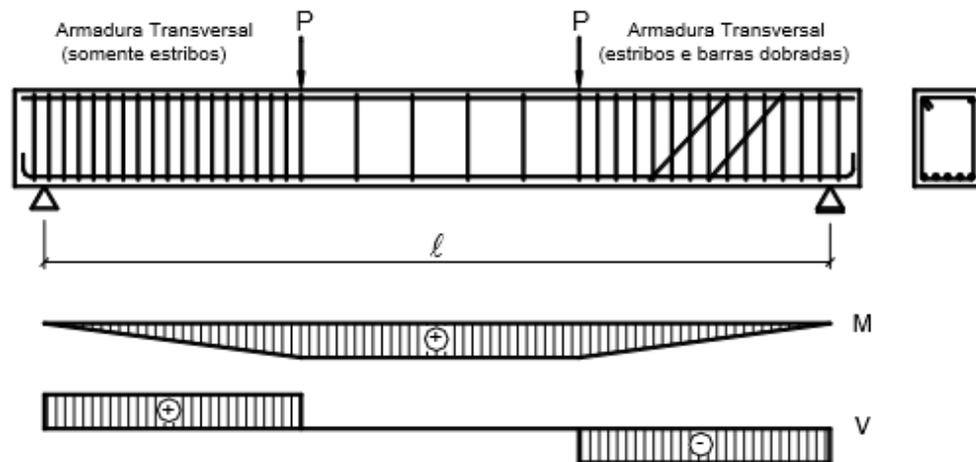
entre as estacas, o bloco é calculado como vigas, caso contrário, é utilizado o Método das Bielas.

2.3 TEORIA DA FLEXÃO

Os blocos flexíveis têm como base um dimensionamento bem similar às vigas, ou seja, estrutura submetida à flexão.

Segundo Leonhardt e Mönnig (2008), uma viga biapoiada, conforme Figura 16, submetida a duas forças concentradas de igual valor, é resistida por armadura longitudinal e estribos. A armação longitudinal é necessária para combater as tensões de tração, enquanto os estribos são destinados ao combate das forças cortantes.

Figura 16 – Flexão normal simples



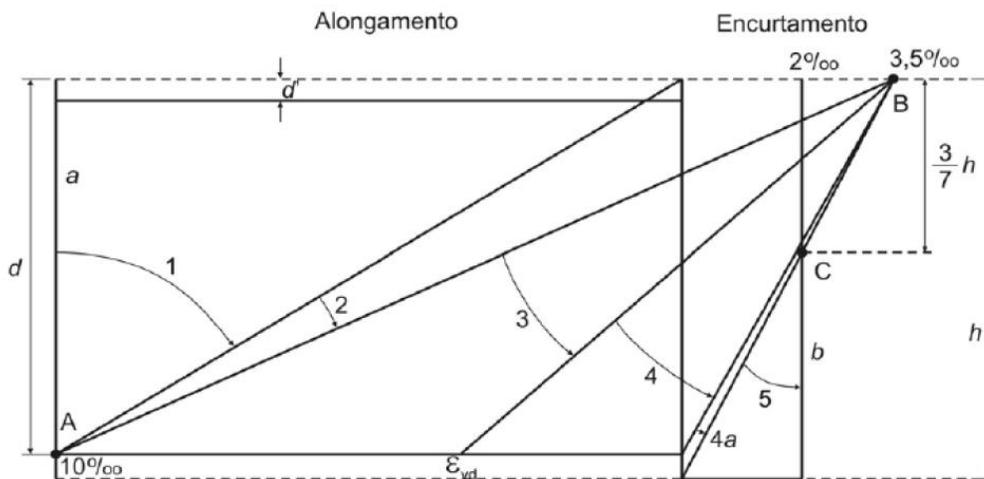
Fonte: Leonhardt e Mönnig (2008)

Para o dimensionamento à flexão dos blocos sobre estacas flexíveis, todos os critérios estabelecidos na NBR 6118 (ABNT, 2014) deverão ser seguidos.

2.3.1 ESTÁDIOS DE TENSÃO E DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO ARMADO.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica uma estrutura fletida em 5 domínios de carregamento, caracterizados pela sua tensão e deformação, representados na Figura 17.

Figura 17 – Domínios de estado-limite de uma seção transversal



Fonte: ABNT (2014)

onde:

d: altura útil da seção;

h: altura da seção;

d': diferença entre d e h.

Micali (2010) explicou os estádios da NBR 6118 (ABNT, 2014) da seguinte maneira:

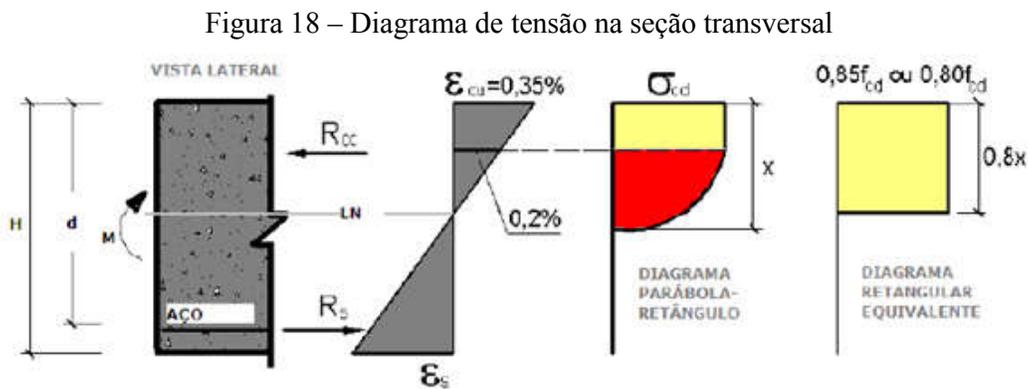
- estádio 1: tração não uniforme, sem compressão. Nesse estágio, o concreto ainda resiste as tensões de tração, não ocorrendo fissuração na viga. O estágio finaliza com o início da fissuração;
- estádio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto. Nesse estágio, o concreto não resiste a tração. O estágio finaliza com o início da plastificação da parte comprimida do concreto;
- estádio 3: flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço. Nesse estágio, se realiza o cálculo da flexão, pois nele

é determinado o limite de deformação do concreto ou do aço. Nessa etapa, a tensão de compressão no concreto é um diagrama parabólico-retangular (Figura 18), mas a NBR 6118 (ABNT, 2014) o aproxima de um diagrama retangular equivalente;

- d) estágio 4: flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e sem escoamento do aço. Nesse estágio, o concreto rompe à compressão, porém, o aço tracionado ainda não atingiu o escoamento, sendo mal aproveitado;
- e) estágio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas. Nesse estágio, ambas as armaduras estão comprimidas;
- f) estágio 5: compressão não uniforme, sem tração. Nesse estágio, toda seção encontra-se comprimida.

2.3.2 EQUACIONAMENTO DA FLEXÃO SIMPLES DO CONCRETO ARMADO

Conforme mencionado no item anterior, o dimensionamento à flexão do concreto armado ocorre no Estádio 3. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), detalhado por Micali (2010), realizando o equilíbrio de forças da Figura 18, obtém-se:



Fonte: Micali (2010)

onde:

- H: altura da seção transversal;
- d: altura útil da seção transversal;

- M: momento fletor atuante;
- LN: linha neutra;
- R_{cc} : força de compressão no concreto;
- R_s : força de tração no aço;
- ε_s : deformação no aço;
- σ_{cd} : tensão de cálculo de compressão no concreto;
- f_{cd} : compressão admissível de cálculo do concreto;
- x: distância da face superior à linha neutra.

Realizando o equilíbrio de forças na Figura 18, tem-se:

$$R_{cc} = R_s \quad (8)$$

Da Resistência dos Materiais, sabe-se que:

$$\sigma = \frac{R}{A} \quad (9)$$

onde σ é a tensão, R é a força aplicada e A é a área da seção. Portanto, a força de compressão no concreto é:

$$R_{cc} = \sigma_{cd} \times A_c \quad (10)$$

Da Figura 18, tem-se:

$$A_c = 0,8x \times b_w \quad (11)$$

onde b_w é a base da seção transversal.

Segundo a NBR 6118 (ABNT,2014), tem-se:

$$\sigma_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \quad (12)$$

Substituindo as Equações 11 e 12 na Equação 10, tem-se:

$$R_{cc} = 0,85 \times f_{cd} \times 0,8x \times b_w \quad (13)$$

$$R_{cc} = 0,68 \times f_{cd} \times x \times b_w \quad (14)$$

Já a força de tração no aço:

$$R_s = f_{yd} \times A_s \quad (15)$$

onde:

- f_{yd} : tensão de escoamento do aço

- A_s : área de aço da armadura tracionada

O momento de cálculo (M_d) é obtido pela multiplicação do fator de majoração da carga (g_d) pelo momento solicitante (M).

As forças resistentes internas formam um binário oposto ao momento fletor solicitante (Figura 18), podendo-se escrever:

$$M_d = R_{cc} \times z_{cc} \quad (16)$$

$$M_d = R_s \times z_{cc} \quad (17)$$

Onde z_{cc} é a distância entre as duas forças R_{cc} e R_s , ou seja,

$$z_{cc} = d - 0,4x \quad (18)$$

Portanto, substituindo a Equação 18 nas Equações 16 e 17, obtém-se:

$$M_d = R_{cc} \times (d - 0,4x) \quad (19)$$

$$M_d = R_s \times (d - 0,4x) \quad (20)$$

Logo, substituindo as Equações 13 e 14, nas Equações 19 e 20, tem-se:

$$M_d = 0,68x \times f_{cd} \times b_w \times (d - 0,4x) \quad (21)$$

$$M_d = f_{yd} \times A_s \times (d - 0,4x) \quad (22)$$

A Equação 21 representa o momento interno resistente do concreto comprimido, enquanto a Equação 22 representa o momento interno resistente da armadura tracionada. O M_d das Equações 21 e 22 possuem o mesmo valor numérico, pois a viga possui equilíbrio interno. Isolando-se a área de aço da armadura tracionada na equação 22, tem-se:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4x)} \quad (23)$$

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), para concretos até 50 MPa, a relação entre a posição da linha neutra e a altura útil da seção transversal deve obedecer a seguinte relação:

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \quad (24)$$

2.4 ANÁLISE NUMÉRICA

2.4.1 ANÁLISE LINEAR

A análise linear das estruturas consiste numa relação linear entre a tensão e a deformação do material analisado. Esta análise é de grande importância no meio profissional, pois implica em simplificação e agilidade nos projetos.

Para que a análise linear seja adotada, três condições devem ser atendidas:

- a) comportamento linear do material, obedecendo a Lei de Hooke;
- b) não ocorrer mudança nas condições de contorno do problema;
- c) não ocorrer grandes deformações ou deslocamentos.

Segundo Fontes e Pinheiro (2009), este tipo de análise utiliza materiais elástico-lineares, ou seja, os materiais têm a tendência de voltar à configuração inicial após ter sofrido deformação por uma ação externa.

Leonhardt e Mönning (2008) afirmam que o concreto possui comportamento puramente elástico e linear apenas submetido a baixas tensões.

2.4.2 ANÁLISE NÃO-LINEAR

Os materiais muitas vezes não possuem características lineares em qualquer situação. O concreto, por exemplo, é um material que possui como característica principal a alta resistência mecânica à compressão e baixa resistência à tração. Com isso, quando submetido principalmente ao esforço de tração, pode sofrer fissuração e seu comportamento se tornar não-linear.

Segundo Fontes e Pinheiro (2009), um material tem comportamento não-linear, quando a relação entre a tensão e deformação não pode ser definida por uma constante.

A não-linearidade de um material pode ser física ou geométrica. A não-linearidade geométrica está ligada à modificação da geometria da estrutura quando submetida aos carregamentos. Os efeitos da não-linearidade geométrica são chamados de efeitos de segunda ordem.

A não-linearidade física é causada pelo comportamento do material, como, por exemplo, a fissuração do concreto ou a plastificação do aço. Portanto, faz-se necessário definir modelos constitutivos para os materiais, a fim de se obter uma curva tensão x deformação que descreva o comportamento completo do material.

Neste trabalho, será utilizada a não-linearidade física, uma vez que o comportamento do concreto e do aço se modificam durante a análise e é necessário utilizar modelos constitutivos compatíveis com o comportamento dos mesmos.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 ETAPAS DA PESQUISA

Este trabalho foi realizado de acordo com as etapas listadas abaixo:

- 1) pesquisas em livros técnicos, dissertações e estudos científicos de blocos de fundação sobre estacas rígidos para servirem de objeto de estudo;
- 2) a partir dos blocos sobre estacas rígidos encontrados na literatura, foram criados novos blocos sobre estacas, fixando-se duas dimensões e variando-se a outra, dimensões essas que fazem parte da classificação de rigidez do bloco sobre estacas, segundo a NBR 6118 (ABNT,2014), com o intuito de modificar sua classificação;
- 3) após a definição das dimensões de todos os blocos sobre estacas que seriam estudados, estes foram classificados como rígidos ou flexíveis segundo o critério da NBR 6118 (ABNT, 2014);
- 4) em seguida, todos os blocos foram calculados como rígidos e flexíveis, mesmo que a recomendação normativa fosse contrária, conforme o Método das Bielas, para bloco rígido, e a Teoria da Flexão, para bloco flexível. Em ambos os casos foram verificados o comportamento da armadura principal;
- 5) após a obtenção de todos os resultados, os blocos foram modelados no *software* SAP2000 no Estado Plano de Tensão. Cada tipologia de bloco foi modelada em duas condições: primeiramente, com a armação principal equivalente ao cálculo do bloco como rígido e, posteriormente, com a armação principal equivalente ao cálculo como bloco flexível;
- 6) também foi criado um modelo numérico para cada tipo de bloco com a armação principal mínima para suportar os esforços, ou seja, com a armação no limite do seu escoamento;

- 7) após a obtenção dos resultados analíticos e numéricos, foram feitas análises comparativas, a fim de se verificar o comportamento do bloco quando este foi considerado rígido ou flexível. Tais análises foram realizadas por meio de gráficos, tabelas e discussões dos resultados;
- 8) os resultados obtidos no item anterior foram confrontados com aqueles prescritos por norma (ABNT, 2014), a fim de se concluir sobre o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas.

3.2 BLOCOS SOBRE ESTACAS EM ESTUDO

Para definição das dimensões dos blocos sobre estacas que seriam estudados neste trabalho, foram escolhidos três livros de autores de grande renome e reconhecimento na área técnica, sendo eles:

- 1) Exercícios de Fundações, do autor Urbano Rodriguez Alonso (Alonso, 2013).
- 2) Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado, dos autores Roberto Chust Carvalho e Libânio Miranda Pinheiro (Carvalho e Pinheiro, 2009).
- 3) Blocos sobre estacas, do autor Claudinei P. Machado (Machado, 1979).

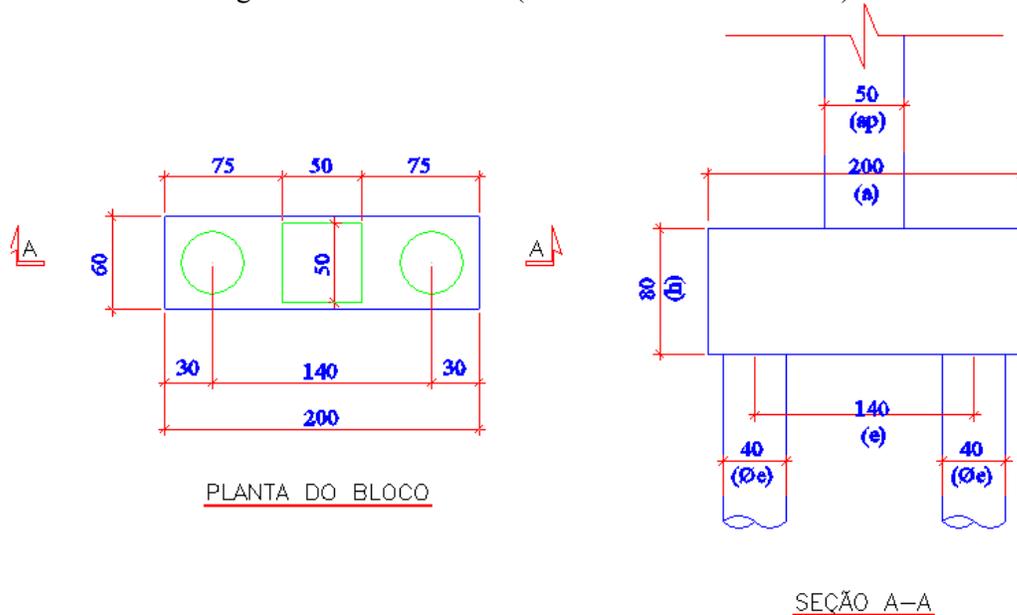
Também foram escolhidas duas dissertações e um artigo científico que realizaram estudos analíticos, numéricos ou experimentais do bloco de fundação sobre estacas, sendo elas:

- 1) Análise Comparativa de Métodos de Dimensionamento para Blocos sobre Estacas, da autora Mariana Varela de Medeiros (Medeiros, 2016).
- 2) Blocos sobre dois apoios, do autor Milton Mautoni (Mautoni, 1972).

- 3) Análise de Variância de Blocos sobre Duas Estacas com Cálce embutido, Submetido à Ação de Força de Compressão Centrada, dos autores Rodrigo Gustavo Delalibera e José Samuel Giongo (Delalibera e Giongo, 2012).

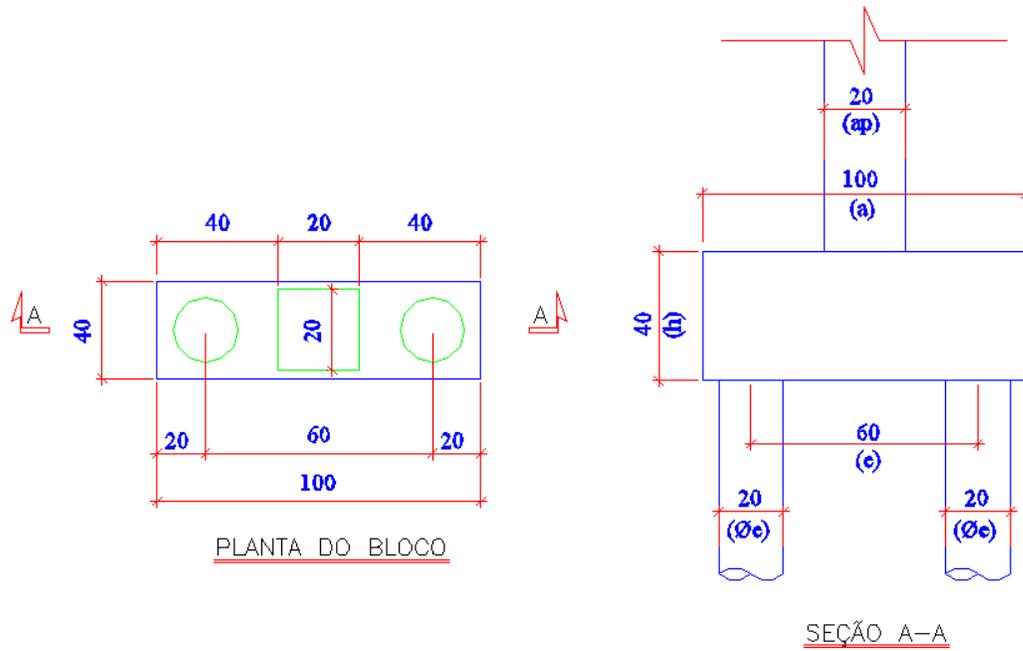
A seguir, são apresentados os blocos que servirão de referência para o estudo. A Figura 19 apresenta o bloco retirado de Alonso (2013) que será denominado BU-R. A Figura 20 apresenta o bloco retirado de Carvalho e Pinheiro (2009), que será denominado BL-R. A Figura 21 apresenta o bloco retirado de Machado (1979), que será denominado BMD-R. A Figura 22 apresenta o bloco retirado de Medeiros (2016), que será denominado BME-R. A Figura 23 apresenta o bloco retirado de Mautoni (1972), que será denominado BMA-R. A Figura 24 apresenta o bloco retirado de Delalibera e Giongo (2012), que será denominado BG-R.

Figura 19 – Bloco BU-R (dimensões em centímetros)



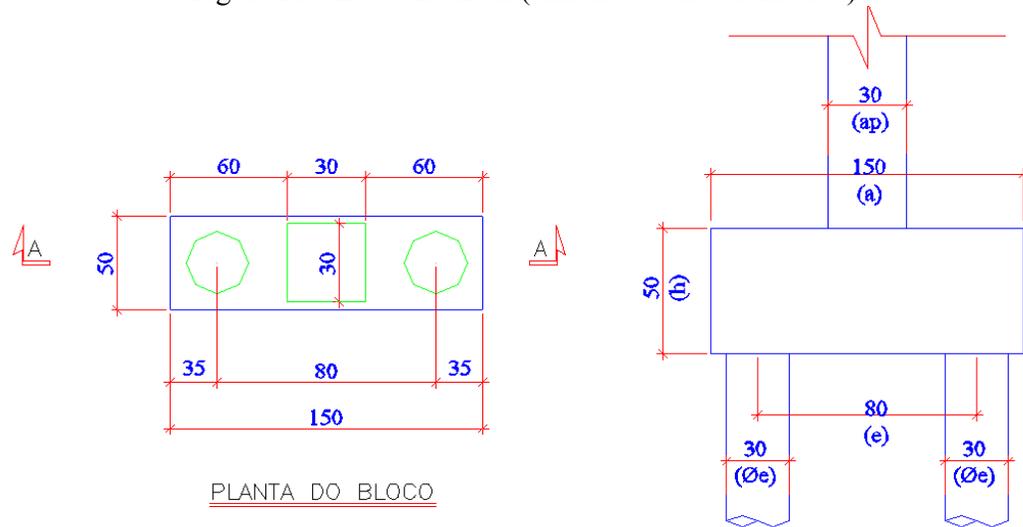
Fonte: Alonso (2013), adaptado pelo autor

Figura 20 – Bloco BL-R (dimensões em centímetros)



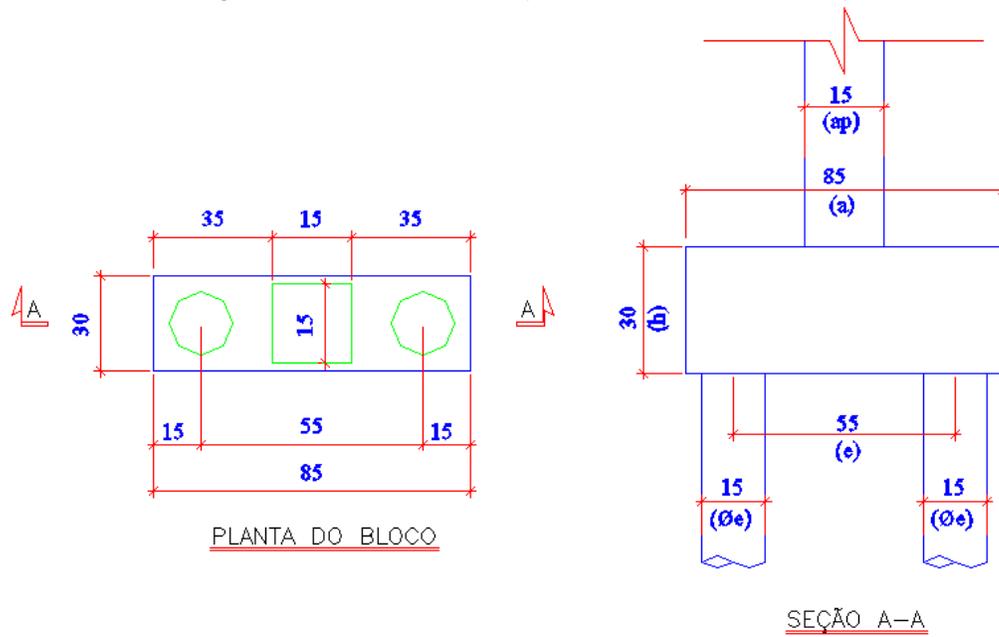
Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009), adaptado pelo autor

Figura 21 – Bloco BMD-R (dimensões em centímetros)



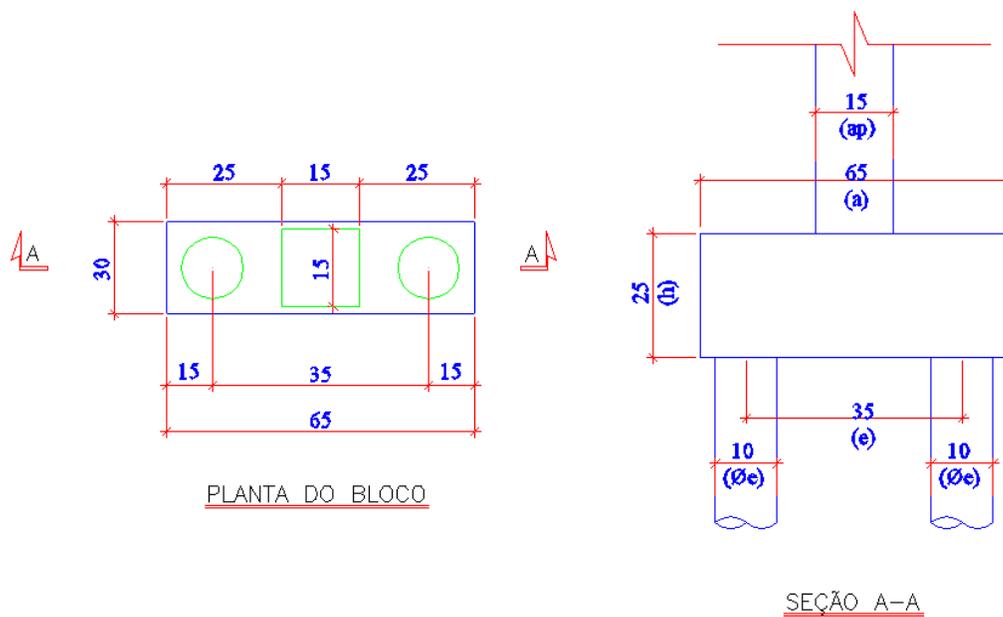
Fonte: Machado (1979), adaptado pelo autor

Figura 22 – Bloco BME-R (dimensões em centímetros)



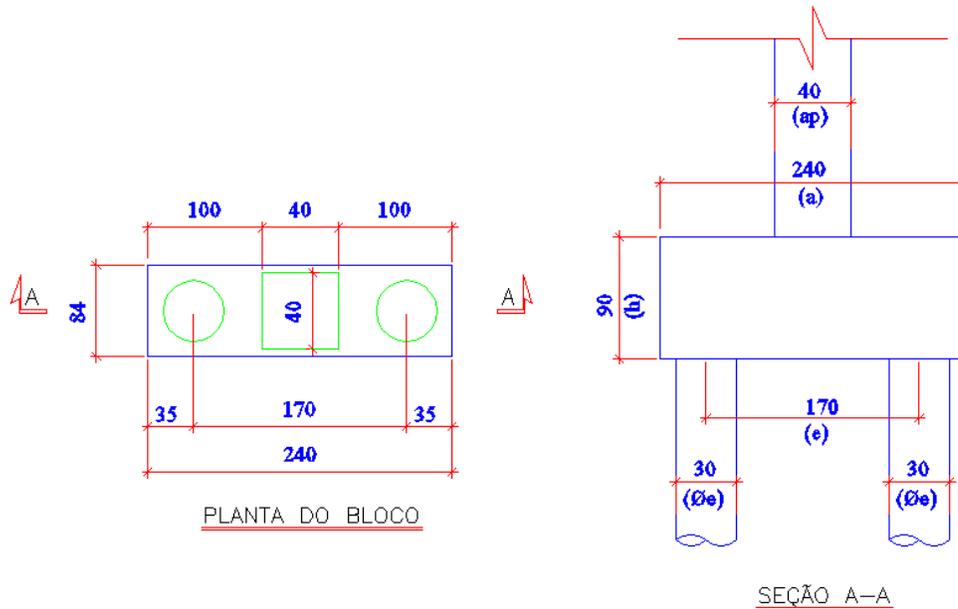
Fonte: Medeiros (2016), adaptado pelo autor

Figura 23 – Bloco BMA-R (dimensões em centímetros)



Fonte: Mautoni (1972), adaptado pelo autor

Figura 24 – Bloco BG-R (dimensões em centímetros)



Fonte: Delalibera e Giongo (2012), adaptado pelo autor

De acordo com a classificação da norma (ABNT, 2014), todos os blocos são classificados como rígidos. Entretanto, suas dimensões foram alteradas para se obter um conjunto de blocos classificados como rígidos e outro como blocos flexíveis.

Primeiramente, foram fixadas a largura do bloco (a) e do pilar (a_p), alterando a altura do bloco (h). Logo após, foram fixados h e a_p e alterada a largura do bloco (a). Por fim, foram fixados h e a e alterada a a_p . Sendo assim, a Tabela 2 apresenta tais variações do bloco BU-R. A partir de então, esses blocos serão denominados BU-X, onde X representa a grandeza que sofreu variação (h , a ou a_p), bem como o bloco de referência (R).

Tabela 2 – Variação das dimensões do bloco BU-R

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)
BU-R	80	200	50
BU-h1	65	200	50
BU-h2	50	200	50
BU-h3	45	200	50
BU-h4	40	200	50
BU-a1	80	245	50
BU-a2	80	290	50
BU-a3	80	315	50
BU-a4	80	340	50

Fonte: Arquivo pessoal

Os blocos da série BU-a_p não estão representados na Tabela 2 porque, mesmo realizando a variação de a_p até o valor zero, os blocos continuam rígidos, ou seja, não é possível alterar sua classificação de rigidez segundo a norma (ABNT, 2014), por isso os blocos BU-a_p não serão estudados.

De maneira análoga, foram realizadas variações das dimensões h, a e a_p de todos os outros blocos. Sendo assim, as Tabelas 3 a 7 apresentam tais variações.

Ressalta-se que a variação da grandeza a_p não alterou a classificação de rigidez dos demais blocos segundo a norma (ABNT, 2014). Portanto, essa variação não será estudada e, por isso, não está representada nas tabelas a seguir. Assim, como foi feito para os blocos BU-X, os demais tipos de blocos serão denominados BL-X, BMD-X, BME-X e BG-X, onde X representa a grandeza que sofreu variação.

Tabela 3 – Variação das dimensões do bloco BL-R

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)
BL-R	40	100	20
BL-h1	35	100	20
BL-h2	26,7	100	20
BL-h3	25	100	20
BL-h4	20	100	20
BL-a1	40	120	20
BL-a2	40	140	20
BL-a3	40	160	20
BL-a4	40	180	20

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 4 – Variação das dimensões do bloco BMD-R

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)
BMD-R	50	150	30
BMD-h1	45	150	30
BMD-h2	40	150	30
BMD-h3	35	150	30
BMD-h4	30	150	30
BMD-a1	50	165	30
BMD-a2	50	180	30
BMD-a3	50	195	30
BMD-a4	50	210	30

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 5 – Variação das dimensões do bloco BME-R

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)
BME-R	30	85	15
BME-h1	26,5	85	15
BME-h2	23,5	85	15
BME-h3	19,5	85	15
BME-h4	16	85	15
BME-a1	30	95	15
BME-a2	30	105	15
BME-a3	30	115	15
BME-a4	30	125	15

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 6 – Variação das dimensões do bloco BMA-R

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)
BMA-R	25	65	15
BMA-h1	20	65	15
BMA-h2	17	65	15
BMA-h3	15	65	15
BMA-h4	12	65	15
BMA-a1	25	75	15
BMA-a2	25	90	15
BMA-a3	25	100	15
BMA-a4	25	110	15

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 7 – Variação das dimensões do bloco BG-R

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)
BG-R	90	240	40
BG-h1	80	240	40
BG-h2	70	240	40
BG-h3	60	240	40
BG-h4	50	240	40
BG-a1	90	275	40
BG-a2	90	310	40
BG-a3	90	345	40
BG-a4	90	380	40

Fonte: Arquivo pessoal

3.3 PROPRIEDADES DOS MODELOS ANALÍTICOS

Os modelos analíticos são separados em duas tipologias: a primeira é o modelo rígido e a segunda é o modelo flexível, e os blocos em estudo foram calculados como tais, independente da classificação normativa.

3.3.1 MODELO ANALÍTICO – RÍGIDO

Para realizar o dimensionamento dos blocos rígidos sobre duas estacas, deve-se encontrar, primeiramente, a força do tirante de tração utilizando-se a equação:

$$R_t = \frac{N}{8} \times \frac{(2 \times e - a_p)}{d} \quad (25)$$

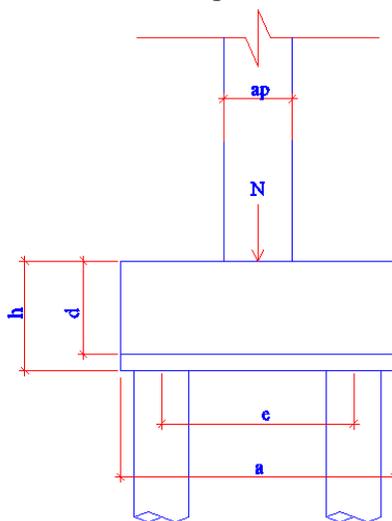
A carga N aplicada ao pilar foi de 700 kN para os blocos BU-X, 400 kN para os blocos BL-X, 716,8 kN para os blocos BMD-X, 145 kN para os Blocos BME-X, 150 kN para os blocos BMA-X e, finalmente, 2000 kN para os blocos BG-X. Todas essas cargas foram retiradas das respectivas referências que deram origem aos blocos.

A altura útil do bloco (d) também foi retirada das respectivas referências, ou seja, 70 cm para os blocos BU-X, 35 cm para os blocos BL-X, 45 cm para os blocos BMD-X, 25 cm para os blocos BME-X, 20 cm para os blocos BMA-X e 85 cm para os blocos BG-X. Os blocos que sofreram variação na altura também sofreram variação na altura útil do bloco, na mesma ordem de grandeza da variação da altura.

A distância entre as estacas (e) também foi retirada das respectivas referências, ou seja, 140 cm para os blocos BU-X, 60 cm para os blocos BL-X, 80 cm para os blocos BMD-X, 55 cm para os blocos BME-X, 35 cm para os blocos BMA-X e 170 cm para os blocos BG-X. Os blocos que sofreram variação na largura do bloco, também sofreram variação na distância entre as estacas, na mesma ordem de grandeza da variação da largura do bloco.

A Figura 25 representa as grandezas utilizadas para os blocos.

Figura 25 – Dimensões para cálculo dos blocos



Fonte: Arquivo pessoal

Em seguida, deve-se calcular a área de aço definida pela equação:

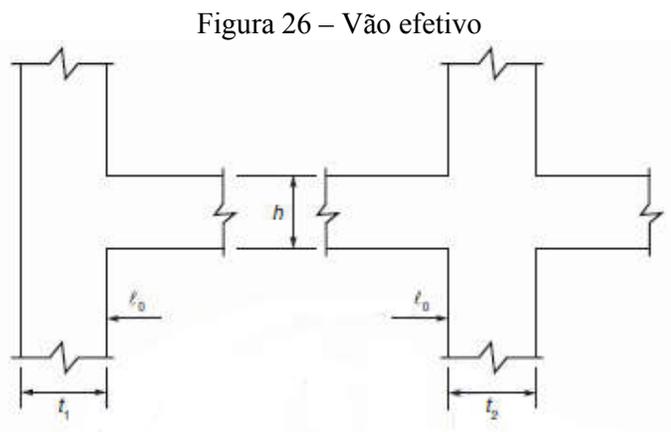
$$A_s = \frac{\gamma_d \times R_t}{f_{yd}} \quad (26)$$

Para tanto, foi adotado o fator de majoração de carga (γ_d) o valor de 1,4; para a resistência à tração do aço (f_{yk}) o valor de 500 MPa e para o fator de minoração do aço (γ_s) o valor de 1,15. Assim, o valor da resistência do aço (f_{yd}) fica:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 MPa \quad (27)$$

3.3.2 MODELO ANALÍTICO - FLEXÍVEL

Os modelos flexíveis foram calculados conforme a Teoria da Flexão. O vão efetivo utilizado, conforme recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014) e indicado na Figura 26, é a soma do vão (l_0) mais a metade da espessura dos apoios ($t_1/2 + t_2/2$), ou seja, o vão efetivo é representado pelo espaçamento entre o eixo das estacas.

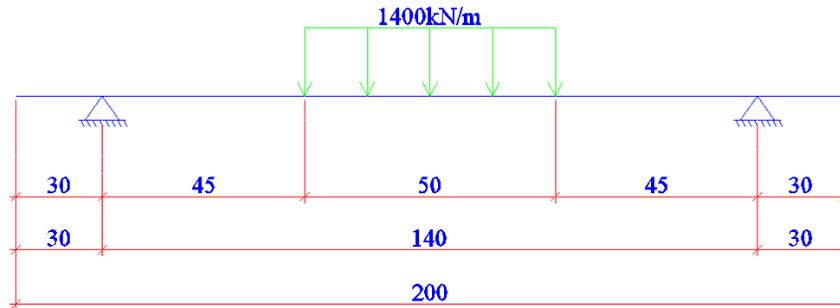


Fonte: ABNT (2014)

A carga N aplicada ao pilar permanece a mesma descrita na seção anterior, porém, agora, ela é distribuída na largura do pilar (ap). Assim, os valores distribuídos de N para os blocos BU-X foram de 1400 kN/m, 2000 kN/m para os blocos BL-X, 2389,3 kN/m para os blocos BMD-X, 966,67 kN/m para os blocos BME-X, 1000 kN/m para os blocos BMA-X e 5000 kN/m para os blocos BG-X.

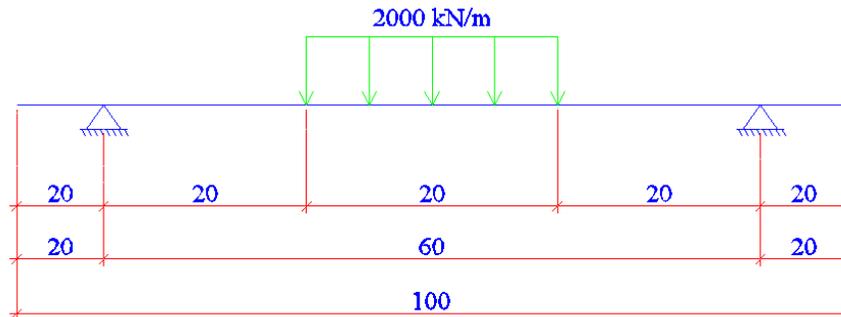
Os diagramas de carregamento dos blocos de referência estão representados nas Figuras 27 a 32, nas quais pode-se observar os vãos efetivos e as cargas adotadas. Para os demais blocos, observa-se o vão efetivo nas Tabelas 8 e 9.

Figura 27 – Diagrama de carregamento – BU-R (dimensões em centímetros)



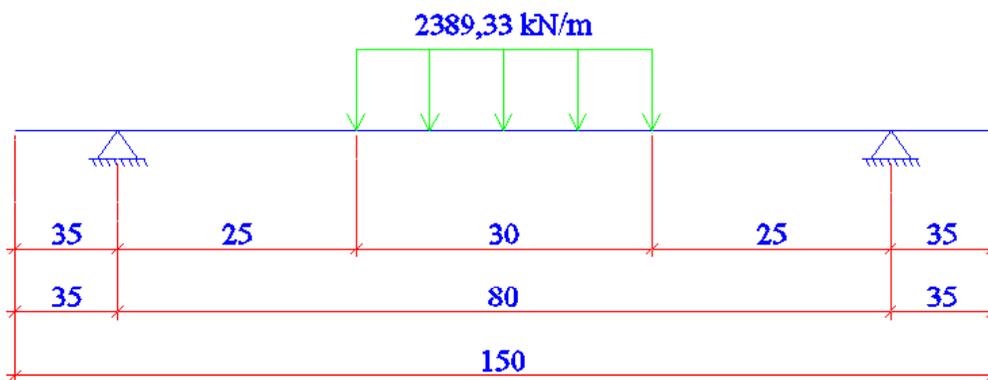
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 28 – Diagrama de carregamento – BL-R (dimensões em centímetros)



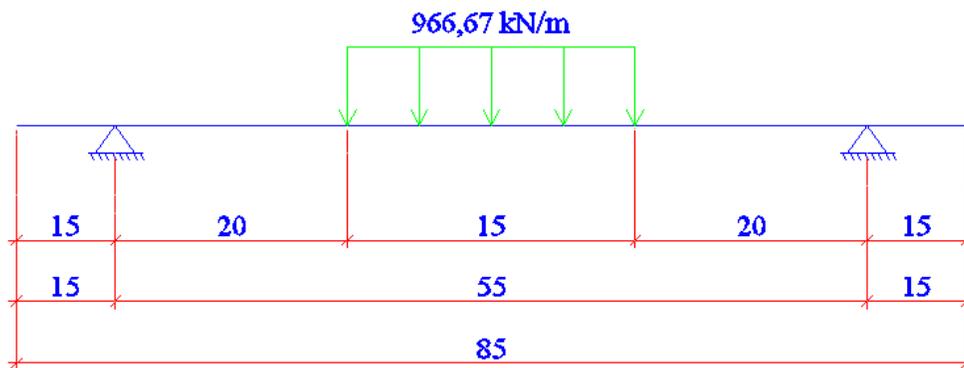
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 29 – Diagrama de carregamento – BMD-R (dimensões em centímetros)



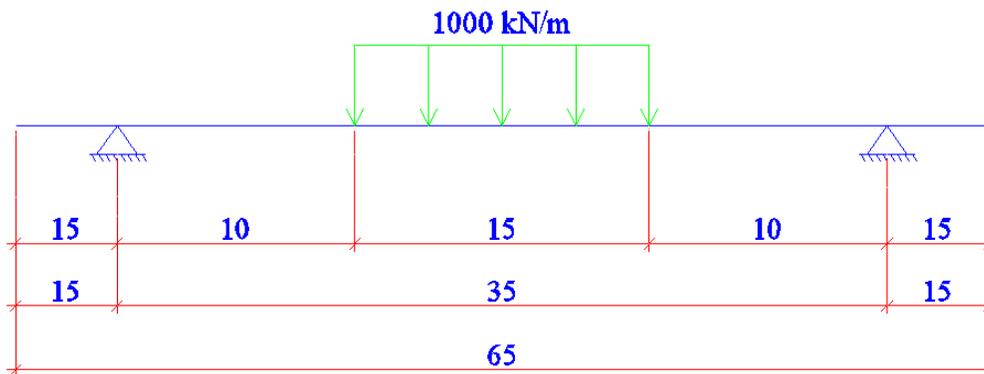
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 30 – Diagrama de carregamento – BME-R (dimensões em centímetros)



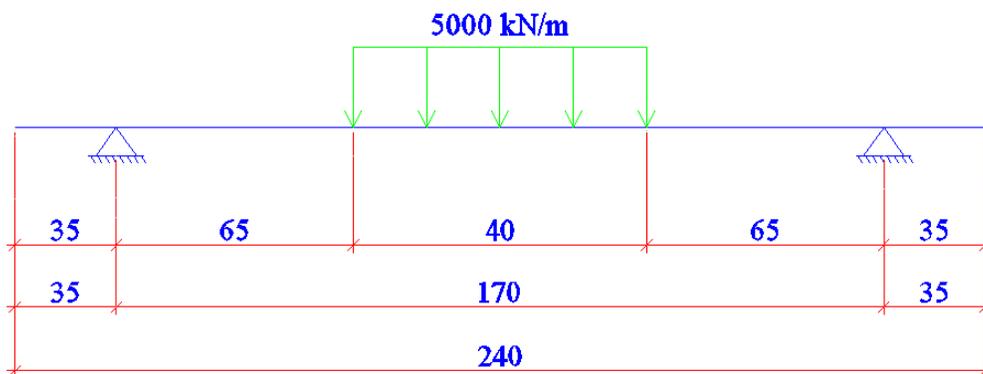
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 31 – Diagrama de carregamento – BMA-R (dimensões em centímetros)



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 32 – Diagrama de carregamento – BG-R (dimensões em centímetros)



Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 8 – Variação do vão efetivo dos blocos BU-R, BL-R e BMD-R

Bloco	Vão (cm)	Bloco	Vão (cm)	Bloco	Vão (cm)
BU-h1	140	BL-h1	60	BMD-h1	80
BU-h2	140	BL-h2	60	BMD-h2	80
BU-h3	140	BL-h3	60	BMD-h3	80
BU-h4	140	BL-h4	60	BMD-h4	80
BU-a1	185	BL-a1	80	BMD-a1	95
BU-a2	230	BL-a2	100	BMD-a2	110
BU-a3	255	BL-a3	120	BMD-a3	125
BU-a4	280	BL-a4	140	BMD-a4	140

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 9 – Variação do vão efetivo dos blocos BME-R, BMA-R e BG-R

Bloco	Vão (cm)	Bloco	Vão (cm)	Bloco	Vão (cm)
BME-h1	55	BMA-h1	35	BG-h1	170
BME-h2	55	BMA-h2	35	BG-h2	170
BME-h3	55	BMA-h3	35	BG-h3	170
BME-h4	55	BMA-h4	35	BG-h4	170
BME-a1	65	BMA-a1	45	BG-a1	205
BME-a2	75	BMA-a2	60	BG-a2	240
BME-a3	85	BMA-a3	70	BG-a3	275
BME-a4	95	BMA-a4	80	BG-a4	310

Fonte: Arquivo pessoal

Através de estudo analítico dos blocos, foram obtidos os momentos fletores (M_d). Os valores de momento foram substituídos na Equação 28 e foram obtidos os valores de x .

$$M_d = 0,68x \times f_{cd} \times b_w \times (d - 0,4x) \quad (28)$$

Com os valores de x e M_d , os mesmos foram substituídos na Equação 29, obtendo-se a área de aço necessária (A_s) para suportar os esforços solicitantes.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4x)} \quad (29)$$

Os valores de γ_d , f_{yk} , e γ_s permanecem os mesmos adotados na seção anterior, resultando num valor de f_{yd} igual a 434,78 MPa.

Já o concreto, terá resistência característica (f_{ck}) igual a 25 MPa e o fator de minoração (γ_c) igual a 1,4. Portanto, a resistência de cálculo do concreto (f_{cd}) será:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,4} = 17,86 MPa \quad (30)$$

3.4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Segundo Costa (2014), o Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma análise matemática que consiste na fragmentação de um meio contínuo em pequenos elementos, sem que haja alteração das propriedades do meio original. Esses elementos são descritos por equações diferenciais e resolvidos por modelos matemáticos, para que sejam obtidos os resultados desejados.

O MEF, aplicado à engenharia de estruturas, tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação quando submetidas a ações externas. Este estudo pode ser aplicado também aos blocos de fundação, conforme estudado por Iyer e Sam (1995).

Utilizando o método da discretização da estrutura e através de matrizes de rigidez, das equações da elasticidade e da aplicação das condições de contorno, resolve-se o problema nó a nó através da solução de sistemas lineares e não-lineares.

O MEF foi desenvolvido há mais tempo, porém, tornou-se atrativo para os engenheiros com a evolução da informática.

Neste trabalho, será utilizado o *software* SAP2000, que é amplamente utilizado nos escritórios de cálculo do Brasil. Segundo Lima (2013), o programa faz parte de um conjunto de *software* da *Computer and Structures Inc.* para análise de estruturas de vários tipos, como pontes, prédios, estádios, torres, barragens, etc., utilizando o MEF.

3.5 PROPRIEDADES DOS MODELOS NUMÉRICOS

Cada bloco sobre estaca foi modelado no software SAP2000 no Estado Plano de Tensão, com suas condições de contorno, propriedades geométricas, físicas e discretizações específicas. A seguir, essas características são descritas.

3.5.1 CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A Tabela 10 apresenta as características dos elementos estruturais dos blocos de fundação sobre duas estacas, indicando o tipo de elemento finito adotado no programa SAP2000, as propriedades dos materiais e o comportamento dos mesmos quanto às análises linear ou não-linear.

As propriedades dos materiais apresentadas na Tabela 10 são: módulo de elasticidade (E_c), coeficiente de Poisson (ν_c) e resistência característica à compressão (f_{ck}) para o concreto, e módulo de elasticidade (E_s), coeficiente de Poisson (ν_s) e resistência característica de escoamento (f_{yk}) para o aço CA-50.

Tabela 10 – Características dos Elementos Estruturais

Elemento Estrutural	Elemento Finito	Propriedade do Material	Tipo de Análise
Pilar	Shell	$E_c=39597980 \text{ kN/m}^2$	Linear
		$\nu_c=0,2$	
		$f_{ck}=50 \text{ MPa}$	
Bloco	Shell	$E_c=28000000 \text{ kN/m}^2$	Não-linear
		$\nu_c=0,2$	
		$f_{ck}=25 \text{ MPa}$	
Estaca	Shell	$E_c=39597980 \text{ kN/m}^2$	Linear
		$\nu_c=0,2$	
		$f_{ck}=50 \text{ MPa}$	
Barra de Aço	Frame	$E_s=210000000 \text{ kN/m}^2$	Linear
		$\nu_s=0,25$	
		$f_{yk}=500 \text{ MPa}$	

Fonte: Arquivo pessoal

Para a obtenção do valor do módulo de elasticidade do concreto, foi considerada a formulação da NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme Equação 31, onde α_E é uma constante que depende do agregado graúdo utilizado no concreto. Foi adotado α_E igual a 1, ou seja, agregado granito ou gnaíse.

$$E_c = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (31)$$

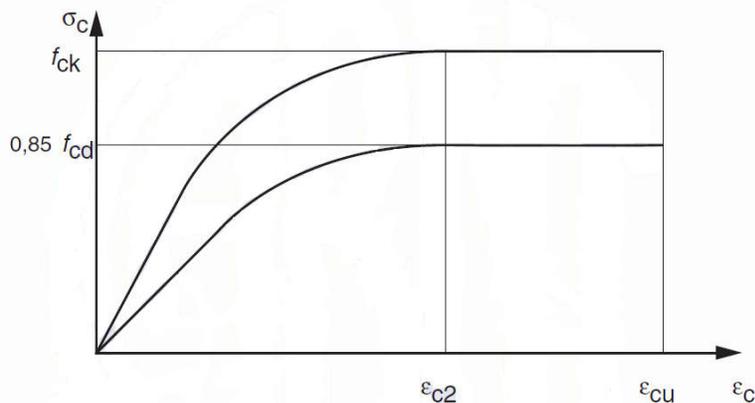
Para o valor do módulo de elasticidade do aço, foi considerado 210 GPa, conforme recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Conforme pode ser observado na Tabela 10, o concreto adotado para o pilar e para a estaca têm propriedades diferentes do concreto adotado para o bloco de fundação sobre estacas. Foi feita essa diferenciação, adotando materiais do pilar e da estaca com resistência maior, para que a deformação ou ruptura desses materiais não interferissem nos resultados obtidos dos blocos.

3.5.2 MODELOS CONSTITUTIVOS ADOTADOS

Os modelos constitutivos adotados para o concreto e o aço foram retirados da NBR 6118 (ABNT, 2014). O modelo constitutivo do concreto utilizado para o bloco está representado na Figura 33.

Figura 33 – Diagrama tensão (σ_c) x deformação (ϵ_c) – concreto comprimido



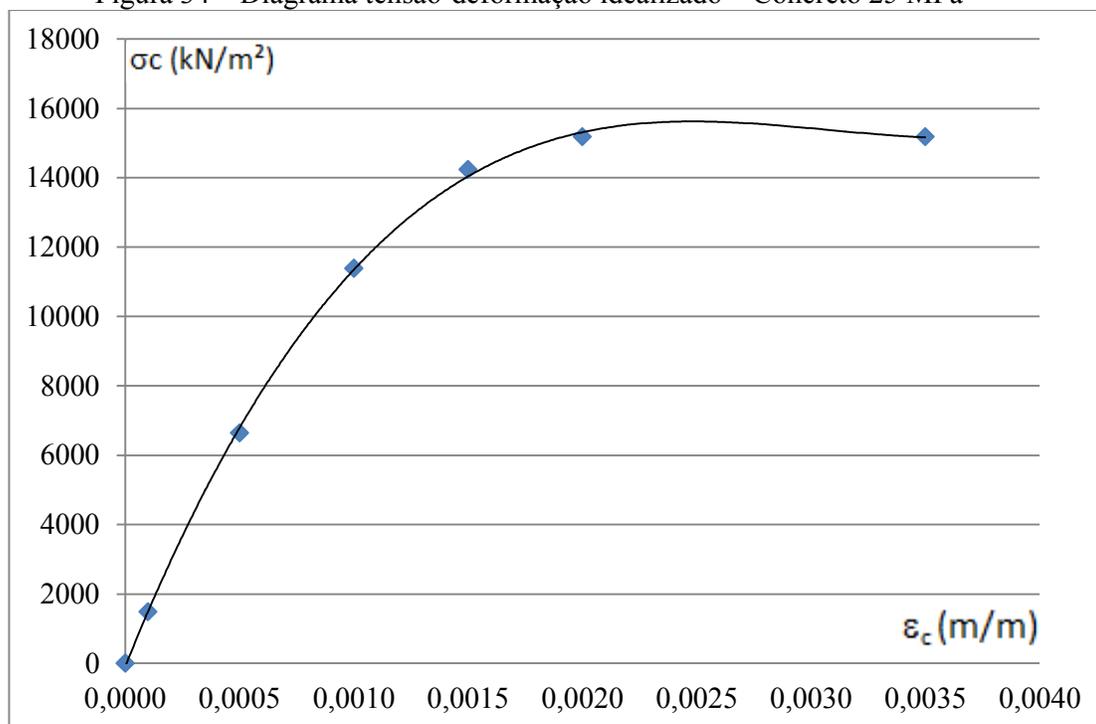
Fonte: ABNT (2014)

Os valores de ε_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e ε_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) para concretos até 50 MPa são 2,0‰ e 3,5‰, respectivamente. Os valores de tensão, para concretos até 50 MPa, segundo a NBR 6118 (ABNT,2014) são obtidos pela formulação a seguir:

$$\sigma_c = 0,85 \times f_{cd} \times \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad (32)$$

Portanto, para um concreto de 25 MPa, aplicando-se a Equação 32, obtêm-se os valores de tensão e deformação representados na Figura 34.

Figura 34 – Diagrama tensão-deformação idealizado – Concreto 25 MPa



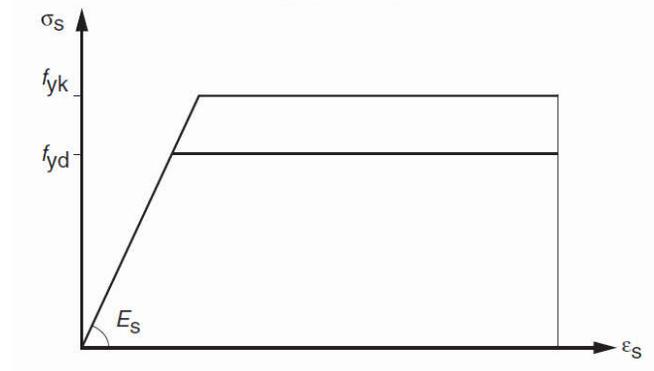
Fonte: Arquivo pessoal

Observa-se que não foi considerado o modelo constitutivo do concreto tracionado da NBR 6118 (ABNT, 2014), pois este é válido apenas para concreto tracionado não fissurado.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) também indica um modelo constitutivo para o aço, representado na Figura 35. O valor de f_{yk} é correspondente à deformação permanente de 0,2%. Para o aço CA-50, tem-se que o valor do f_{yk} é 500.000kN/m². Fez-se o gráfico da Figura 36 ilustrando o comportamento do aço utilizado nos estudos deste trabalho.

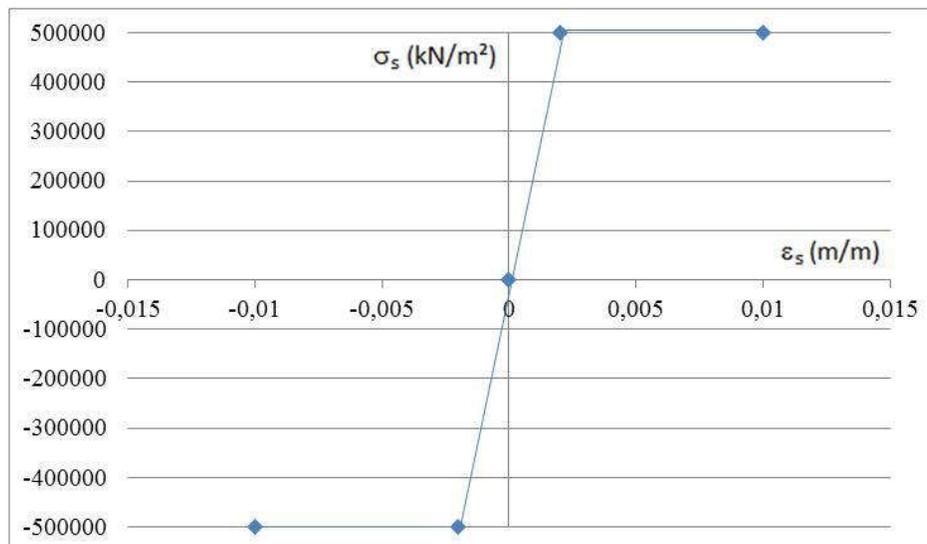
As leis constitutivas descritas para o concreto e para o aço foram inseridas no programa SAP2000 para serem utilizadas na modelagem constitutiva dos elementos estruturais.

Figura 35 – Diagrama tensão-deformação idealizado – aço



Fonte: ABNT (2014)

Figura 36 – Diagrama tensão-deformação idealizado – Aço CA-50

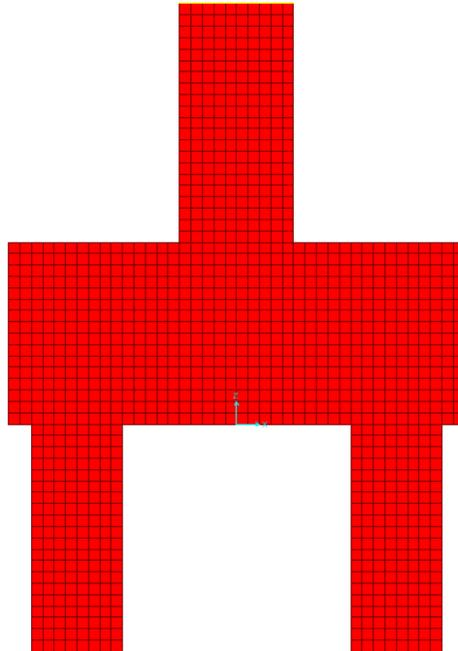


Fonte: Arquivo pessoal

3.5.3 DISCRETIZAÇÃO

O bloco, pilar e estaca foram modelados com elementos *shell*, planos quadriláteros de quatro nós, com dimensões aproximadamente de 5 cm x 5 cm, conforme mostra a Figura 37.

Figura 37 – Discretização em elementos finitos



Fonte: Arquivo pessoal

A espessura de cada elemento finito é correspondente à espessura do elemento estrutural.

Para cada tipologia de bloco, foram realizados dois modelos diferentes variando-se a área da seção transversal da barra de aço. Primeiramente, foi modelada a barra de aço com seção transversal correspondente ao cálculo do bloco como rígido e, posteriormente, com o cálculo do bloco como flexível. Em ambos os casos, as barras de aço foram modeladas como elemento *frame*, unidimensionais, com dois nós.

3.5.4 CONDIÇÕES DE CONTORNO

Cada tipo de bloco de fundação a ser projetado terá um solo diferente para o apoio das estacas. Como se trata de um trabalho científico, foi estabelecido um solo de resistência média para a modelagem.

Dessa forma, foram introduzidos apoios elásticos (molas) aos nós da base no contato concreto-solo. Determinou-se o módulo de reação da rocha de acordo com o critério de De Beer (FLÜGGEU, 1966).

$$k_s = \frac{1,5 \times E_{solo}}{\sqrt{a}} \quad (33)$$

Onde:

k_s = módulo de reação do solo

E_{solo} = módulo de elasticidade do solo

a = área de contato concreto-solo

Para a definição do E_{solo} , foi adotado um solo com Módulo de Elasticidade médio (50 MPa), cujo valor foi retirado da Tabela 11.

Tabela 11 – Módulo de elasticidade do solo

Tipo de Solo	Módulo de Elasticidade (MPa)
Argila muito mole	2 a 15
Argila mole	5 a 25
Argila média	15 a 50
Argila dura	50 a 100
Argila arenosa	25 a 250
Areia siltosa	5 a 20
Areia fofa	10 a 25
Areia compacta	50 a 81
Areia fofa com pedregulhos	50 a 150
Areia compacta com pedregulhos	10 a 200
Silte	2 a 20

Fonte: Bowles (1984), adaptado pelo autor

Portanto, aplicando-se a Equação 33, utilizando-se os dados dos blocos e módulo de elasticidade do solo igual a 50 MPa, tem-se os resultados apresentados na Tabela 12 e 13.

Tabela 12 – Módulo de reação do solo

	Blocos BU-X	Blocos BL-X	Blocos BMD-X
Diâmetro da Estaca	0,4 m	0,2 m	0,3 m
Área da estaca	0,1256 m ²	0,0314 m ²	0,07065 m ²
E _{solo}	50000 kN/m ²	50000 kN/m ²	50000 kN/m ²
k _s	211624,743 kN/m ³	423249,486 kN/m ³	282166 kN/m ³

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 13 – Módulo de reação do solo

	Blocos BME-X	Blocos BMA-X	Blocos BG-X
Diâmetro da Estaca	0,15 m	0,1 m	0,3 m
Área da estaca	0,01766 m ²	0,00785 m ²	0,07065 m ²
E _{solo}	50000 kN/m ²	50000 kN/m ²	50000 kN/m ²
k _s	564333 kN/m ³	846499 kN/m ³	282166 kN/m ³

Fonte: Arquivo pessoal

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 CLASSIFICAÇÃO DOS BLOCOS PELA NBR 6118:2014

Conforme relatado anteriormente, a NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica os blocos como rígidos quando a Equação 1 é atendida.

Portanto, aplicando-se a formulação da norma, tem-se a classificação dos blocos analisados neste trabalho, representada nas Tabelas 14 a 19.

Neste trabalho, foi criado um fator de rigidez (R) para o bloco. Esse fator é a razão da altura do bloco sobre a grandeza com a qual essa altura é comparada na Equação 1:

$$R = \frac{h}{\frac{(a - a_p)}{3}} \quad (34)$$

Este fator representa o quanto o bloco é rígido ou flexível, ou seja, se o bloco obtiver um coeficiente maior ou igual a 1, o bloco é classificado como rígido, do contrário, o bloco será classificado como flexível.

Tabela 14 – Classificação dos blocos BU-X

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)	Classificação	Fator de Rigidez
BU-R	80	200	50	RÍGIDO	1,60
BU-h1	65	200	50	RÍGIDO	1,30
BU-h2	50	200	50	RÍGIDO	1,00
BU-h3	45	200	50	FLEXÍVEL	0,90
BU-h4	40	200	50	FLEXÍVEL	0,80
BU-a1	80	245	50	RÍGIDO	1,23
BU-a2	80	290	50	RÍGIDO	1,00
BU-a3	80	315	50	FLEXÍVEL	0,91
BU-a4	80	340	50	FLEXÍVEL	0,83

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 15 – Classificação dos blocos BL-X

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)	Classificação	Fator de Rigidez
BL-R	40	100	20	RÍGIDO	1,50
BL-h1	35	100	20	RÍGIDO	1,31
BL-h2	26,7	100	20	RÍGIDO	1,00
BL-h3	25	100	20	FLEXÍVEL	0,94
BL-h4	20	100	20	FLEXÍVEL	0,75
BL-a1	40	120	20	RÍGIDO	1,20
BL-a2	40	140	20	RÍGIDO	1,00
BL-a3	40	160	20	FLEXÍVEL	0,86
BL-a4	40	180	20	FLEXÍVEL	0,75

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 16 – Classificação dos blocos BMD-X

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)	Classificação	Fator de Rigidez
BMD-R	50	150	30	RÍGIDO	1,25
BMD-h1	45	150	30	RÍGIDO	1,13
BMD-h2	40	150	30	RÍGIDO	1,00
BMD-h3	35	150	30	FLEXÍVEL	0,88
BMD-h4	30	150	30	FLEXÍVEL	0,75
BMD-a1	50	165	30	RÍGIDO	1,11
BMD-a2	50	180	30	RÍGIDO	1,00
BMD-a3	50	195	30	FLEXÍVEL	0,91
BMD-a4	50	210	30	FLEXÍVEL	0,83

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 17 – Classificação dos blocos BME-X

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)	Classificação	Fator de Rigidez
BME-R	30	85	15	RÍGIDO	1,29
BME-h1	26,5	85	15	RÍGIDO	1,14
BME-h2	23,5	85	15	RÍGIDO	1,01
BME-h3	19,5	85	15	FLEXÍVEL	0,84
BME-h4	16	85	15	FLEXÍVEL	0,69
BME-a1	30	95	15	RÍGIDO	1,13
BME-a2	30	105	15	RÍGIDO	1,00
BME-a3	30	115	15	FLEXÍVEL	0,90
BME-a4	30	125	15	FLEXÍVEL	0,82

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 18 – Classificação dos blocos BMA-X

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)	Classificação	Fator de Rigidez
BMA-R	25	65	15	RÍGIDO	1,50
BMA-h1	20	65	15	RÍGIDO	1,20
BMA-h2	17	65	15	RÍGIDO	1,02
BMA-h3	15	65	15	FLEXÍVEL	0,90
BMA-h4	12	65	15	FLEXÍVEL	0,72
BMA-a1	25	75	15	RÍGIDO	1,25
BMA-a2	25	90	15	RÍGIDO	1,00
BMA-a3	25	100	15	FLEXÍVEL	0,88
BMA-a4	25	110	15	FLEXÍVEL	0,79

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 19 – Classificação dos blocos BG-X

Bloco	h (cm)	a (cm)	a_p (cm)	Classificação	Fator de Rigidez
BG-R	90	240	40	RÍGIDO	1,35
BG-h1	80	240	40	RÍGIDO	1,20
BG-h2	70	240	40	RÍGIDO	1,05
BG-h3	60	240	40	FLEXÍVEL	0,90
BG-h4	50	240	40	FLEXÍVEL	0,75
BG-a1	90	275	40	RÍGIDO	1,15
BG-a2	90	310	40	RÍGIDO	1,00
BG-a3	90	345	40	FLEXÍVEL	0,89
BG-a4	90	380	40	FLEXÍVEL	0,79

Fonte: Arquivo pessoal

Como foi dito anteriormente, a variação da largura do pilar (a_p) não possibilitou tornar os blocos flexíveis, portanto, essa variação não foi considerada no estudo.

4.2 ANÁLISE DOS BLOCOS PELO MÉTODO DAS BIELAS

Como dito anteriormente, todos os blocos de fundação sobre estacas em estudo foram considerados rígidos e analisados pelo Método das Bielas, com o intuito de determinar a área de aço necessária, ou seja, a armadura principal do bloco.

As Tabelas 20 a 25 mostram os valores das áreas obtidas para as armaduras principais, que foram calculadas utilizando-se as Equações 4 e 6.

Tabela 20 – Cálculo da armadura principal dos blocos BU-X - rígidos

Bloco	N (kN)	e (cm)	a_p (cm)	d (cm)	Rt (kN)	f_{yd} (kN/cm²)	γ_d	As (cm²)
BU-R	700	140	50	70	287,50	43,48	1,4	9,26
BU-h1	700	140	50	55	365,91	43,48	1,4	11,78
BU-h2	700	140	50	40	503,13	43,48	1,4	16,20
BU-h3	700	140	50	35	575,00	43,48	1,4	18,52
BU-h4	700	140	50	30	670,83	43,48	1,4	21,60
BU-a1	700	185	50	70	400,00	43,48	1,4	12,88
BU-a2	700	230	50	70	512,50	43,48	1,4	16,50
BU-a3	700	255	50	70	575,00	43,48	1,4	18,52
BU-a4	700	280	50	70	637,50	43,48	1,4	20,53

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 21 – Cálculo da armadura principal dos blocos BL-X - rígidos

Bloco	N (kN)	e (cm)	a_p (cm)	d (cm)	Rt (kN)	f_{yd} (kN/cm²)	γ_d	As (cm²)
BL-R	400	60	20	35	142,86	43,48	1,4	4,60
BL-h1	400	60	20	30	166,67	43,48	1,4	5,37
BL-h2	400	60	20	21,7	230,41	43,48	1,4	7,42
BL-h3	400	60	20	20	250,00	43,48	1,4	8,05
BL-h4	400	60	20	15	333,33	43,48	1,4	10,73
BL-a1	400	80	20	35	200,00	43,48	1,4	6,44
BL-a2	400	100	20	35	257,14	43,48	1,4	8,28
BL-a3	400	120	20	35	314,29	43,48	1,4	10,12
BL-a4	400	140	20	35	371,43	43,48	1,4	11,96

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 22 – Cálculo da armadura principal dos blocos BMD-X - rígidos

Bloco	N (kN)	e (cm)	a_p (cm)	d (cm)	R_t (kN)	f_{yd} (kN/cm²)	γ_d	As (cm²)
BMD-R	716,8	80	30	45	258,84	43,48	1,4	8,33
BMD-h1	716,8	80	30	40	291,20	43,48	1,4	9,38
BMD-h2	716,8	80	30	35	332,80	43,48	1,4	10,72
BMD-h3	716,8	80	30	30	388,27	43,48	1,4	12,50
BMD-h4	716,8	80	30	25	465,92	43,48	1,4	15,00
BMD-a1	716,8	95	30	45	318,58	43,48	1,4	10,26
BMD-a2	716,8	110	30	45	378,31	43,48	1,4	12,18
BMD-a3	716,8	125	30	45	438,04	43,48	1,4	14,11
BMD-a4	716,8	140	30	45	497,78	43,48	1,4	16,03

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 23 – Cálculo da armadura principal dos blocos BME-X - rígidos

Bloco	N (kN)	e (cm)	a_p (cm)	d (cm)	R_t (kN)	f_{yd} (kN/cm²)	γ_d	As (cm²)
BME-R	145	55	15	25	68,88	43,48	1,4	2,22
BME-h1	145	55	15	21,5	80,09	43,48	1,4	2,58
BME-h2	145	55	15	18,5	93,07	43,48	1,4	3,00
BME-h3	145	55	15	14,5	118,75	43,48	1,4	3,82
BME-h4	145	55	15	11	156,53	43,48	1,4	5,04
BME-a1	145	65	15	25	83,38	43,48	1,4	2,68
BME-a2	145	75	15	25	97,88	43,48	1,4	3,15
BME-a3	145	85	15	25	112,38	43,48	1,4	3,62
BME-a4	145	95	15	25	126,88	43,48	1,4	4,09

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 24 – Cálculo da armadura principal dos blocos BMA-X - rígidos

Bloco	N (kN)	e (cm)	a_p (cm)	d (cm)	Rt (kN)	f_{yd} (kN/cm²)	γ_d	As (cm²)
BMA-R	150	35	15	20	51,56	43,48	1,4	1,66
BMA-h1	150	35	15	15	68,75	43,48	1,4	2,21
BMA-h2	150	35	15	12	85,94	43,48	1,4	2,77
BMA-h3	150	35	15	10	103,13	43,48	1,4	3,32
BMA-h4	150	35	15	7	147,32	43,48	1,4	4,74
BMA-a1	150	45	15	20	70,31	43,48	1,4	2,26
BMA-a2	150	60	15	20	98,44	43,48	1,4	3,17
BMA-a3	150	70	15	20	117,19	43,48	1,4	3,77
BMA-a4	150	80	15	20	135,94	43,48	1,4	4,38

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 25 – Cálculo da armadura principal dos blocos BG-X - rígidos

Bloco	N (kN)	e (cm)	a_p (cm)	d (cm)	Rt (kN)	f_{yd} (kN/cm²)	γ_d	As (cm²)
BG-R	2000	170	40	85	882,35	43,48	1,4	28,41
BG-h1	2000	170	40	75	1000,00	43,48	1,4	32,20
BG-h2	2000	170	40	65	1153,85	43,48	1,4	37,15
BG-h3	2000	170	40	55	1363,64	43,48	1,4	43,91
BG-h4	2000	170	40	45	1666,67	43,48	1,4	53,67
BG-a1	2000	205	40	85	1088,24	43,48	1,4	35,04
BG-a2	2000	240	40	85	1294,12	43,48	1,4	41,67
BG-a3	2000	275	40	85	1500,00	43,48	1,4	48,30
BG-a4	2000	310	40	85	1705,88	43,48	1,4	54,93

Fonte: Arquivo pessoal

Para confirmação dos resultados acima, a área da armação principal obtida foi comparada com aquelas calculadas pelos autores. Em todos os casos, os valores encontrados foram satisfatórios, validando os resultados obtidos, bem como os cálculos apresentados nas Tabelas 20 a 25.

4.3 ANÁLISE DOS BLOCOS PELA TEORIA DA FLEXÃO

Nesta seção, todos os blocos de fundação sobre estacas em estudo foram analisados como flexíveis utilizando a Teoria da Flexão. Primeiramente, foram obtidos os diagramas de momentos fletores a fim de se determinar o momento máximo atuante em cada bloco. Posteriormente, foi obtida a área de aço necessária para a armadura principal de cada bloco.

4.3.1 MOMENTOS FLETORES

A seguir, são apresentadas as Tabelas 26 a 31, onde foram obtidos os momentos fletores máximos calculados analiticamente para cada tipo de bloco analisado.

Tabela 26 – Momento fletor máximo dos blocos BU-X

Bloco	N (kN/m)	Vão(m)	a_p (m)	M (kN.m)
BU-R	1400	1,40	0,50	201,25
BU-h1	1400	1,40	0,50	201,25
BU-h2	1400	1,40	0,50	201,25
BU-h3	1400	1,40	0,50	201,25
BU-h4	1400	1,40	0,50	201,25
BU-a1	1400	1,85	0,50	280,00
BU-a2	1400	2,30	0,50	358,75
BU-a3	1400	2,55	0,50	402,50
BU-a4	1400	2,80	0,50	446,25

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 27 – Momento fletor máximo dos blocos BL-X

Bloco	N (kN/m)	Vão(m)	a_p (m)	M (kN.m)
BL-R	2000	0,60	0,20	50,00
BL-h1	2000	0,60	0,20	50,00
BL-h2	2000	0,60	0,20	50,00
BL-h3	2000	0,60	0,20	50,00
BL-h4	2000	0,60	0,20	50,00
BL-a1	2000	0,80	0,20	70,00
BL-a2	2000	1,00	0,20	90,00
BL-a3	2000	1,20	0,20	110,00
BL-a4	2000	1,40	0,20	130,00

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 28 – Momento fletor máximo dos blocos BMD-X

Bloco	N (kN/m)	Vão(m)	a_p (m)	M (kN.m)
BMD-R	2389,33	0,80	0,30	116,48
BMD-h1	2389,33	0,80	0,30	116,48
BMD-h2	2389,33	0,80	0,30	116,48
BMD-h3	2389,33	0,80	0,30	116,48
BMD-h4	2389,33	0,80	0,30	116,48
BMD-a1	2389,33	0,95	0,30	143,36
BMD-a2	2389,33	1,10	0,30	170,24
BMD-a3	2389,33	1,25	0,30	197,12
BMD-a4	2389,33	1,40	0,30	224,00

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 29 – Momento fletor máximo dos blocos BME-X

Bloco	N (kN/m)	Vão(m)	a_p (m)	M (kN.m)
BME-R	966,67	0,55	0,15	17,22
BME-h1	966,67	0,55	0,15	17,22
BME-h2	966,67	0,55	0,15	17,22
BME-h3	966,67	0,55	0,15	17,22
BME-h4	966,67	0,55	0,15	17,22
BME-a1	966,67	0,65	0,15	20,84
BME-a2	966,67	0,75	0,15	24,47
BME-a3	966,67	0,85	0,15	28,09
BME-a4	966,67	0,95	0,15	31,72

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 30 – Momento fletor máximo dos blocos BMA-X

Bloco	N (kN/m)	Vão(m)	a_p (m)	M (kN.m)
BMA-R	1000	0,35	0,15	10,31
BMA-h1	1000	0,35	0,15	10,31
BMA-h2	1000	0,35	0,15	10,31
BMA-h3	1000	0,35	0,15	10,31
BMA-h4	1000	0,35	0,15	10,31
BMA-a1	1000	0,45	0,15	14,06
BMA-a2	1000	0,60	0,15	19,69
BMA-a3	1000	0,70	0,15	23,44
BMA-a4	1000	0,80	0,15	27,19

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 31 – Momento fletor máximo dos blocos BG-X

Bloco	N (kN/m)	Vão(m)	a_p (m)	M (kN.m)
BG-R	5000	1,70	0,40	750
BG-h1	5000	1,70	0,40	750
BG-h2	5000	1,70	0,40	750
BG-h3	5000	1,70	0,40	750
BG-h4	5000	1,70	0,40	750
BG-a1	5000	2,05	0,40	925
BG-a2	5000	2,40	0,40	1100
BG-a3	5000	2,75	0,40	1275
BG-a4	5000	3,10	0,40	1450

Fonte: Arquivo pessoal

4.3.2 ARMAÇÃO PRINCIPAL NECESSÁRIA

A seguir, é apresentada nas Tabelas 32 a 37 a armação principal necessária para combater o esforço de flexão nos blocos quando os mesmos são calculados como flexíveis, utilizando a formulação apresentada na Seção 2.3.2.

Tabela 32 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BU-X - flexíveis

Bloco	M (kN.cm)	γ_d	M_d (kN.cm)	f_{cd} (kN/cm²)	f_{yd} (kN/cm²)	b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	A_s (cm²)
BU-R	20125	1,4	28175	1,79	43,48	60	80	70	9,57
BU-h1	20125	1,4	28175	1,79	43,48	60	65	55	12,46
BU-h2	20125	1,4	28175	1,79	43,48	60	50	40	18,17
BU-h3	20125	1,4	28175	1,79	43,48	60	45	35	21,74
BU-h4	20125	1,4	28175	1,79	43,48	60	40	30	27,37
BU-a1	28000	1,4	39200	1,79	43,48	60	80	70	13,5
BU-a2	35875	1,4	50225	1,79	43,48	60	80	70	17,55
BU-a3	40250	1,4	56350	1,79	43,48	60	80	70	19,86
BU-a4	44625	1,4	62475	1,79	43,48	60	80	70	22,21

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 33 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BL-X - flexíveis

Bloco	M (kN.cm)	γ_d	M_d (kN.cm)	f_{cd} (kN/cm²)	f_{yd} (kN/cm²)	b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm²)
BL-R	5000	1,4	7000	1,79	43,48	40	40	35	4,84
BL-h1	5000	1,4	7000	1,79	43,48	40	35	30	5,76
BL-h2	5000	1,4	7000	1,79	43,48	40	26,7	21,7	8,66
BL-h3	5000	1,4	7000	1,79	43,48	40	25	20	9,75
BL-h4	5000	1,4	7000	1,79	43,48	40	20	15	14,42
BL-a1	7000	1,4	9800	1,79	43,48	40	40	35	6,93
BL-a2	9000	1,4	12600	1,79	43,48	40	40	35	9,13
BL-a3	11000	1,4	15400	1,79	43,48	40	40	35	11,46
BL-a4	13000	1,4	18200	1,79	43,48	40	40	35	13,95

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 34 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BMD-X - flexíveis

Bloco	M (kN.cm)	γ_d	M_d (kN.cm)	f_{cd} (kN/cm²)	f_{yd} (kN/cm²)	b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm²)
BMD-R	11648,00	1,4	16307,20	1,79	43,48	50	50	45	8,83
BMD-h1	11648,00	1,4	16307,20	1,79	43,48	50	45	40	10,11
BMD-h2	11648,00	1,4	16307,20	1,79	43,48	50	40	35	11,87
BMD-h3	11648,00	1,4	16307,20	1,79	43,48	50	35	30	14,51
BMD-h4	11648,00	1,4	16307,20	1,79	43,48	50	30	25	18,75
BMD-a1	14336,00	1,4	20070,40	1,79	43,48	50	50	45	11,03
BMD-a2	17024,00	1,4	23833,60	1,79	43,48	50	50	45	13,31
BMD-a3	19712,00	1,4	27596,80	1,79	43,48	50	50	45	15,67
BMD-a4	22400,00	1,4	31360,00	1,79	43,48	50	50	45	18,12

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 35 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BME-X - flexíveis

Bloco	M (kN.cm)	γ_d	M_d (kN.cm)	f_{cd} (kN/cm²)	f_{yd} (kN/cm²)	b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm²)
BME-R	1721,88	1,4	2410,63	1,79	43,48	30	30	25	2,32
BME-h1	1721,88	1,4	2410,63	1,79	43,48	30	26,5	21,5	2,75
BME-h2	1721,88	1,4	2410,63	1,79	43,48	30	23,5	18,5	3,27
BME-h3	1721,88	1,4	2410,63	1,79	43,48	30	19,5	14,5	4,49
BME-h4	1721,88	1,4	2410,63	1,79	43,48	30	16	11	7,09
BME-a1	2084,38	1,4	2918,13	1,79	43,48	30	30	25	2,84
BME-a2	2446,88	1,4	3425,63	1,79	43,48	30	30	25	3,37
BME-a3	2809,38	1,4	3933,13	1,79	43,48	30	30	25	3,91
BME-a4	3171,88	1,4	4440,63	1,79	43,48	30	30	25	4,47

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 36 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BMA-X - flexíveis

Bloco	M (kN.cm)	γ_d	M_d (kN.cm)	f_{cd} (kN/cm²)	f_{yd} (kN/cm²)	b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm²)
BMA-R	1031,25	1,4	1443,75	1,79	43,48	30	25	20	1,73
BMA-h1	1031,25	1,4	1443,75	1,79	43,48	30	20	15	2,4
BMA-h2	1031,25	1,4	1443,75	1,79	43,48	30	17	12	3,16
BMA-h3	1031,25	1,4	1443,75	1,79	43,48	30	15	10	4,14
BMA-h4	1031,25	1,4	1443,75	1,79	43,48	30	12	7	11,32
BMA-a1	1406,25	1,4	1968,75	1,79	43,48	30	25	20	2,4
BMA-a2	1968,75	1,4	2756,25	1,79	43,48	30	25	20	3,45
BMA-a3	2343,75	1,4	3281,25	1,79	43,48	30	25	20	4,19
BMA-a4	2718,75	1,4	3806,25	1,79	43,48	30	25	20	4,97

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 37 – Dimensionamento da armadura principal dos blocos BG-X - flexíveis

Bloco	M (kN.cm)	γ_d	M_d (kN.cm)	f_{cd} (kN/cm²)	f_{yd} (kN/cm²)	b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm²)
BG-R	75000	1,4	105000	1,79	43,48	84	90	85	30,25
BG-h1	75000	1,4	105000	1,79	43,48	84	80	75	34,98
BG-h2	75000	1,4	105000	1,79	43,48	84	70	65	41,72
BG-h3	75000	1,4	105000	1,79	43,48	84	60	55	52,43
BG-h4	75000	1,4	105000	1,79	43,48	84	50	45	65,65
BG-a1	92500	1,4	129500	1,79	43,48	84	90	85	37,93
BG-a2	110000	1,4	154000	1,79	43,48	84	90	85	45,89
BG-a3	127500	1,4	178500	1,79	43,48	84	90	85	54,19
BG-a4	145000	1,4	203000	1,79	43,48	84	90	85	62,85

Fonte: Arquivo pessoal

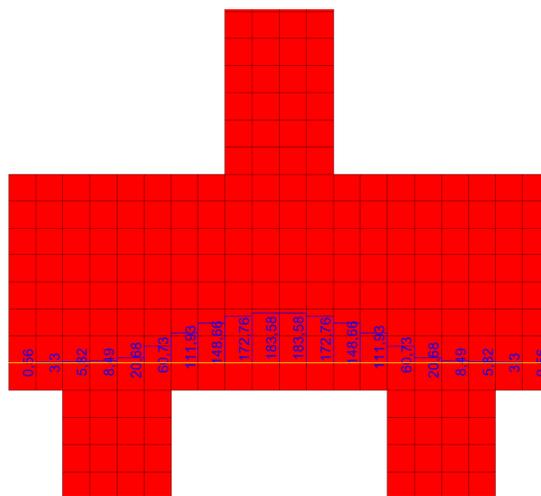
4.4 ANÁLISE NUMÉRICA DOS BLOCOS

Após a modelagem e atribuição de todos os parâmetros do bloco de fundação sobre estacas, os modelos foram processados através da análise não-linear.

Os blocos foram modelados no programa SAP2000, onde foram adicionadas ao concreto dos blocos propriedades plásticas, de acordo com o modelo constitutivo do concreto apresentado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), ilustrado na Figura 34, e foram adicionadas às barras de aço propriedades plásticas, também de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme demonstrado na Figura 36. Como parâmetros para o processamento não-linear, foram considerados um máximo de 10 passos incrementais no valor da carga e 200 iterações para convergência dos resultados em cada passo incremental.

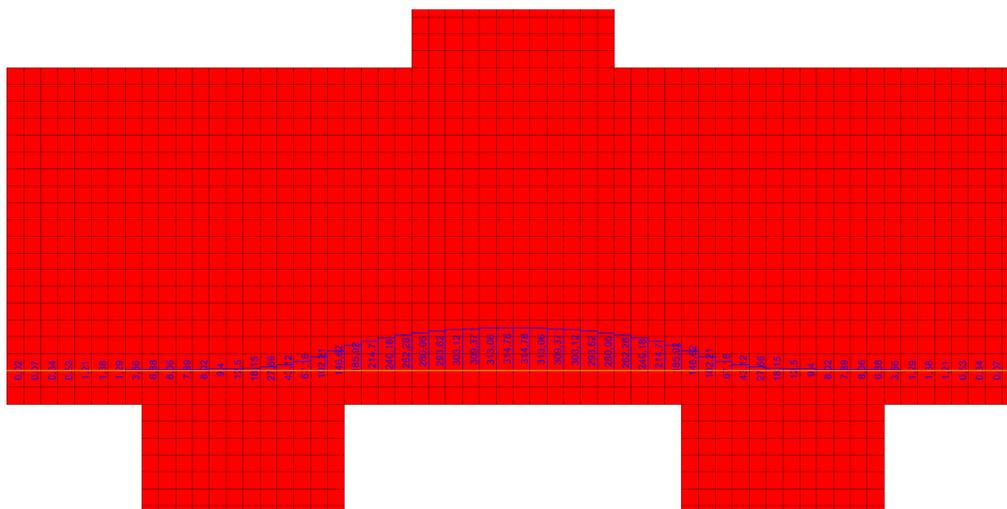
Como o concreto não tem característica de resistência à tração, a tração na parte inferior do bloco é suportada pela barra de aço (armadura principal). Portanto, a seguir, são apresentados os resultados da força de tração na armadura principal.

Figura 39 – Bloco BL-R – $A_{s,rígido}$: Força na armadura principal (kN)



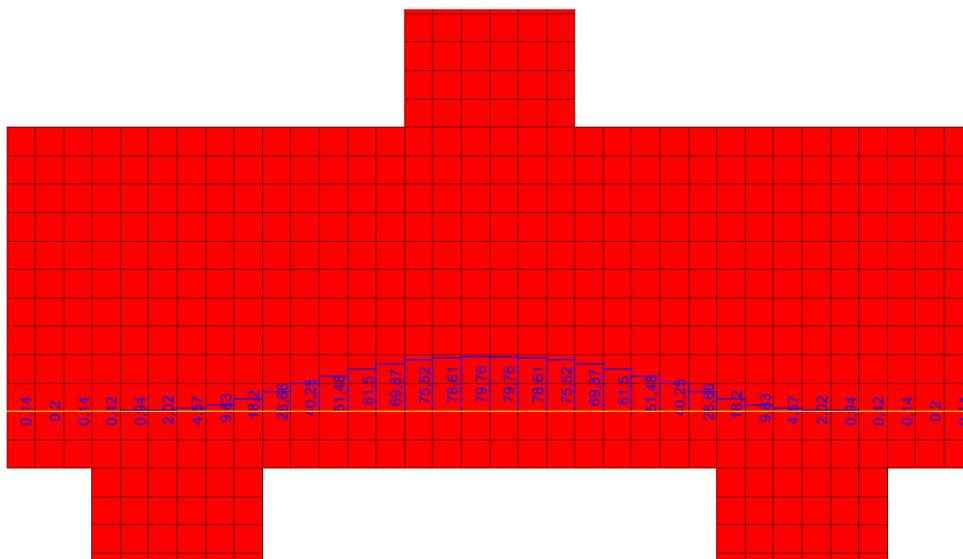
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 40 – Bloco BMD-R – $A_{s,rígido}$: Força na armadura principal (kN)



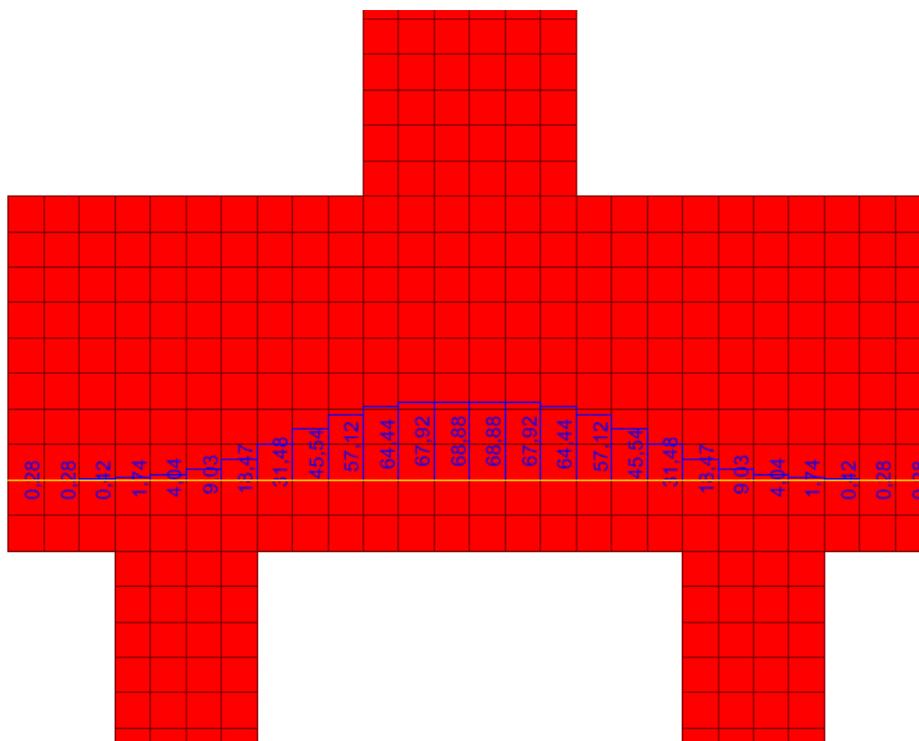
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 41 – Bloco BME-R – $A_{s,rígido}$: Força na armadura principal (kN)



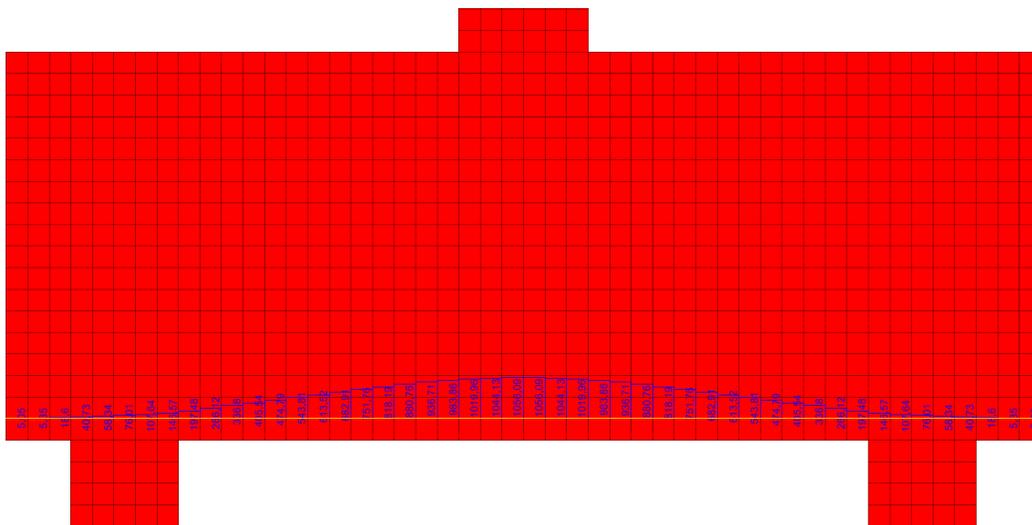
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 42 – Bloco BMA-R – $A_{s,rígido}$: Força na armadura principal (kN)



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 43 – Bloco BG-R – As,rígido: Força na armadura principal (kN)



Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 38 – Força máxima na armadura principal dos blocos BU-X, BL-X e BMD-X rígidos

Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)
BU-R	338,41	BL-R	183,60	BMD-R	314,78
BU-h1	421,43	BL-h1	212,94	BMD-h1	349,15
BU-h2	581,90	BL-h2	240,77	BMD-h2	390,83
BU-h3	674,30	BL-h3	309,65	BMD-h3	443,16
BU-h4	807,18	BL-h4	425,80	BMD-h4	520,18
BU-a1	494,40	BL-a1	268,06	BMD-a1	397,27
BU-a2	661,85	BL-a2	356,95	BMD-a2	482,96
BU-a3	754,94	BL-a3	451,12	BMD-a3	570,99
BU-a4	850,98	BL-a4	549,45	BMD-a4	661,58

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 39 – Força máxima na armadura principal dos blocos BME-X, BMA-X e BG-X rígidos

Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)
BME-R	79,76	BMA-R	68,88	BG-R	1056,09
BME-h1	90,65	BMA-h1	86,58	BG-h1	1208,90
BME-h2	101,95	BMA-h2	103,62	BG-h2	1413,80
BME-h3	122,35	BMA-h3	121,55	BG-h3	1702,20
BME-h4	152,06	BMA-h4	160,38	BG-h4	2152,90
BME-a1	98,71	BMA-a1	94,01	BG-a1	1329,25
BME-a2	117,80	BMA-a2	133,20	BG-a2	1551,20
BME-a3	137,30	BMA-a3	160,83	BG-a3	1782,29
BME-a4	157,07	BMA-a4	189,93	BG-a4	2070,81

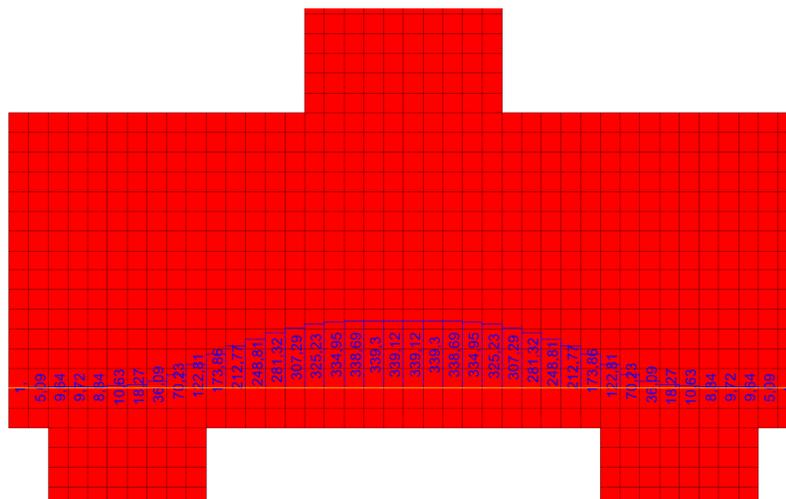
Fonte: Arquivo pessoal

4.4.2 BLOCOS FLEXÍVEIS

As Figuras 44 a 49 representam os resultados da força de tração na armadura principal dos blocos de referência. Para realizar o processamento desses blocos sobre estacas, foi necessário informar a área de armadura principal (A_s) como parâmetro de entrada. Assim, foram utilizados os valores de A_s obtidos quando se analisou os blocos como flexíveis pela Teoria da Flexão (Tabelas 32 a 37).

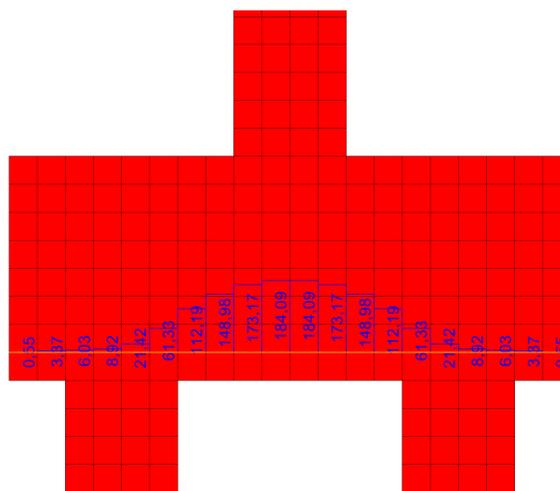
De maneira análoga, foram obtidos os resultados da força de tração máxima na armadura principal para cada bloco em estudo, considerando-os flexíveis e representados nas Tabelas 40 e 41.

Figura 44 – Bloco BU-R – $A_{s,flexivel}$: Força na armadura principal (kN)



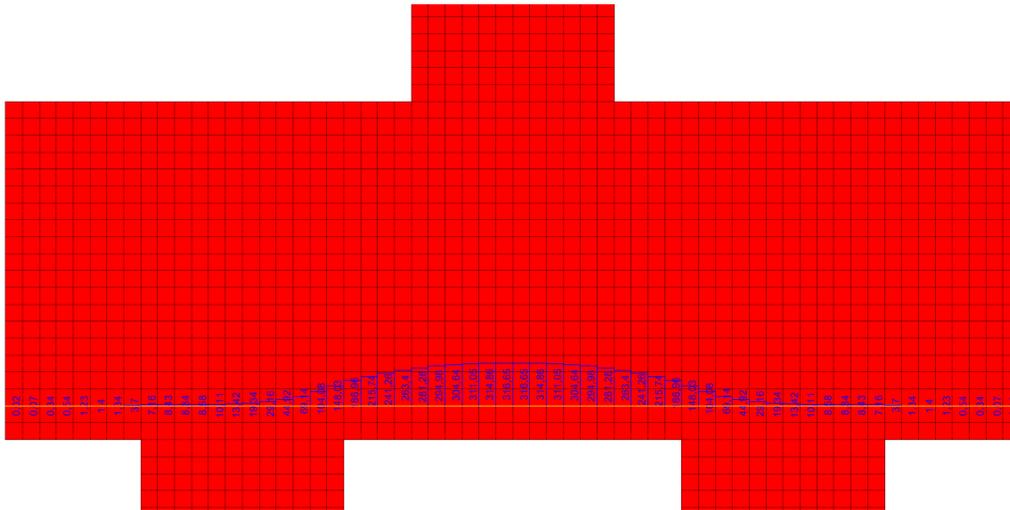
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 45 – Bloco BL-R – $A_{s,flexivel}$: Força na armadura principal (kN)



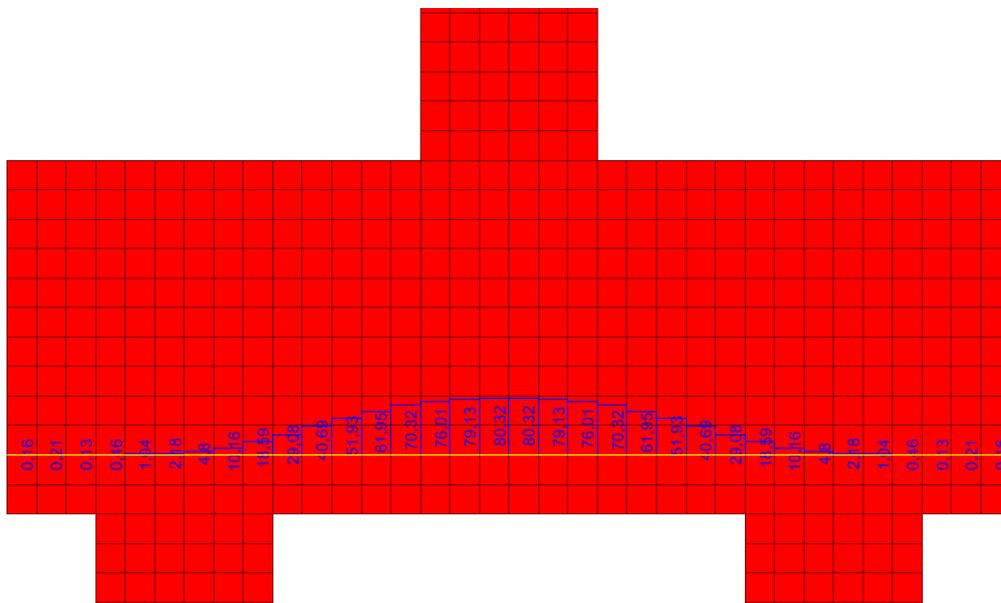
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 46 – Bloco BMD-R – $A_{s,flexível}$: Força na armadura principal (kN)



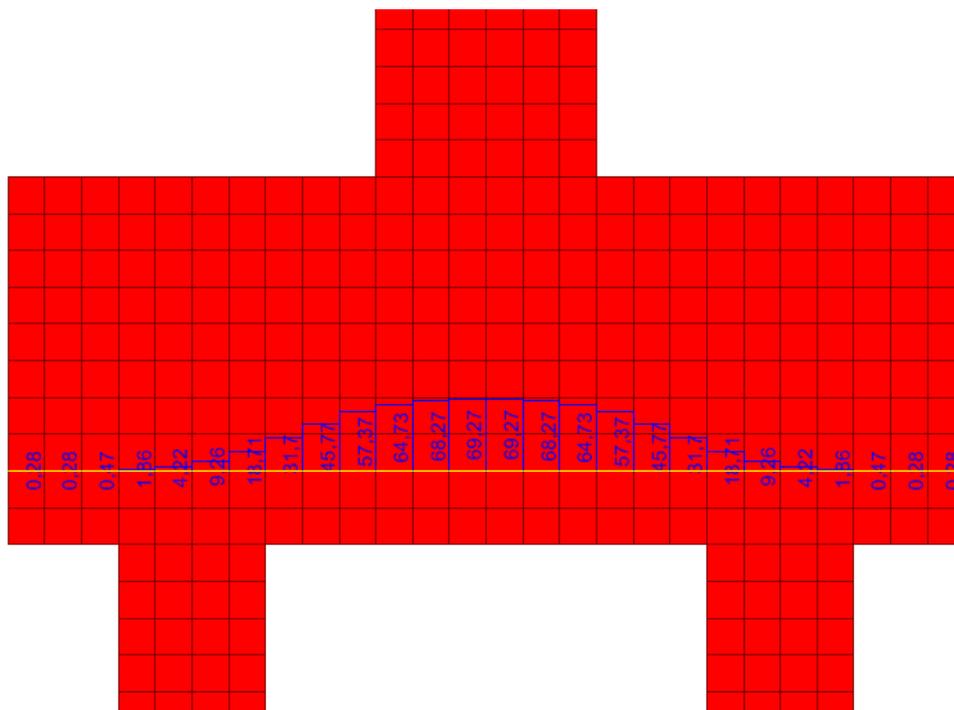
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 47 – Bloco BME-R – $A_{s,flexível}$: Força na armadura principal (kN)



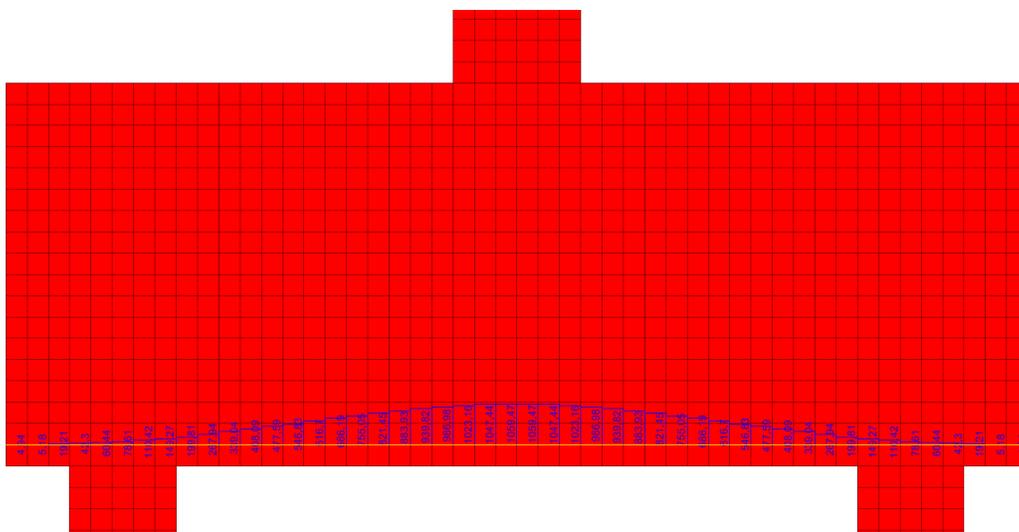
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 48 – Bloco BMA-R – $A_{s,flexivel}$: Força na armadura principal (kN)



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 49 – Bloco BG-R – $A_{s,flexivel}$: Força na armadura principal (kN)



Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 40 – Força máxima na armadura principal dos blocos BU-X, BL-X e BMD-X flexíveis

Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)
BU-R	339,30	BL-R	184,09	BMD-R	316,65
BU-h1	422,80	BL-h1	213,97	BMD-h1	352,22
BU-h2	538,69	BL-h2	243,87	BMD-h2	393,05
BU-h3	679,50	BL-h3	314,96	BMD-h3	452,28
BU-h4	814,02	BL-h4	431,14	BMD-h4	534,69
BU-a1	495,52	BL-a1	269,04	BMD-a1	400,52
BU-a2	665,38	BL-a2	358,99	BMD-a2	487,52
BU-a3	757,50	BL-a3	454,12	BMD-a3	577,52
BU-a4	861,75	BL-a4	547,82	BMD-a4	670,1

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 41 – Força máxima na armadura principal dos blocos BME-X, BMA-X e BG-X flexíveis

Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)
BME-R	80,32	BMA-R	69,27	BG-R	1059,47
BME-h1	91,64	BMA-h1	87,64	BG-h1	1214,86
BME-h2	103,58	BMA-h2	105,31	BG-h2	1423,50
BME-h3	126,10	BMA-h3	125,27	BG-h3	1721,70
BME-h4	161,55	BMA-h4	174,63	BG-h4	2078,75
BME-a1	99,48	BMA-a1	94,65	BG-a1	1334,29
BME-a2	118,99	BMA-a2	134,55	BG-a2	1558,53
BME-a3	138,74	BMA-a3	162,60	BG-a3	1748,96
BME-a4	159,30	BMA-a4	192,30	BG-a4	2044,06

Fonte: Arquivo pessoal

4.4.3 BLOCOS COM ARMADURA IDEAL

Chama-se de bloco com armadura ideal aquele em que a tensão atuante na armadura principal se iguala à tensão de escoamento do aço (f_{yd}), já considerando todos os fatores de segurança.

Para a obtenção de tais blocos, foram feitos vários processamentos numéricos até se obter a área de aço que gerasse uma força de tração na armadura principal

correspondente à tensão de escoamento do aço (f_{yd}), ou seja, valores próximos e inferiores a 43,48 kN/cm².

As Tabelas 42 a 47 apresentam os resultados obtidos para a área de aço (A_s) quando se alcançou a tensão de escoamento na armadura principal para cada tipo de bloco sobre estacas em estudo.

Tabela 42 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BU-X

Bloco	A_s (cm²)	ϕ_{eq} (cm)
BU-R	7,69	3,13
BU-h1	9,62	3,50
BU-h2	13,26	4,11
BU-h3	15,41	4,43
BU-h4	18,54	4,86
BU-a1	11,34	3,80
BU-a2	15,16	4,40
BU-a3	17,27	4,69
BU-a4	19,78	5,02

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 43 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BL-X

Bloco	A_s (cm²)	ϕ_{eq} (cm)
BL-R	4,23	2,32
BL-h1	4,91	2,50
BL-h2	5,43	2,63
BL-h3	7,07	3,00
BL-h4	9,78	3,53
BL-a1	6,15	2,80
BL-a2	8,24	3,24
BL-a3	10,40	3,64
BL-a4	12,75	4,03

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 44 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BMD-X

Bloco	As (cm²)	ϕ_{eq} (cm)
BMD-R	7,30	3,05
BMD-h1	8,04	3,20
BMD-h2	8,81	3,35
BMD-h3	9,89	3,55
BMD-h4	11,64	3,85
BMD-a1	9,07	3,40
BMD-a2	11,04	3,75
BMD-a3	13,20	4,10
BMD-a4	15,54	4,45

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 45 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BME-X

Bloco	As (cm²)	ϕ_{eq} (cm)
BME-R	1,79	1,51
BME-h1	2,01	1,60
BME-h2	2,22	1,68
BME-h3	2,69	1,85
BME-h4	3,30	2,05
BME-a1	2,22	1,68
BME-a2	2,66	1,84
BME-a3	3,14	2,00
BME-a4	3,53	2,12

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 46 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BMA-X

Bloco	As (cm²)	ϕ_{eq} (cm)
BMA-R	1,65	1,45
BMA-h1	2,01	1,60
BMA-h2	2,40	1,75
BMA-h3	2,83	1,90
BMA-h4	3,63	2,15
BMA-a1	2,25	1,70
BMA-a2	3,14	2,00
BMA-a3	3,76	2,19
BMA-a4	4,37	2,36

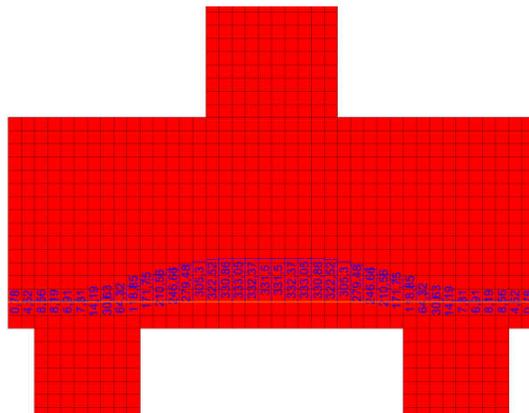
Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 47 – Área de armação ideal e diâmetro equivalente dos blocos BG-X

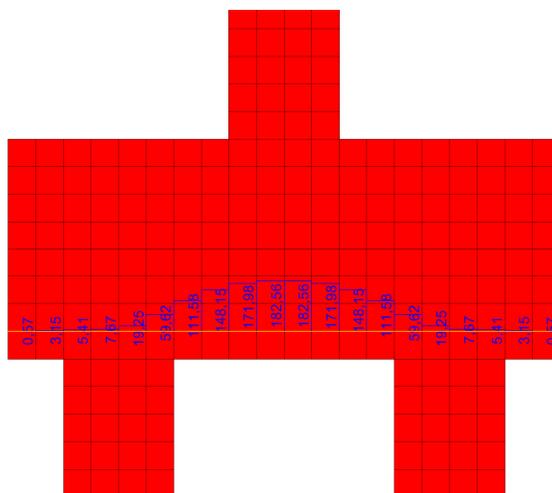
Bloco	As (cm²)	ϕ_{eq} (cm)
BG-R	24,18	5,55
BG-h1	27,79	5,95
BG-h2	32,66	6,45
BG-h3	39,02	7,05
BG-h4	51,50	8,10
BG-a1	30,66	6,25
BG-a2	35,77	6,75
BG-a3	40,69	7,20
BG-a4	47,76	7,8

Fonte: Arquivo pessoal

A seguir, nas Figuras 50 a 55, são apresentados os resultados para a força de tração na armadura principal correspondente à tensão de escoamento do aço para os blocos de referência.

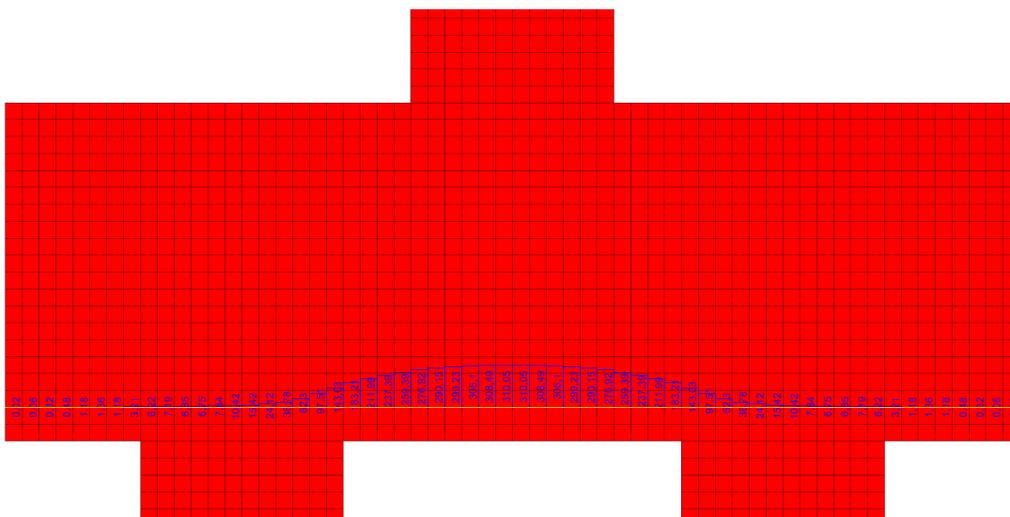
Figura 50 – Bloco BU-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN)

Fonte: Arquivo pessoal

Figura 51 – Bloco BL-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN)

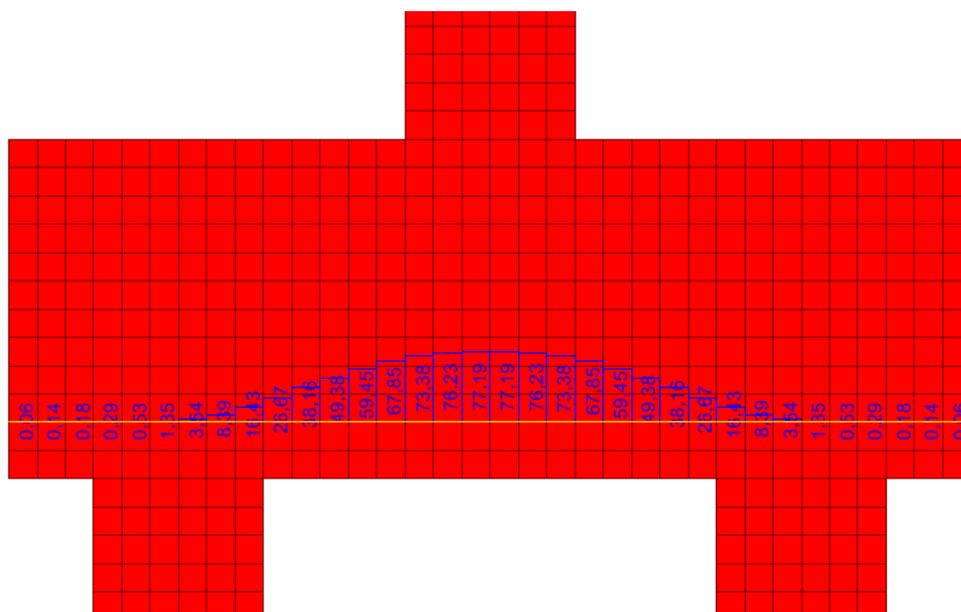
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 52 – Bloco BMD-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN)



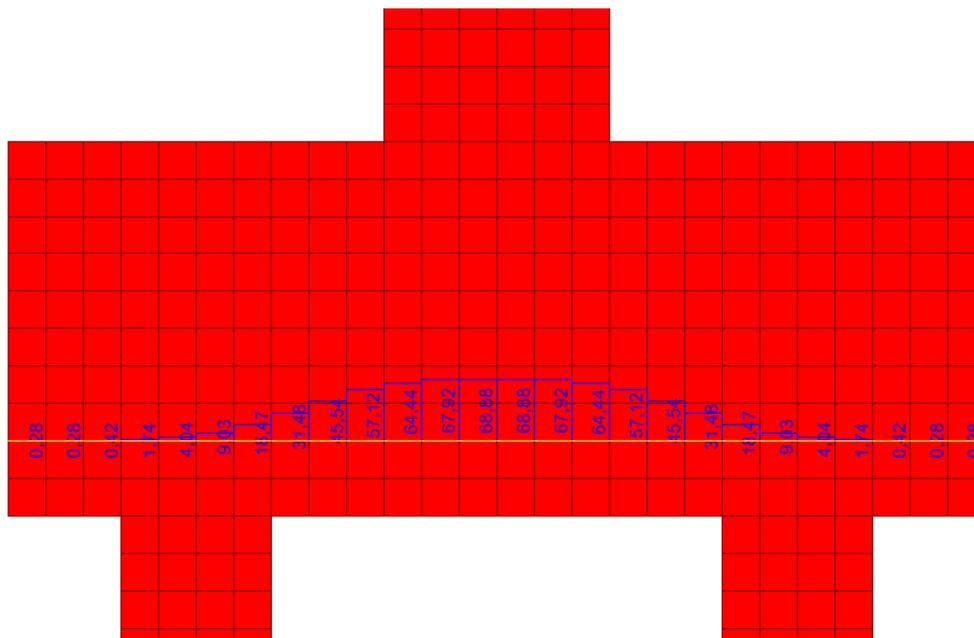
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 53 – Bloco BME-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN)



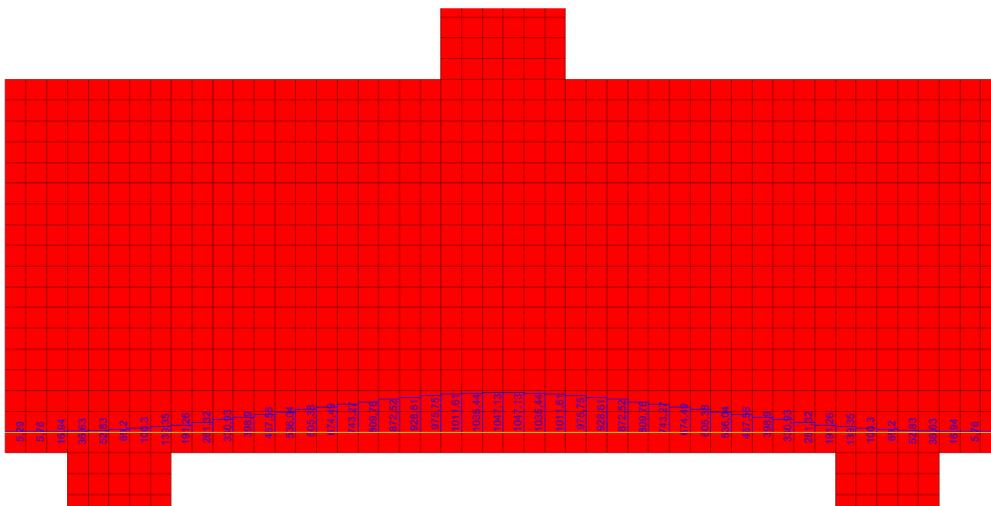
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 54 – Bloco BMA-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN)



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 55 – Bloco BG-R – $A_{s,ideal}$: Força na armadura principal (kN)



Fonte: Arquivo pessoal

Para os demais blocos, os resultados foram apresentados nas Tabelas 48 e 49.

Tabela 48 – Força máxima na armadura principal dos blocos BU-X, BL-X e BMD-X ideal

Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)
BU-R	333,05	BL-R	182,55	BMD-R	310,05
BU-h1	415,53	BL-h1	211,55	BMD-h1	342,42
BU-h2	576,32	BL-h2	235,30	BMD-h2	380,26
BU-h3	667,58	BL-h3	305,40	BMD-h3	428,62
BU-h4	804,18	BL-h4	423,80	BMD-h4	503,55
BU-a1	489,88	BL-a1	267,50	BMD-a1	385,06
BU-a2	657,79	BL-a2	356,95	BMD-a2	477,68
BU-a3	747,98	BL-a3	451,82	BMD-a3	566,73
BU-a4	857,92	BL-a4	551,64	BMD-a4	659,3

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 49 – Força máxima na armadura principal dos blocos BME-X, BMA-X e BG-X ideal

Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)	Bloco	Força (kN)
BME-R	77,19	BMA-R	68,88	BG-R	1047,14
BME-h1	86,73	BMA-h1	85,24	BG-h1	1199,00
BME-h2	96,24	BMA-h2	101,63	BG-h2	1402,65
BME-h3	114,30	BMA-h3	118,59	BG-h3	1688,65
BME-h4	139,15	BMA-h4	151,31	BG-h4	2174,20
BME-a1	95,73	BMA-a1	94,01	BG-a1	1320,50
BME-a2	114,78	BMA-a2	133,10	BG-a2	1538,65
BME-a3	134,35	BMA-a3	160,83	BG-a3	1765,95
BME-a4	153,4	BMA-a4	189,93	BG-a4	2054,6

Fonte: Arquivo pessoal

4.5 ANÁLISE COMPARATIVA E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Foram elaboradas tabelas comparativas entre as áreas das armações principais dos blocos sobre estacas, calculados analiticamente, como rígidos e flexíveis (Tabelas 50 a 55).

Tabela 50 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BU-X

Bloco	Diferença percentual $A_{s,rígido}$ e			Fator de Rigidez
	$A_{s,rígido}$ (cm²)	$A_{s,flexível}$ (cm²)	$A_{s,flexível}$ (%)	
BU-R	9,26	9,57	3,27	1,60
BU-h1	11,78	12,46	5,44	1,30
BU-h2	16,20	18,17	10,84	1,00
BU-h3	18,52	21,74	14,83	0,90
BU-h4	21,60	27,37	21,08	0,80
BU-a1	12,88	13,5	4,59	1,23
BU-a2	16,50	17,55	5,97	1,00
BU-a3	18,52	19,86	6,77	0,91
BU-a4	20,53	22,21	7,58	0,83

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 51 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BL-X

Bloco	Diferença percentual $A_{s,rígido}$ e			Fator de Rigidez
	$A_{s,rígido}$ (cm²)	$A_{s,flexível}$ (cm²)	$A_{s,flexível}$ (%)	
BL-R	4,60	4,84	4,96	1,50
BL-h1	5,37	5,76	6,83	1,31
BL-h2	7,42	8,66	14,33	1,00
BL-h3	8,05	9,75	17,44	0,94
BL-h4	10,73	14,42	25,57	0,75
BL-a1	6,44	6,93	7,07	1,20
BL-a2	8,28	9,13	9,31	1,00
BL-a3	10,12	11,46	11,69	0,86
BL-a4	11,96	13,95	14,27	0,75

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 52 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BMD-X

Bloco	A_{s,rígido} (cm²)	A_{s,flexível} (cm²)	Diferença percentual	
			A_{s,rígido} e A_{s,flexível} (%)	Fator de Rigidez
BMD-R	8,33	8,83	5,61	1,25
BMD-h1	9,38	10,11	7,25	1,13
BMD-h2	10,72	11,87	9,72	1,00
BMD-h3	12,50	14,51	13,84	0,88
BMD-h4	15,00	18,75	19,99	0,75
BMD-a1	10,26	11,03	7,00	1,11
BMD-a2	12,18	13,31	8,48	1,00
BMD-a3	14,11	15,67	9,99	0,91
BMD-a4	16,03	18,12	11,54	0,83

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 53 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BME-X

Bloco	A_{s,rígido} (cm²)	A_{s,flexível} (cm²)	Diferença percentual	
			A_{s,rígido} e A_{s,flexível} (%)	Fator de Rigidez
BME-R	2,22	2,32	4,41	1,29
BME-h1	2,58	2,75	6,23	1,14
BME-h2	3,00	3,27	8,35	1,01
BME-h3	3,82	4,49	14,84	0,84
BME-h4	5,04	7,09	28,91	0,69
BME-a1	2,68	2,84	5,47	1,13
BME-a2	3,15	3,37	6,48	1,00
BME-a3	3,62	3,91	7,46	0,90
BME-a4	4,09	4,47	8,60	0,82

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 54 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BMA-X

Bloco	A_{s,rígido} (cm²)	A_{s,flexível} (cm²)	Diferença percentual	
			A_{s,rígido} e A_{s,flexível} (%)	Fator de Rigidez
BMA-R	1,66	1,73	4,03	1,50
BMA-h1	2,21	2,4	7,76	1,20
BMA-h2	2,77	3,16	12,43	1,02
BMA-h3	3,32	4,14	19,79	0,90
BMA-h4	4,74	11,32	58,09	0,72
BMA-a1	2,26	2,4	5,66	1,25
BMA-a2	3,17	3,45	8,13	1,00
BMA-a3	3,77	4,19	9,94	0,88
BMA-a4	4,38	4,97	11,93	0,79

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 55 – Diferença percentual entre as armações principais – Blocos BG-X

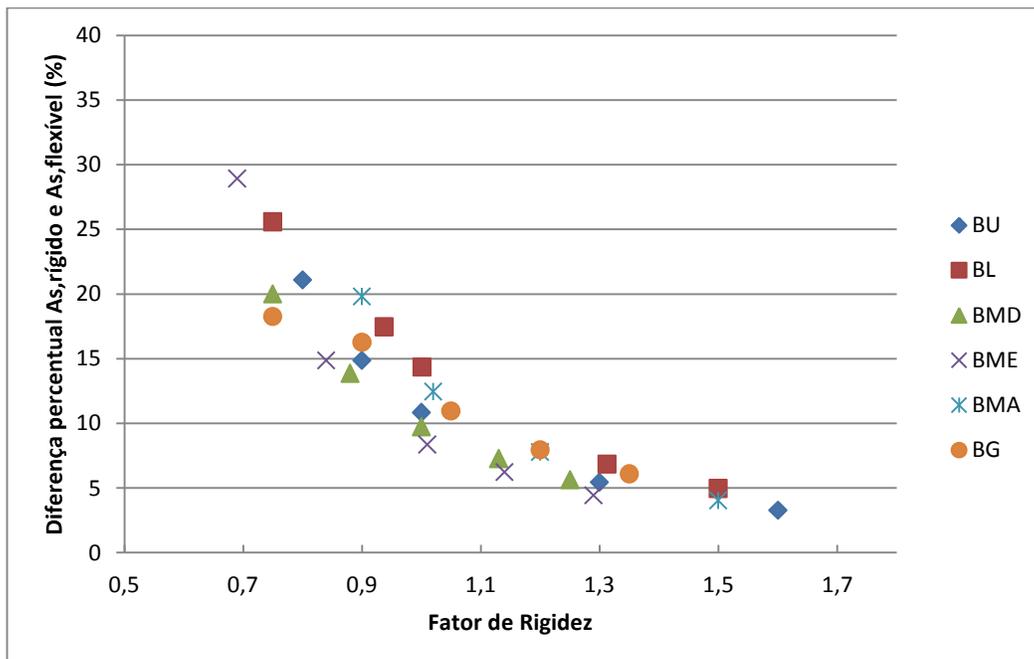
Bloco	A_{s,rígido} (cm²)	A_{s,flexível} (cm²)	Diferença percentual	
			A_{s,rígido} e A_{s,flexível} (%)	Fator de Rigidez
BG-R	28,41	30,25	6,08	1,35
BG-h1	32,20	34,98	7,95	1,20
BG-h2	37,15	41,72	10,94	1,05
BG-h3	43,91	52,43	16,25	0,90
BG-h4	53,67	65,65	18,25	0,75
BG-a1	35,04	37,93	7,62	1,15
BG-a2	41,67	45,89	9,19	1,00
BG-a3	48,30	54,19	10,87	0,89
BG-a4	54,93	62,85	12,60	0,79

Fonte: Arquivo pessoal

Como pode ser observada nas Tabelas 50 a 55, a armação do bloco sobre estacas calculada pela Teoria da Flexão foi sempre maior do que a armação calculada pelo Método das Bielas, independente da classificação dos mesmos. Portanto, conclui-se que, para o cálculo da armação principal, a Teoria da Flexão é um método de cálculo mais conservador do que o Método das Bielas.

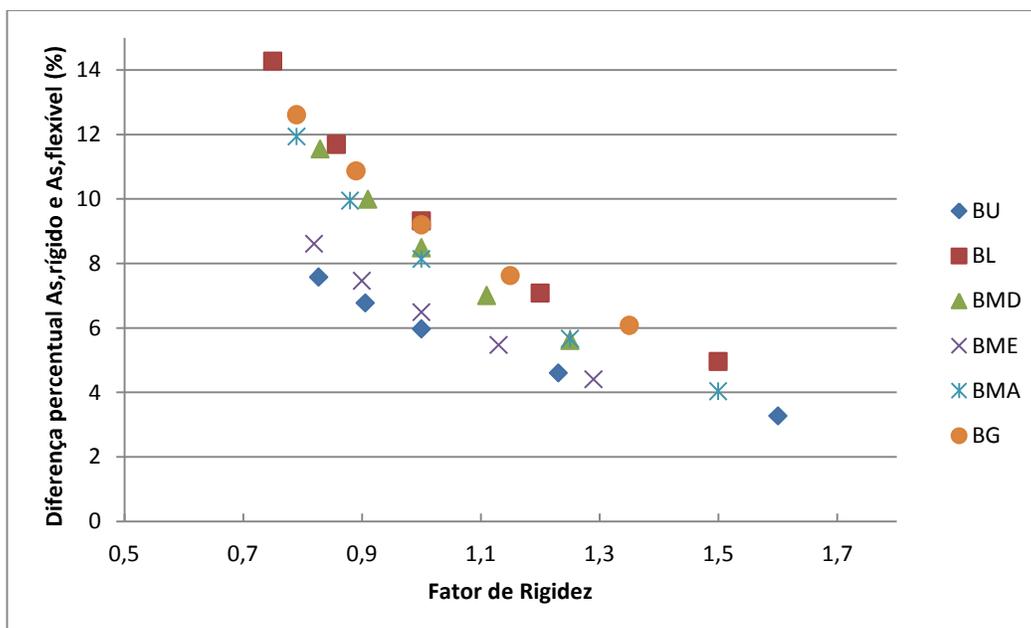
A seguir, a diferença percentual entre as armações calculadas pelos métodos analíticos foi comparada com o fator de rigidez por meio de gráficos. A Figura 56 representa a diferença entre as armações quando se varia a altura do bloco e a Figura 57 representa a diferença entre as armações quando se varia o comprimento do bloco. Essas duas figuras têm o objetivo de verificar a rigidez do bloco em relação à armação principal.

Figura 56 – Gráfico Fator de Rigidez X Diferença percentual $A_{s,rígido}$ e $A_{s,flexível}$ – variação da altura do bloco (h)



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 57 – Gráfico Fator de Rigidez X Diferença percentual $A_{s,rígido}$ e $A_{s,flexível}$ – variação do comprimento do bloco (a)



Fonte: Arquivo pessoal

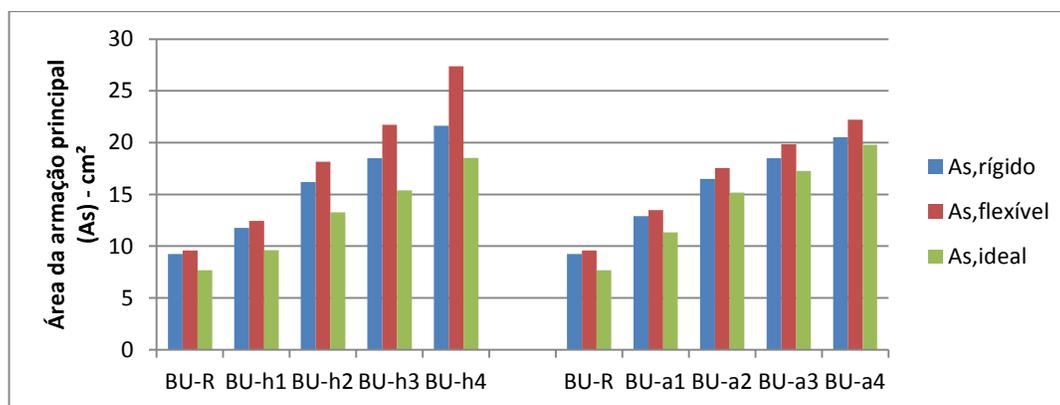
Como pode ser observado nas Tabelas 50 a 56 e Figuras 56 e 57, quanto maior o fator de rigidez, ou seja, quanto mais rígido for o bloco de fundação sobre estacas, menor é a diferença entre as armações principais calculadas pelo Método das Bielas e pela Teoria da Flexão. Este fato é coerente, pois quando um bloco sobre estacas é classificado como rígido, ele pode ser calculado tanto pelo Método das Bielas quanto pela Teoria da Flexão. Porém, o contrário não é verdadeiro. Quando um bloco sobre estacas é classificado como flexível, ele não pode ser calculado pelo Método das Bielas, pois, de acordo com a metodologia apresentada no Capítulo 2, a angulação da biela tem limitações na sua utilização. Logo, é coerente a diferença entre as armações serem maiores quando o fator de rigidez estiver com valores inferiores a 1.

Quando o bloco sobre estacas possui fator de rigidez igual a 1, segundo a NB 6118 (ABNT,2014), é classificado como rígido. Porém, neste caso, qualquer diminuição da altura (h) ou aumento da largura do bloco (a), o bloco se torna flexível. Portanto, esperava-se que a armação principal calculada pelo Método das Bielas e pela Teoria da

Flexão tivessem valores próximos quando o fator de rigidez fosse igual a 1, o que não foi constatado nesse estudo.

Na Figura 58, foi feita uma comparação entre as armações obtidas pelos resultados analíticos (Método das Bielas e Teoria da Flexão) e pelos resultados numéricos (SAP2000) quando se obteve a armadura ideal. Essas comparações referem-se aos blocos BU-X.

Figura 58 – Gráfico comparativo: armações principais – BU-X

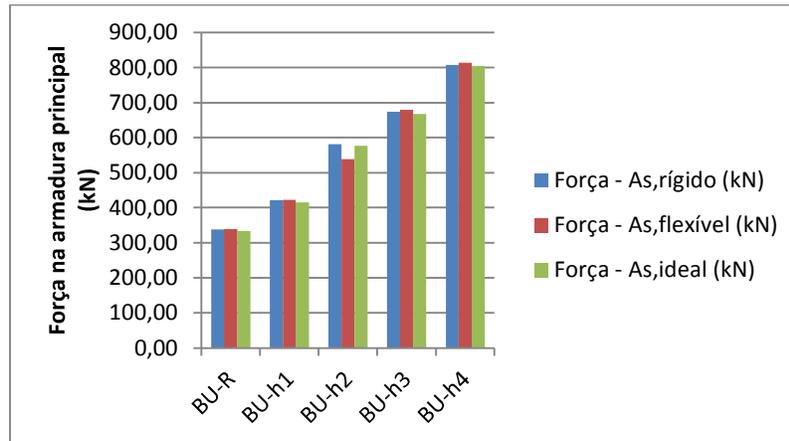


Fonte: Arquivo pessoal

Pode-se concluir que a armação principal calculada analiticamente foi sempre maior do que a armação obtida pelos métodos numéricos. O método numérico levou em consideração comportamento não-linear do material, deixando-o trabalhar de maneira mais adequada e, conseqüentemente, diminuindo a área de aço necessária.

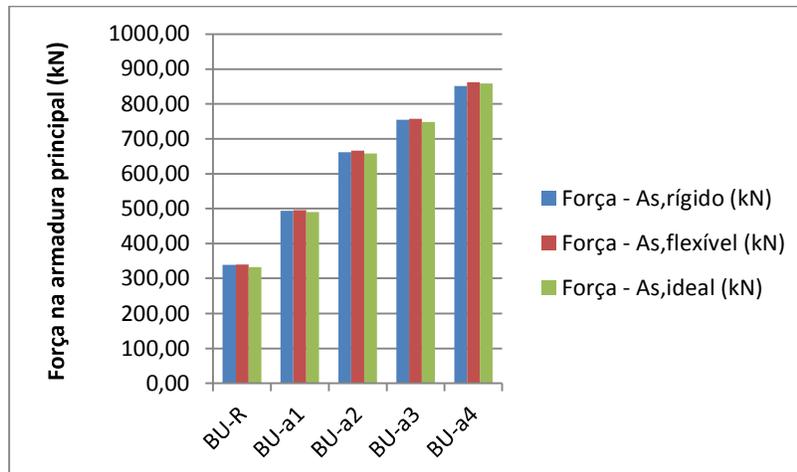
Foi elaborado, nas Figuras 59 a 62, um resumo das forças e tensões atuantes na armadura principal dos blocos BU-X, quando os mesmos foram calculados, numericamente, com $A_{s,rígido}$ e $A_{s,flexível}$, e também quando se obteve a armadura ideal.

Figura 59 – Força na armadura principal – BU-R e BU-h1 a BU-h4



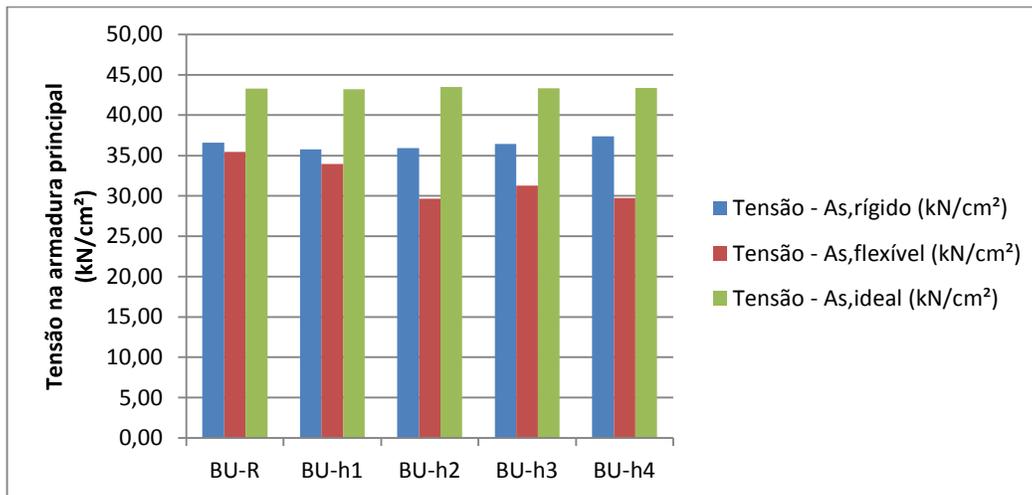
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 60 – Força na armadura principal – BU-R e BU-a1 a BU-a4



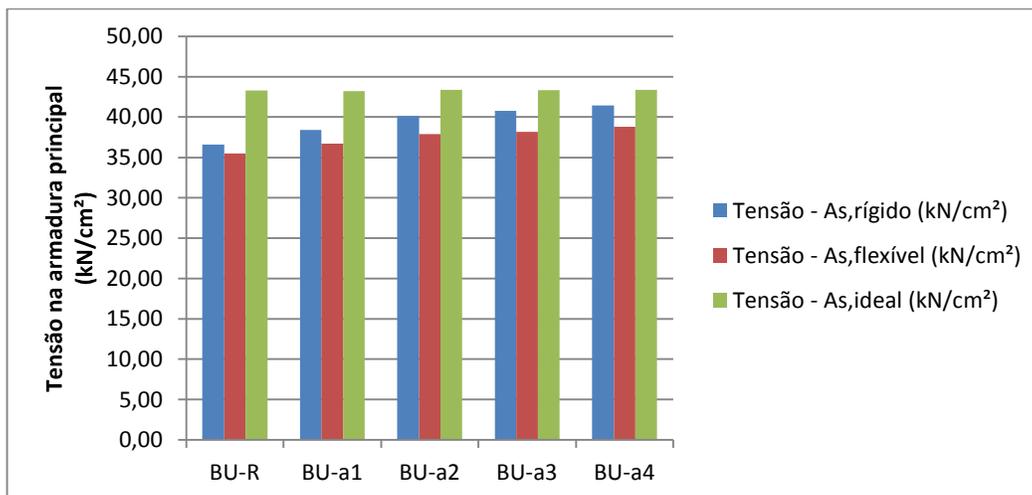
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 61 – Tensão na armadura principal – BU-R e BU-h1 a BU-h4



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 62 – Tensão na armadura principal – BU-R e BU-a1 a BU-a4



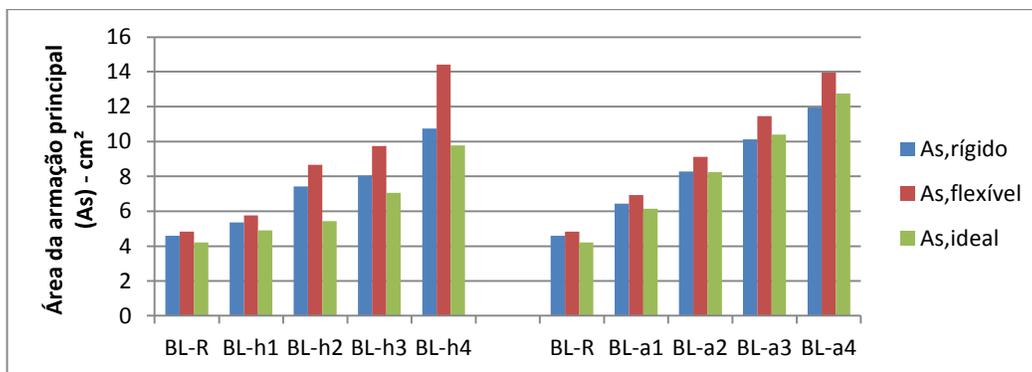
Fonte: Arquivo pessoal

Nos gráficos acima, pode-se perceber que a força de tração na armadura principal de cada bloco em estudo foi bastante similar. Portanto, o que levou à variação de tensão foi a área da seção transversal da armadura principal. Como os blocos com $A_{s,ideal}$ possuem barras com tensões próximas a de escoamento, ou seja, tensões mais elevadas, eles tiveram área de aço da armação principal menor do que os outros dois modelos. Os blocos com $A_{s,flexível}$ apresentaram valores de tensões menores do que os

blocos com $A_{s, \text{rígidos}}$, por possuírem maiores áreas de aço na armadura principal, fato já verificado na comparação dos métodos analíticos.

De maneira análoga, foi elaborada uma comparação entre as armações obtidas pelos resultados analíticos (Método das Bielas e Teoria da Flexão) e pelos resultados numéricos (SAP2000) quando se obteve a armadura principal ideal, representada na Figura 63, para os Blocos BL-X.

Figura 63 – Gráfico comparativo: armações principais – BL-X

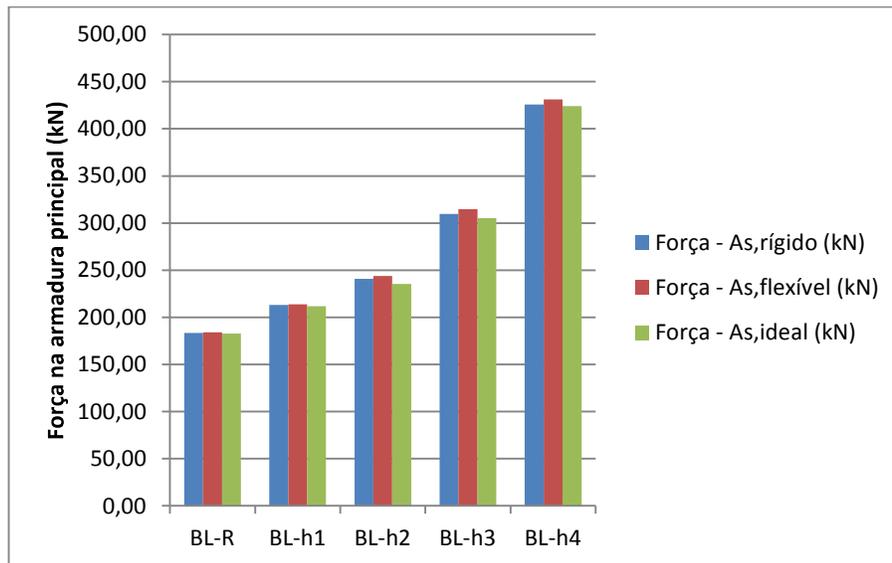


Fonte: Arquivo pessoal

No gráfico acima, pode-se concluir que a armação principal calculada analiticamente foi sempre maior do que a armação obtida pelos métodos numéricos, com exceção nos Blocos BL-a3 e BL-a4, que será explicado após demonstração dos gráficos de tensões.

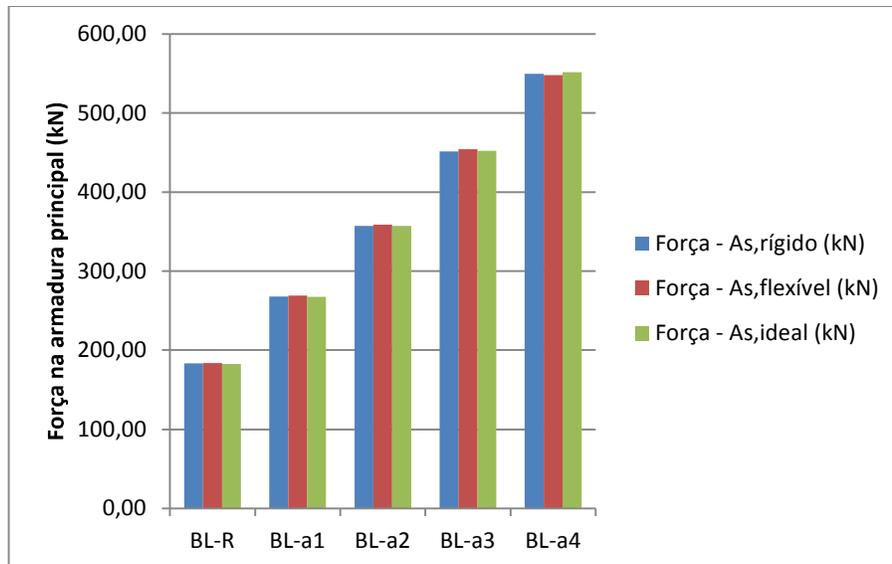
Foi elaborado, nas Figuras 64 a 67, um resumo das forças e tensões atuantes na armadura principal dos blocos BL-X, quando os mesmos foram calculados, numericamente, com $A_{s, \text{rígido}}$ e $A_{s, \text{flexível}}$, e também quando se obteve a armadura ideal.

Figura 64 – Força na armadura principal – BL-R e BL-h1 a BL-h4



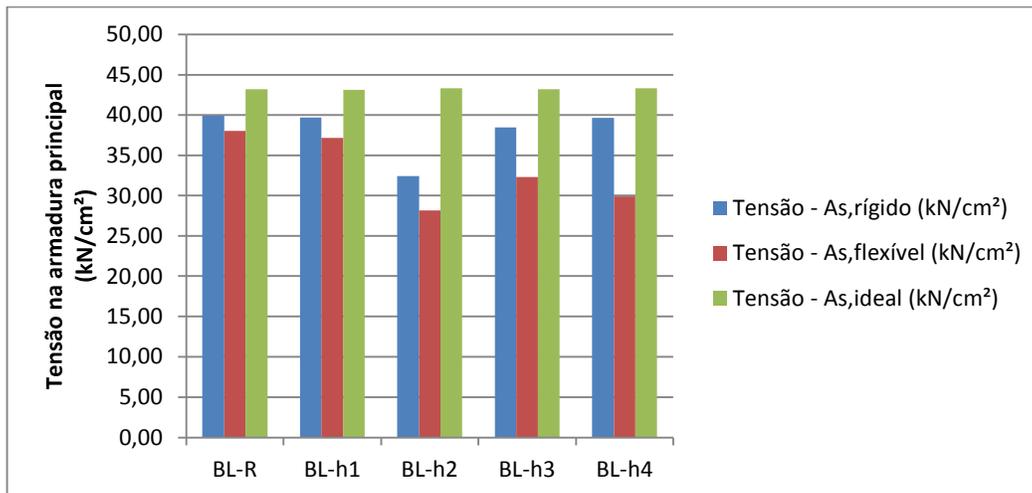
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 65 – Força na armadura principal – BL-R e BL-a1 a BL-a4



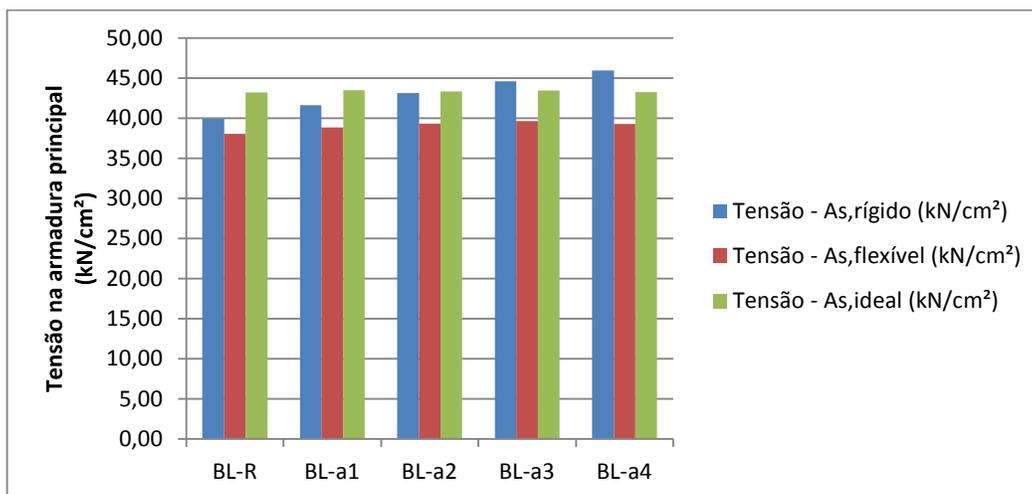
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 66 – Tensão na armadura principal – BL-R e BL-h1 a BL-h4



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 67 – Tensão na armadura principal – BL-R e BL-a1 a BL-a4



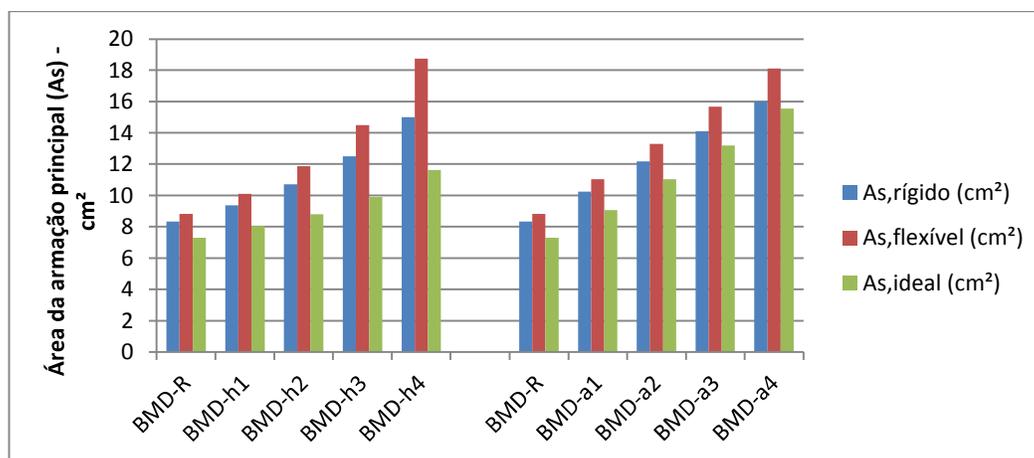
Fonte: Arquivo pessoal

Nos gráficos acima, pode-se concluir que os blocos BL-X tiveram o mesmo comportamento apresentado pelos blocos BU-X, com exceção dos blocos BL-a3 e BL-a4. Tais blocos tiveram área de seção transversal de aço maiores quando calculados com armadura ideal do que calculados como rígidos, pois a barra de aço nos blocos calculados como rígidos escoou, ou seja, a condição não foi satisfatória e

tais blocos devem ser calculados como flexíveis, usando a Teoria da Flexão. Por isso, nesses blocos a área de aço teve que ser aumentada para obtenção do $A_{s,ideal}$.

De maneira análoga, foi elaborada uma comparação entre as armações obtidas pelos resultados analíticos (Método das Bielas e Teoria da Flexão) e pelos resultados numéricos (SAP2000) quando se obteve a armadura principal ideal, representada na Figura 68, para os Blocos BMD-X.

Figura 68 – Gráfico comparativo: armações principais – BMD-X

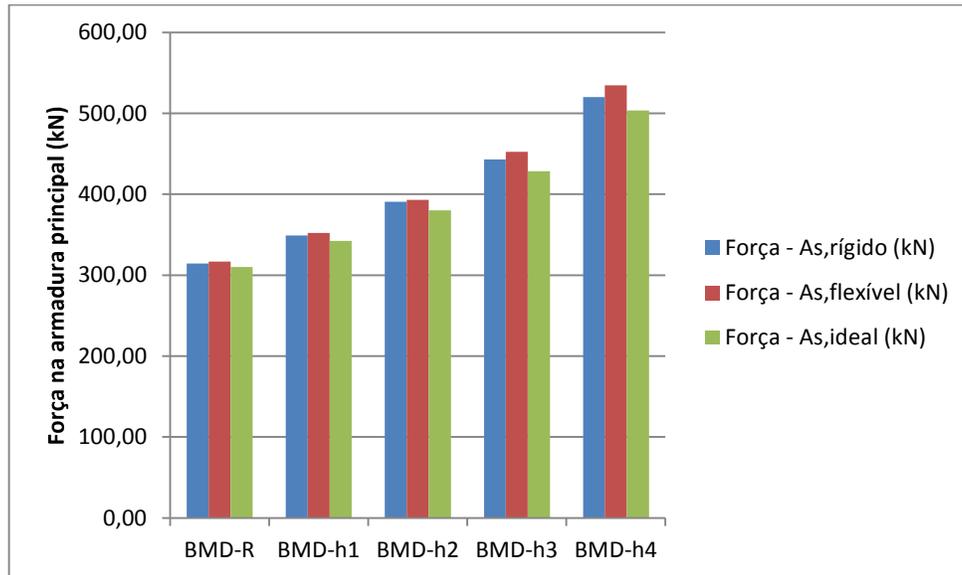


Fonte: Arquivo pessoal

No gráfico acima, pode-se concluir que a armação principal calculada analiticamente foi sempre maior do que a armação obtida pelos métodos numéricos.

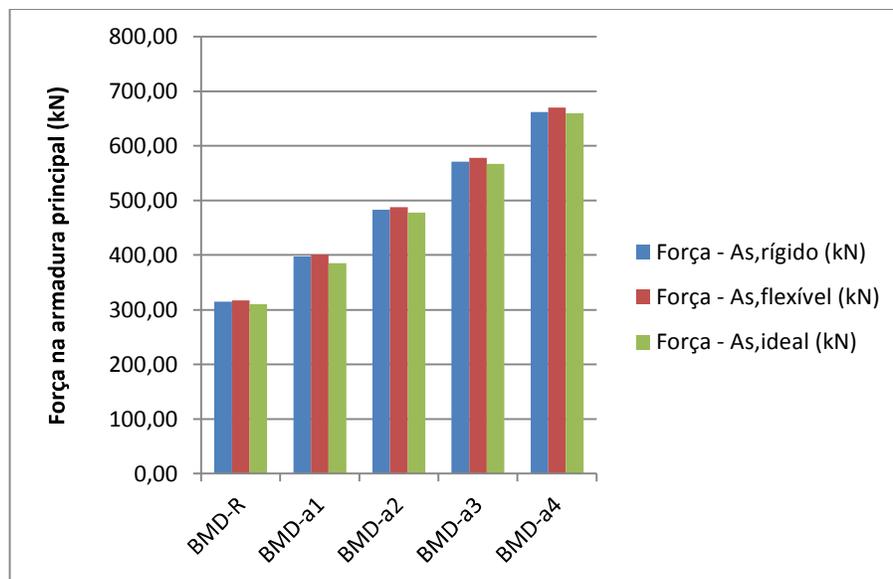
Foi elaborado, nas Figuras 69 a 72, um resumo das forças e tensões atuantes na armadura principal dos blocos BMD-X, quando os mesmos foram calculados, numericamente, com $A_{s,rígido}$ e $A_{s,flexível}$, e também quando se obteve a armadura ideal.

Figura 69 – Força na armadura principal – BMD-R e BMD-h1 a BMD-h4



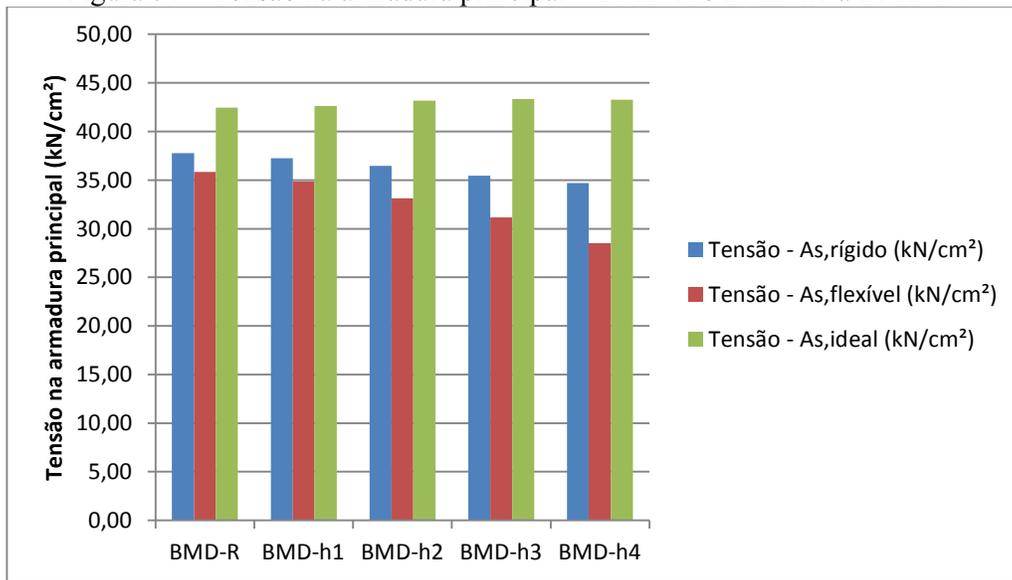
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 70 – Força na armadura principal – BMD-R e BMD-a1 a BMD-a4



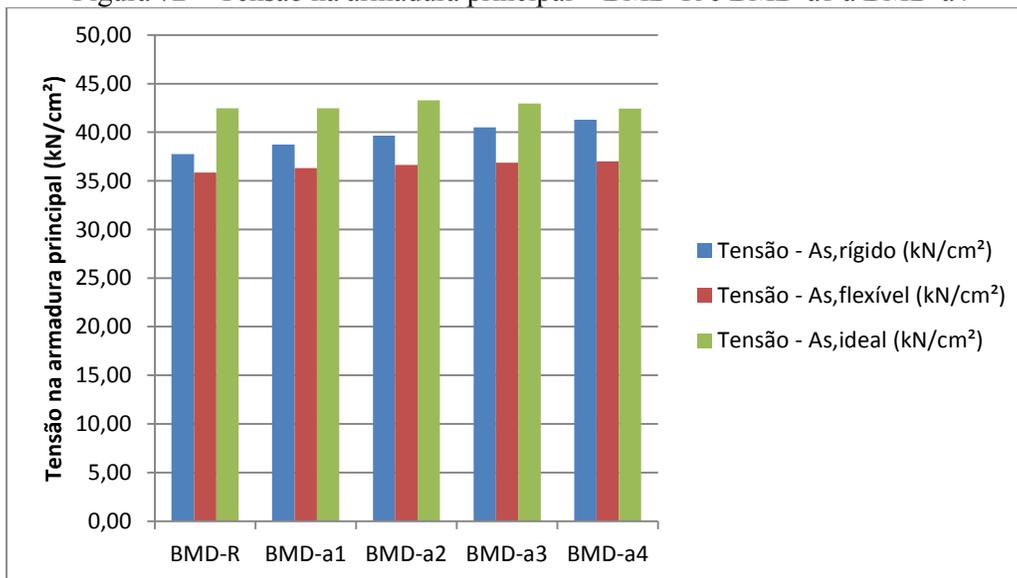
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 71 – Tensão na armadura principal – BMD-R e BMD-h1 a BMD-h4



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 72 – Tensão na armadura principal – BMD-R e BMD-a1 a BMD-a4

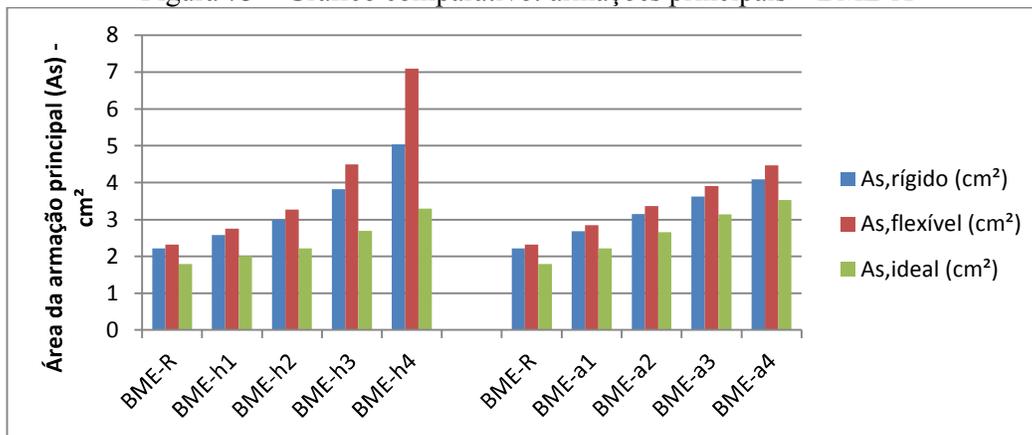


Fonte: Arquivo pessoal

Nos gráficos acima, pode-se concluir que os blocos BMD-X tiveram o mesmo comportamento apresentado pelos blocos BU-X e BL-X (com exceção aos blocos BL-a3 e BL-a4, motivo este já explicado).

De maneira análoga, foi elaborada uma comparação entre as armações obtidas pelos resultados analíticos (Método das Bielas e Teoria da Flexão) e pelos resultados numéricos (SAP2000) quando se obteve a armadura principal ideal, representada na Figura 73, para os Blocos BME-X.

Figura 73 – Gráfico comparativo: armações principais – BME-X

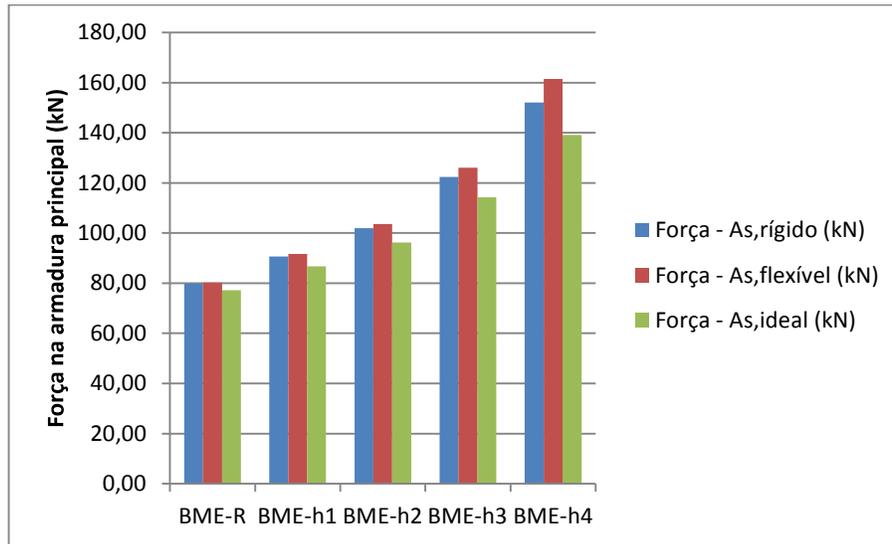


Fonte: Arquivo pessoal

No gráfico acima, pode-se concluir que a armação principal calculada analiticamente foi sempre maior do que a armação obtida pelos métodos numéricos. Observa-se uma grande variação na armação do Bloco BME-h4. Este fato ocorreu porque este bloco possui uma altura útil bastante reduzida, com isso, a armação principal sofreu uma variação elevada.

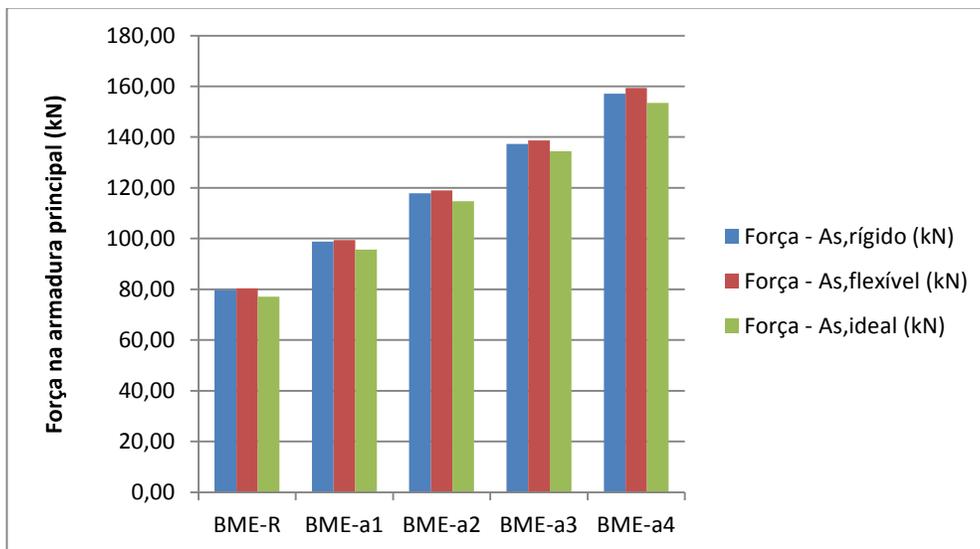
Foi elaborado, nas Figuras 74 a 77, um resumo das forças e tensões atuantes na armadura principal dos blocos BME-X, quando os mesmos foram calculados, numericamente, com $A_{s,rígido}$ e $A_{s,flexível}$, e também quando se obteve a armadura ideal.

Figura 74 – Força na armadura principal – BME-R e BME-h1 a BME-h4



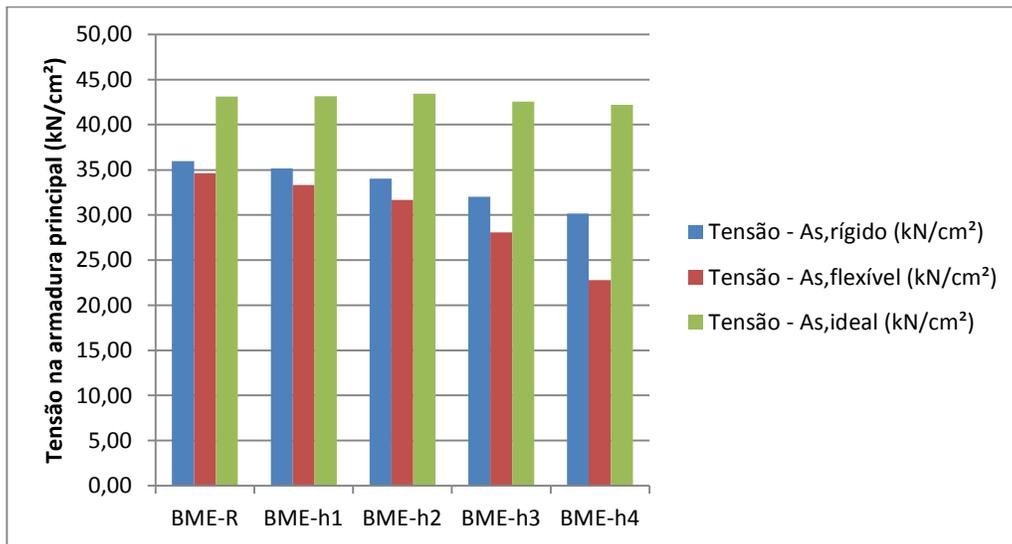
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 75 – Força na armadura principal – BME-R e BME-a1 a BME-a4



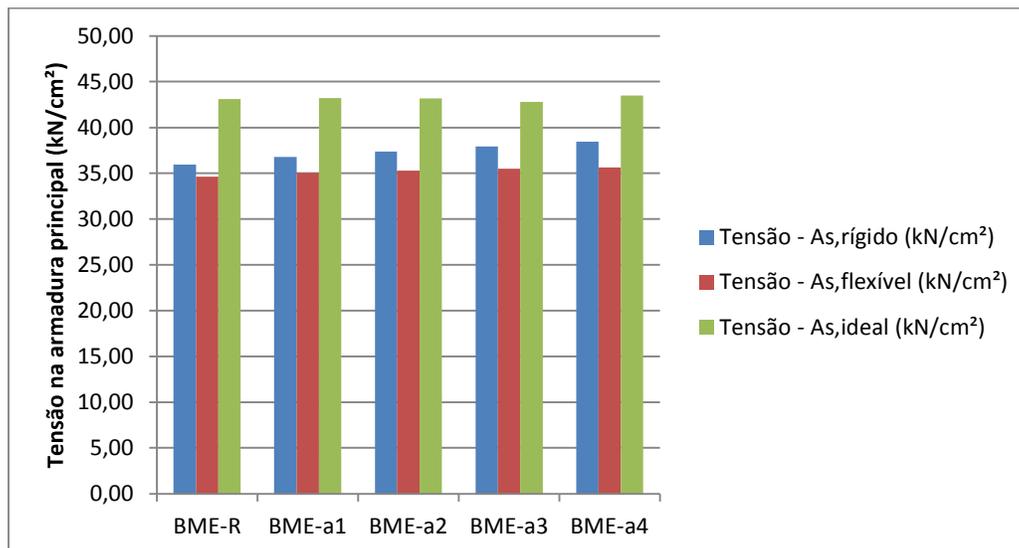
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 76 – Tensão na armadura principal – BME-R e BME-h1 a BME-h4



Fonte: Arquivo pessoal

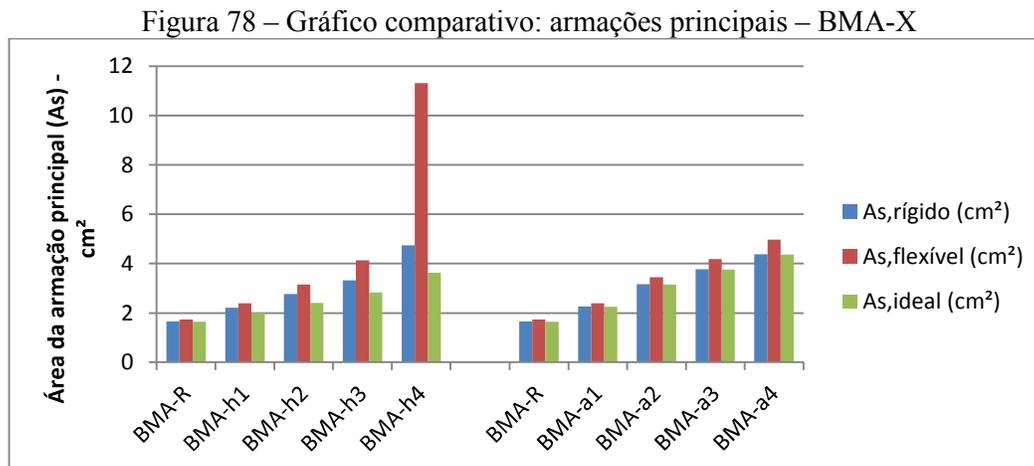
Figura 77 – Tensão na armadura principal – BME-R e BME-a1 a BME-a4



Fonte: Arquivo pessoal

Nos gráficos acima, pode-se concluir que os blocos BME-X tiveram o mesmo comportamento apresentado pelos blocos BU-X, BL-X e BMD-X (com exceção aos blocos BL-a3 e BL-a4, motivo este já explicado).

De maneira análoga, foi elaborada uma comparação entre as armações obtidas pelos resultados analíticos (Método das Bielas e Teoria da Flexão) e pelos resultados numéricos (SAP2000) quando se obteve a armadura principal ideal, representada na Figura 78, para os Blocos BMA-X.

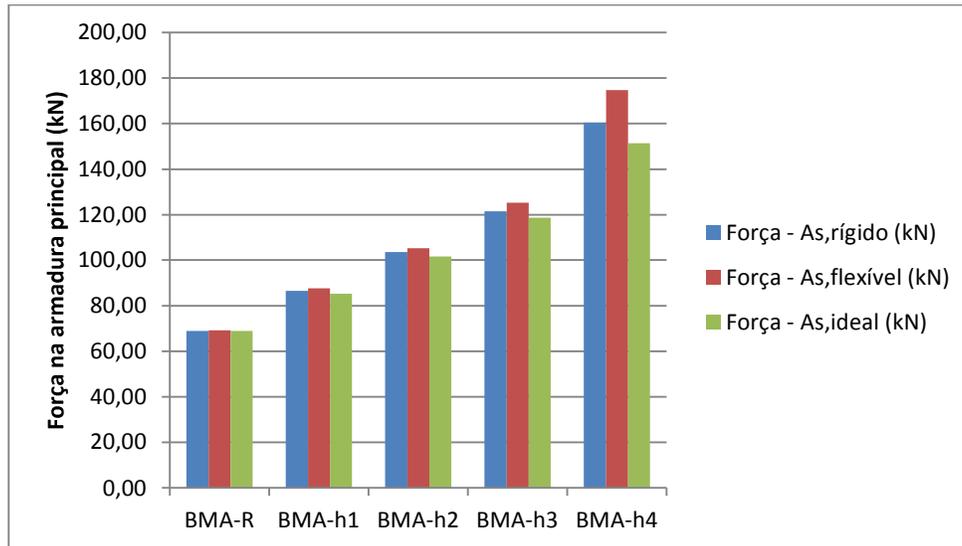


Fonte: Arquivo pessoal

No gráfico acima, pode-se concluir que a armação principal calculada analiticamente foi sempre maior do que a armação obtida pelos métodos numéricos. Observa-se que os resultados numéricos estão muito próximos daqueles obtidos pelo Método das Bielas. Observa-se uma grande variação na armação do Bloco BMA-h4. Este fato ocorreu porque este bloco possui uma altura útil bastante reduzida, com isso, a armação principal sofreu uma variação elevada.

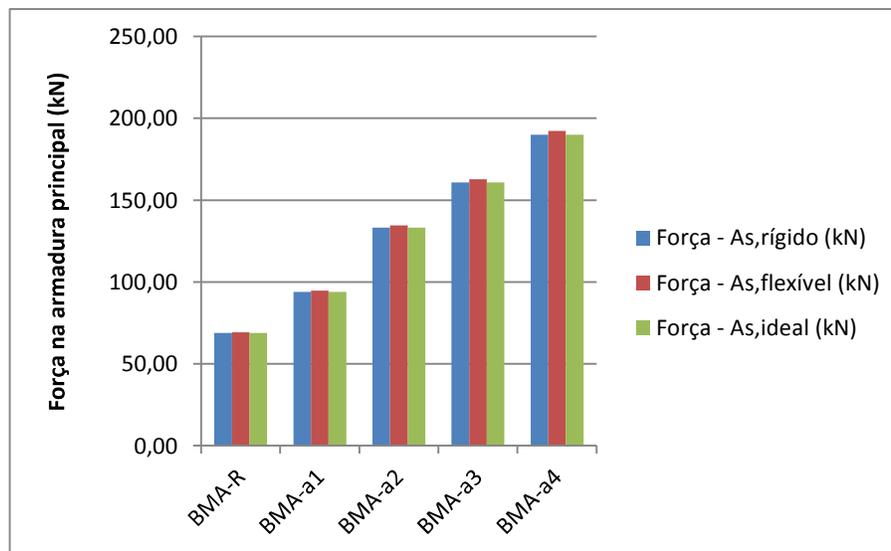
Foi elaborado, nas Figuras 79 a 82, um resumo das forças e tensões atuantes na armadura principal dos blocos BMA-X, quando os mesmos foram calculados, numericamente, com $A_{s,rígido}$ e $A_{s,flexível}$, e também quando se obteve a armadura ideal.

Figura 79 – Força na armadura principal – BMA-R e BMA-h1 a BMA-h4



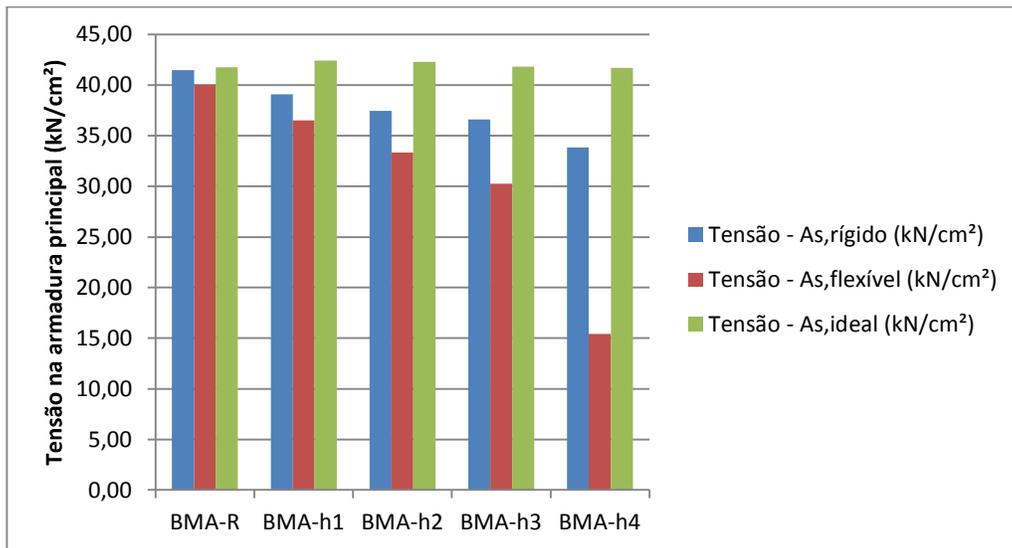
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 80 – Força na armadura principal – BMA-R e BMA-a1 a BMA-a4



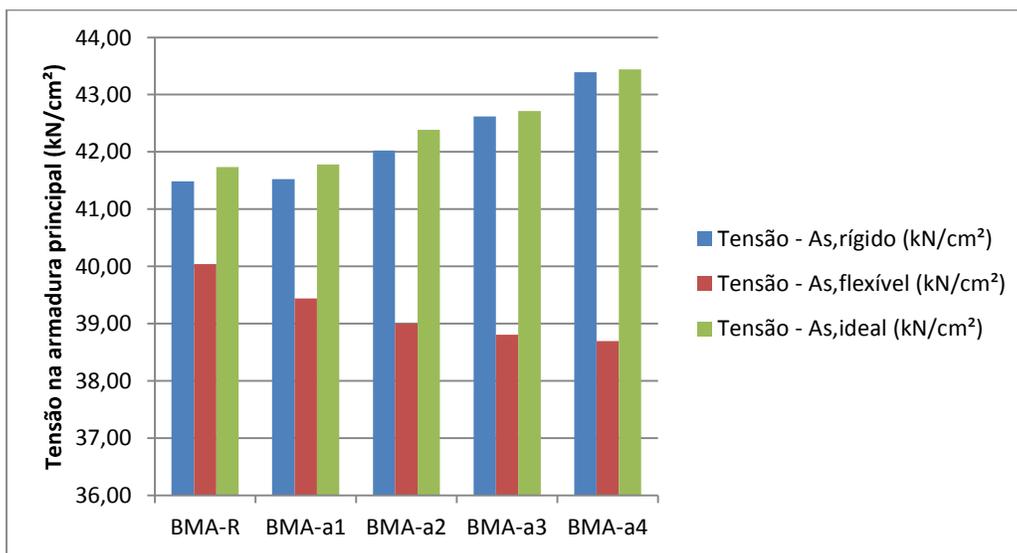
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 81 – Tensão na armadura principal – BMA-R e BMA-h1 a BMA-h4



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 82 – Tensão na armadura principal – BMA-R e BMA-a1 a BMA-a4

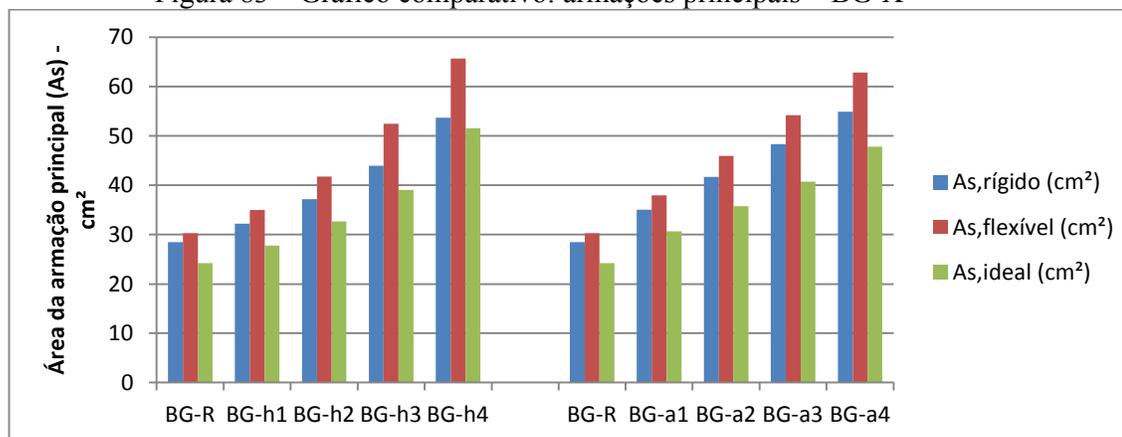


Fonte: Arquivo pessoal

Nos gráficos acima, pode-se concluir que os blocos BMA-X tiveram o mesmo comportamento apresentado pelos blocos BU-X, BL-X, BMD-X e BME-X (com exceção aos blocos BL-a3 e BL-a4, motivo este já explicado).

De maneira análoga, foi elaborada uma comparação entre as armações obtidas pelos resultados analíticos (Método das Bielas e Teoria da Flexão) e pelos resultados numéricos (SAP2000) quando se obteve a armadura principal ideal, representada na Figura 83, para os blocos BG-X.

Figura 83 – Gráfico comparativo: armações principais – BG-X

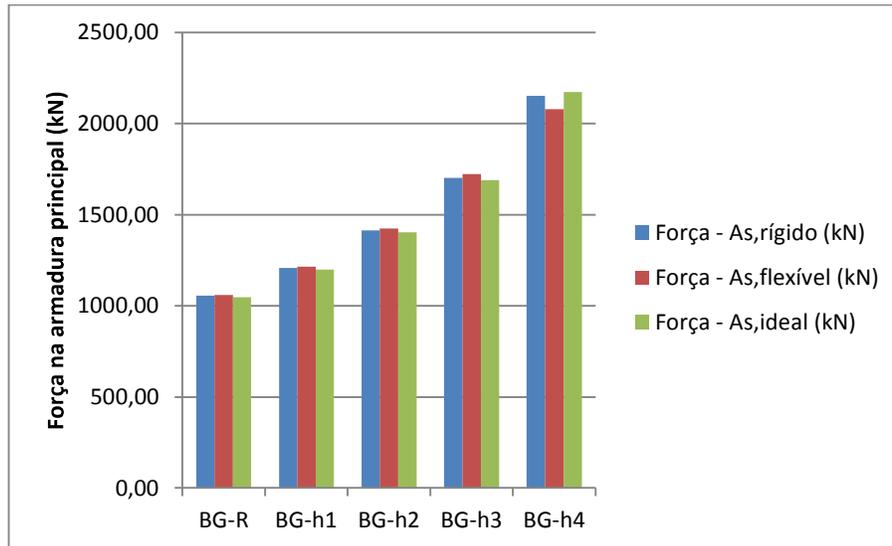


Fonte: Arquivo pessoal

No gráfico acima, pode-se concluir que a armação principal calculada analiticamente foi sempre maior do que a armação obtida pelos métodos numéricos.

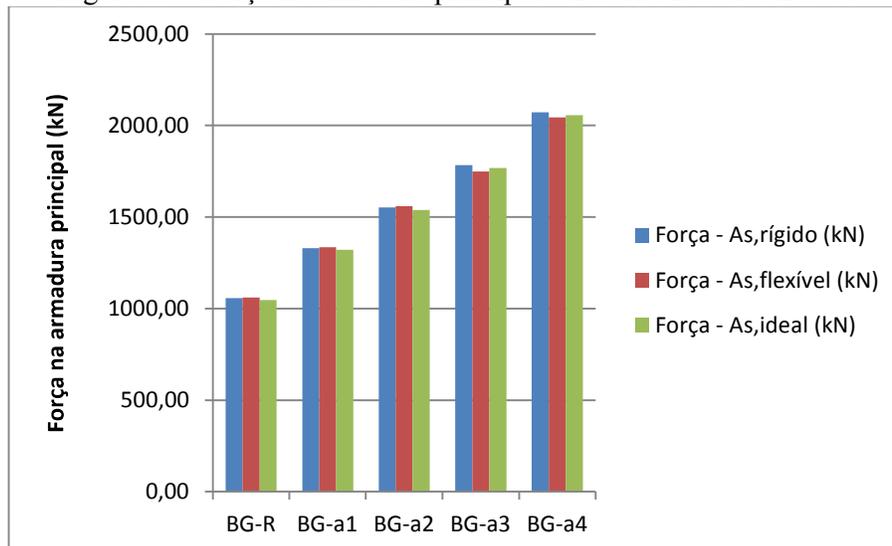
Foi elaborado, nas Figuras 84 a 87, um resumo das forças e tensões atuantes na armadura principal dos blocos BG-X, quando os mesmos foram calculados, numericamente, com $A_{s,rígido}$ e $A_{s,flexível}$, e também quando se obteve a armadura ideal.

Figura 84 – Força na armadura principal – BG-R e BG-h1 a BG-h4



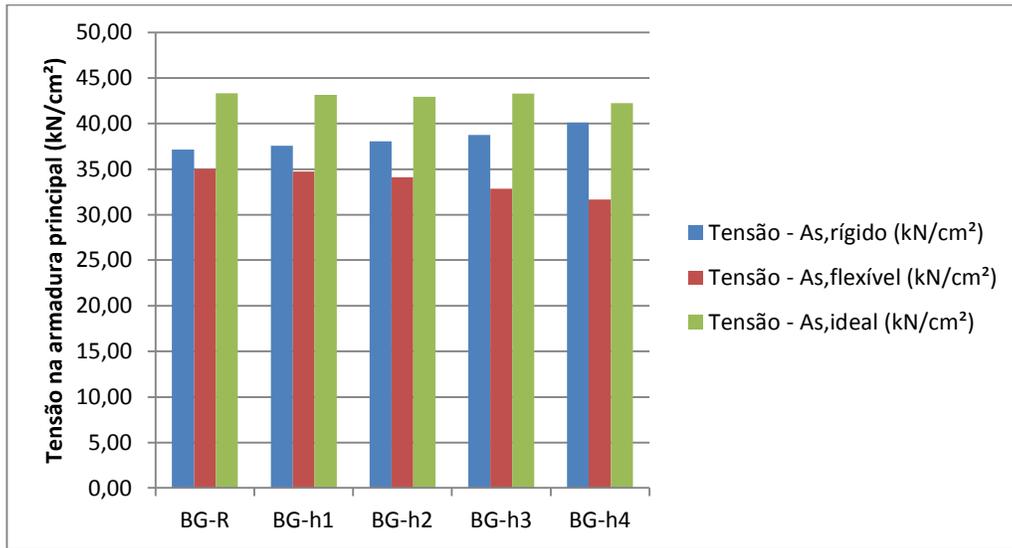
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 85 – Força na armadura principal – BG-R e BG-a1 a BG-a4



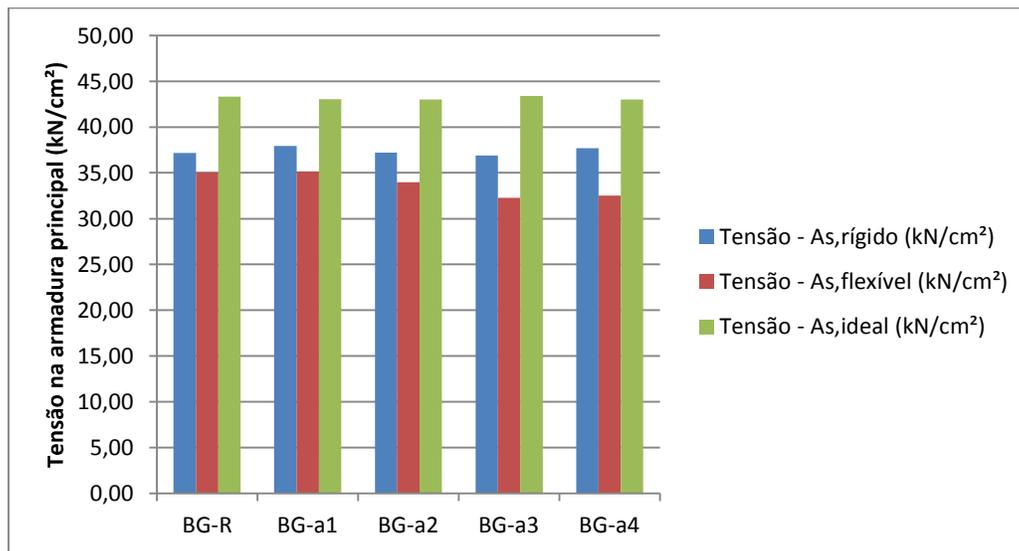
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 86 – Tensão na armadura principal – BG-R e BG-h1 a BG-h4



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 87 – Tensão na armadura principal – BG-R e BG-a1 a BG-a4



Fonte: Arquivo pessoal

Nos gráficos acima, pode-se concluir que os blocos BG-X tiveram o mesmo comportamento apresentado pelos blocos BU-X, BL-X, BMD-X, BME-X e BMA-X (com exceção aos blocos BL-a3 e BL-a4, motivo este já explicado).

Apresenta-se, a seguir, as Tabelas 56 a 71 com a classificação de cada bloco segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014). Na coluna $A_{s,norma}$, encontram-se os valores da área de aço obtidos pelo método analítico recomendado pela norma e estes são comparados com os valores de $A_{s,ideal}$, obtidos numericamente.

Tabela 56 – Comparação entre: $A_{s,norma}$ e $A_{s,ideal}$ – BU-X

Bloco	Classificação	Fator de Rigidez	$A_{s,norma}$ (cm²)	$A_{s,ideal}$ (cm²)
BU-R	RÍGIDO	1,60	9,26	7,69
BU-h1	RÍGIDO	1,30	11,78	9,62
BU-h2	RÍGIDO	1,00	16,20	13,26
BU-h3	FLEXÍVEL	0,90	21,74	15,41
BU-h4	FLEXÍVEL	0,80	27,37	18,54
BU-a1	RÍGIDO	1,23	12,88	11,34
BU-a2	RÍGIDO	1,00	16,50	15,16
BU-a3	FLEXÍVEL	0,91	19,86	17,27
BU-a4	FLEXÍVEL	0,83	22,21	19,78

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 57 – Comparação entre: $A_{s,norma}$ e $A_{s,ideal}$ – BL-X

Bloco	Classificação	Fator de Rigidez	$A_{s,norma}$ (cm²)	$A_{s,ideal}$ (cm²)
BL-R	RÍGIDO	1,50	4,60	4,23
BL-h1	RÍGIDO	1,31	5,37	4,91
BL-h2	RÍGIDO	1,00	7,42	5,43
BL-h3	FLEXÍVEL	0,94	9,75	7,07
BL-h4	FLEXÍVEL	0,75	14,42	9,78
BL-a1	RÍGIDO	1,20	6,44	6,15
BL-a2	RÍGIDO	1,00	8,28	8,24
BL-a3	FLEXÍVEL	0,86	11,46	10,40
BL-a4	FLEXÍVEL	0,75	13,95	12,75

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 58 – Comparação entre: $A_{s,norma}$ e $A_{s,ideal}$ – BMD-X

Bloco	Classificação	Fator de Rigidez	$A_{s,norma}$	$A_{s,ideal}$
BMD-R	RÍGIDO	1,25	8,33	7,30
BMD-h1	RÍGIDO	1,13	9,38	8,04
BMD-h2	RÍGIDO	1,00	10,72	8,81
BMD-h3	FLEXÍVEL	0,88	14,51	9,89
BMD-h4	FLEXÍVEL	0,75	18,75	11,64
BMD-a1	RÍGIDO	1,11	10,26	9,07
BMD-a2	RÍGIDO	1,00	12,18	11,04
BMD-a3	FLEXÍVEL	0,91	15,67	13,20
BMD-a4	FLEXÍVEL	0,83	18,12	15,54

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 59 – Comparação entre: $A_{s,norma}$ e $A_{s,ideal}$ – BME-X

Bloco	Classificação	Fator de Rigidez	$A_{s,norma}$	$A_{s,ideal}$
BME-R	RÍGIDO	1,29	2,22	1,79
BME-h1	RÍGIDO	1,14	2,58	2,01
BME-h2	RÍGIDO	1,01	3,00	2,22
BME-h3	FLEXÍVEL	0,84	4,49	2,69
BME-h4	FLEXÍVEL	0,69	7,09	3,30
BME-a1	RÍGIDO	1,13	2,68	2,22
BME-a2	RÍGIDO	1,00	3,15	2,66
BME-a3	FLEXÍVEL	0,90	3,91	3,14
BME-a4	FLEXÍVEL	0,82	4,47	3,53

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 60 – Comparação entre: $A_{s, norma}$ e $A_{s, ideal}$ – BMA-X

Bloco	Classificação	Fator de Rigidez	$A_{s, norma}$	$A_{s, ideal}$
BMA-R	RÍGIDO	1,50	1,66	1,65
BMA-h1	RÍGIDO	1,20	2,21	2,01
BMA-h2	RÍGIDO	1,02	2,77	2,40
BMA-h3	FLEXÍVEL	0,90	4,14	2,83
BMA-h4	FLEXÍVEL	0,72	11,32	3,63
BMA-a1	RÍGIDO	1,25	2,26	2,27
BMA-a2	RÍGIDO	1,00	3,17	3,14
BMA-a3	FLEXÍVEL	0,88	4,19	3,76
BMA-a4	FLEXÍVEL	0,79	4,97	4,37

Fonte: Arquivo pessoal

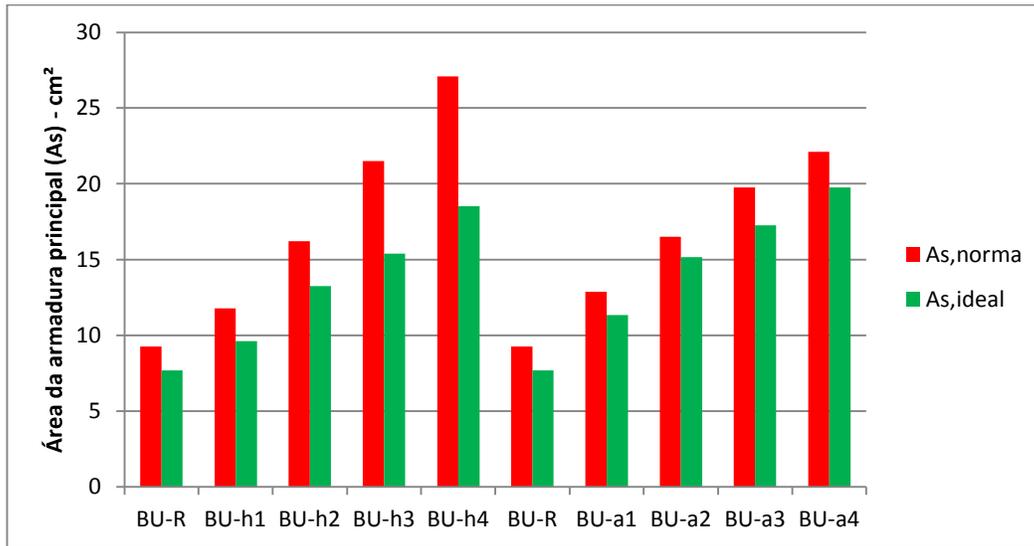
Tabela 61 – Comparação entre: $A_{s, norma}$ e $A_{s, ideal}$ – BG-X

Bloco	Classificação	Fator de Rigidez	$A_{s, norma}$	$A_{s, ideal}$
BG-R	RÍGIDO	1,35	28,41	24,18
BG-h1	RÍGIDO	1,20	32,20	27,79
BG-h2	RÍGIDO	1,05	37,15	32,66
BG-h3	FLEXÍVEL	0,90	52,43	39,02
BG-h4	FLEXÍVEL	0,75	65,65	51,50
BG-a1	RÍGIDO	1,15	35,04	30,66
BG-a2	RÍGIDO	1,00	41,67	35,77
BG-a3	FLEXÍVEL	0,89	54,19	40,69
BG-a4	FLEXÍVEL	0,79	62,85	47,76

Fonte: Arquivo pessoal

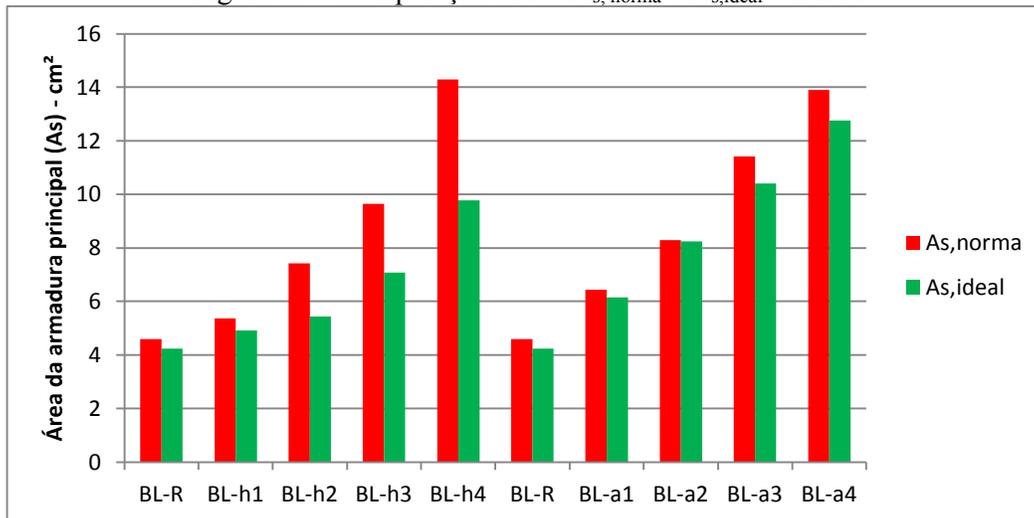
De acordo com as Tabelas 56 a 71, fizeram-se as Figuras 88 a 93 com as comparações através de gráficos de barra.

Figura 88 – Comparação entre: $A_{s,norma}$ e $A_{s,ideal}$ – BU-X



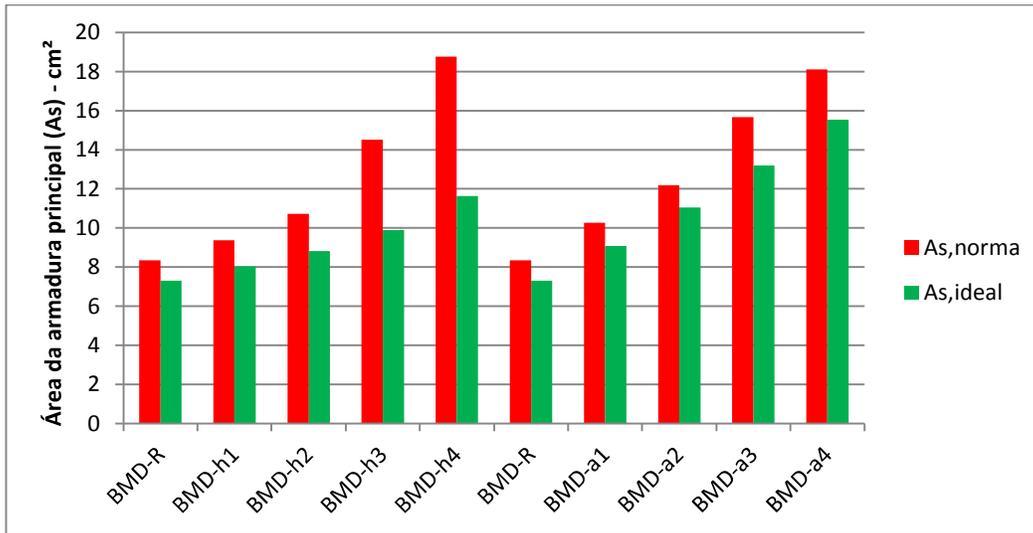
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 89 – Comparação entre: $A_{s,norma}$ e $A_{s,ideal}$ – BL-X



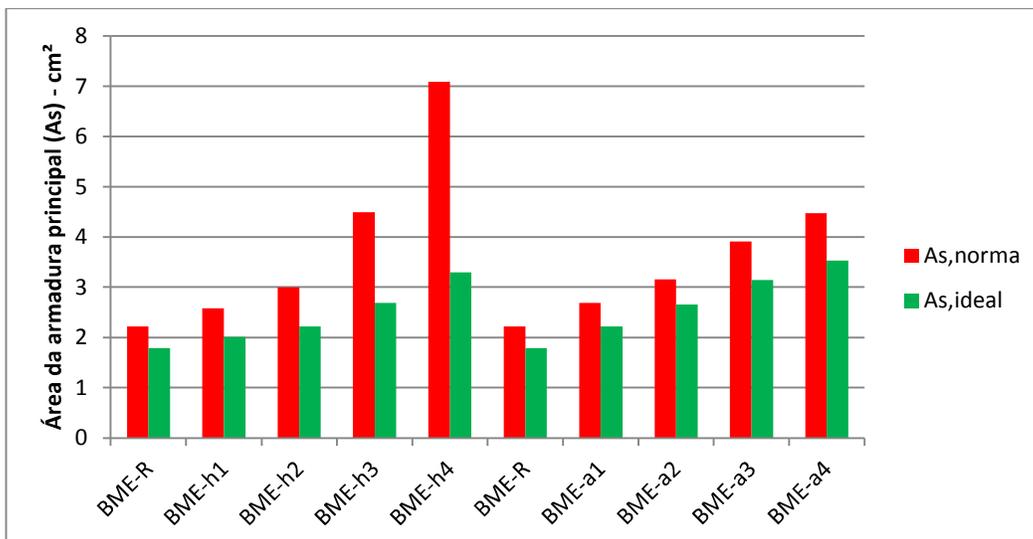
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 90 – Comparação entre: $A_{s,norma}$ e $A_{s,ideal}$ – BMD-X

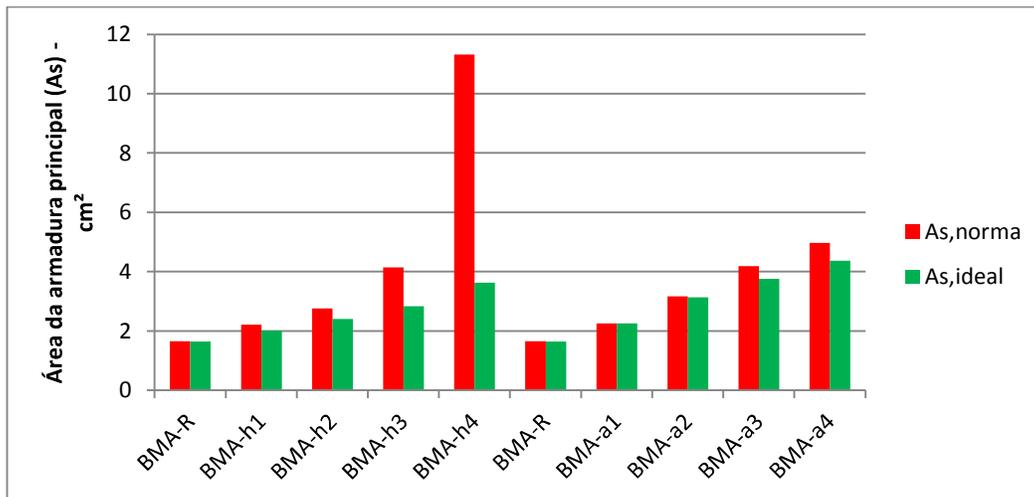


Fonte: Arquivo pessoal

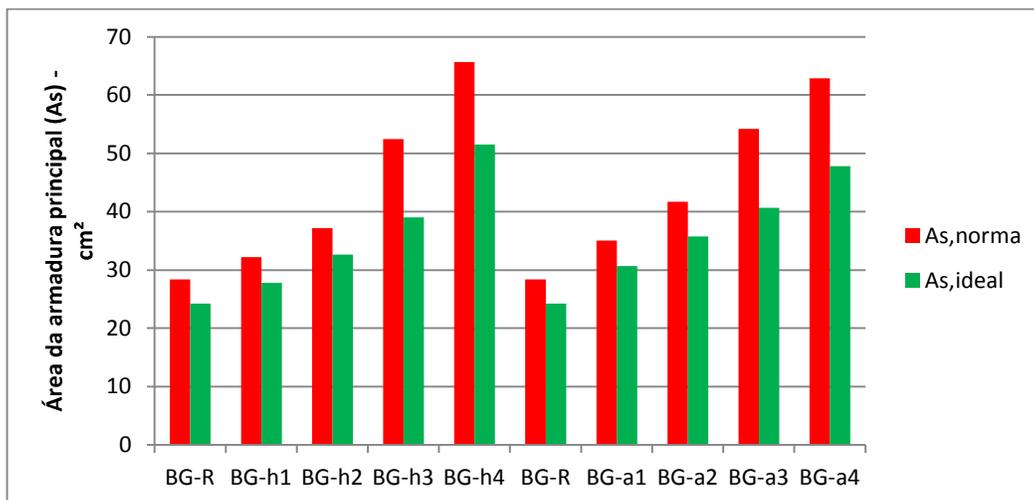
Figura 91 – Comparação entre: $A_{s,norma}$ e $A_{s,ideal}$ – BME-X



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 92 – Comparação entre: $A_{s,norma}$ e $A_{s,ideal}$ – BMA-X

Fonte: Arquivo pessoal

Figura 93 – Comparação entre: $A_{s,norma}$ e $A_{s,ideal}$ – BG-X

Fonte: Arquivo pessoal

Como pode ser observado nas tabelas e gráficos anteriores, a área de aço da armadura principal obtida pelos métodos de cálculo recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) sempre foram maiores do que aqueles obtidos numericamente quando se considerou a armadura ideal. Este fato indica que a norma está a favor da segurança e contra a economia, exigindo mais área de aço do que o necessário para suportar os esforços.

5. CONCLUSÕES

Diante dos resultados apresentados no Capítulo 4, pode-se chegar às seguintes conclusões sobre a armação principal dos blocos sobre duas estacas em estudo:

- foram determinadas as armações principais de todas as variações dos blocos e, independente da classificação do bloco, a armação principal para o bloco calculado como flexível foi sempre maior do que a armação principal para o bloco calculado como rígido, nos métodos analíticos, sendo o método flexível mais conservador;

- com o aumento do fator de rigidez dos blocos, as armações principais para os blocos calculados como rígidos e flexíveis tenderam a se igualar;

- a metodologia de cálculo do bloco (rígido ou flexível) apresenta as maiores diferenças percentuais para a armação principal quando se varia a altura do bloco (h);

- quando o fator de rigidez é igual a 1,0, segundo a classificação da norma NBR 6118 (ABNT,2014), a armação principal deveria ser aproximadamente igual no cálculo como rígido e flexível, porém, esse fato não foi identificado, sugerindo uma descontinuidade quando $R = 1,0$;

- a armação principal classificada como ideal sempre foi menor do que a calculada como rígido e flexível, com exceção nos blocos BL-a3 e BL-a4, que a armação principal entrou em escoamento quando calculado pelo Método das Bielas, tornando tal metodologia inviável para esses blocos;

- a armação principal calculada de acordo com recomendações normativas sempre foi superior do que a armação principal necessária.

Neste estudo, foi levada em consideração apenas a tensão na direção da armação principal. Portanto, apesar da armação principal $A_{s,rígido}$ ter sido suficiente, em sua maioria, para suportar os esforços nos blocos classificados como flexíveis, outras armações deverão ser utilizadas para combater outros esforços, tal como cisalhamento.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir, serão apresentadas sugestões de temas para trabalhos futuros com o objetivo de aumentar o conhecimento do comportamento de blocos sobre estacas:

- análise experimental dos blocos estudados nesse trabalho;

- análise numérica não-linear em três dimensões de elementos finitos dos blocos estudados nesse trabalho;

- análise numérica não-linear em três dimensões de elementos finitos dos blocos estudados nesse trabalho considerando as armações secundárias e verificação do comportamento;

- proposta de uma nova formulação para definição da armação principal com o intuito de economizar armadura nos blocos de fundação.

6. REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R.(2013). **Exercícios de fundações**. São Paulo, Edgard Blücher, 2013.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2008). **ACI 318-08: Building code requirements for reinforces concrete**. Detroit, USA.

ARAÚJO, J. M.(2014). **Curso de concreto armado**. 4ª edição. Rio Grande do Sul, Dunas, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2014). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2010). **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro.

BARROS, R.; GIONGO, J. S. (2013). **Estudo experimental de blocos de fundação com cálice externo, embutido e parcialmente embutido considerando interface lisa**. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 6, n. 5, p. 737-764, 2013.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). **Semelles sur piex**. Analles d'Institut Techique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, v. 20, n.230, p. 223-295, 1967.

BOWLES, J. E. **Physical and geotechnical properties of soils**. 2 ed. New York. McGraw-Hill Book Company, 1984.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (1994). **CSA: Design of Concrete Structures with Explanatory Notes**. Canadian Portland Cement Association, Ontario, Canadá.

CARVALHO, R. C. e PINHEIRO, L. M. (2009). **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. São Paulo, Pini, 2009.

CAVALERA, J. R. (1991). **Cálculo de estructuras de cimentacion**. Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC). 3 ed. Madrid: Torreangulo Arte Gráfico, Espanha.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1990). **CEB - FIP, Recommandations particulières na calcul et à l'exécution des semelles de fundations**. Bulletin D'Information, Paris.

COSTA, M. S. M. (2014). **Método dos Elementos Finitos Aplicado a Engenharia Civil**. Faculdade de Ciências Sociais e Agrárias de Itapeva, Itapeva.

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

DELALIBERA, R. G. (2012). **Análise numérica de blocos sobre duas estacas, com cálice embutido, submetido à ação de força normal e excêntrica**. Relatório científico – Universidade Federal de Goiás / CNPq – Conselho Nacional de desenvolvimento científico e tecnológico, 2012.

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. (2012). Análise de variância de blocos sobre duas estacas com cálice embutido, submetidos à ação de força de compressão centrada. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, v. 5, n. 1, p. 1-16, 2012.

FLÜGGEU, W. **Stresses In Shells**. Springer-Verlag. New york, 1966.

FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M. **Tipos de análise estrutural para elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. São Carlos: EESC-USP,2009.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2013.

IYER, P. K.; SAM, C. (1995). **Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps**. *International Journal of Structures*, v. 15, n. 1, p. 18-34, Jan/Jun, 1995.

LAS CASAS, L.; FREITAS, R. **Viaduto desaba sobre caminhões, carro e micro-ônibus em BH**. Disponível em 2014: <<http://g1.globo.com/minas-gerais/noticia/2014/07/viaduto-desaba-sobre-caminhoes-carro-e-micro-onibus-em-bh.html>>. Acesso em 5 de maio de 2017.

LEONHARD, F.; MÖNNIG, E. (2008). **Construções de Concreto**, Volume 1. Editora Interciência.

LIMA, G. V. F. (2013). **Análise Dinâmica Via Método dos Elementos Finitos do Estádio Nacional de Brasília**. Brasília, Universidade de Brasília.

MACHADO, C. P. (1979). **Blocos sobre estacas**. São Paulo, FDTE, EPUSP.

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

MEDEIROS, M. V. (2016). **Análise Comparativa de métodos de dimensionamento para blocos sobre estacas**. Dissertação (monografia) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

MESQUITA, A. C. (2016). **A influência da ligação pilar-bloco nos mecanismos de ruptura de blocos de fundação sobre duas estacas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia.

MICALI, R. M. (2010). **Análise teórica de vigas pré-moldadas de concreto com armadura de aço e de polímero reforçado com fibra de vidro em meio altamente agressivo**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

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

MIGUEL, M. G. ; GIONGO, J. S. (2005). **Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 7, n. 28, p. 1-20, 2005.

MOREIRA, I. **Viaduto Bataha dos Guararapes**. Disponível em: 2014 <<http://vejabh.abril.com.br/materia/cidade/viaduto-batalha-guararapes-fundacao-ivana-moreira-erro-calculo-pampulha-bh-pedro-i>>. Acesso em 5 de maio de 2017.

MORSH, E. (1948). **Seine Theorie und Anwendung Verlag von Konrad Wittwer** – Stuttgart e tradução : Teoria e Prática Del Hormingón Armado. Editorial Gustavo Gili AS. Barcelona.

MUNHOZ, F. S. (2004). **Análise do Comportamento de Blocos de Concreto Armado Sobre Estacas Submetidas à Ação de Força Centrada**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

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

OLIVEIRA, D. S.; BARROS, R.; GIONGO, J. S. (2014). **Blocos de concreto armado sobre seis estacas: simulação numérica e dimensionamento pelo método de bielas e tirantes**. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 7, n. 1, p. 1-23, 2014.

PINHEIRO, L. M. (2007). **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. São Carlos, 2007.

SANTOS, D. M. ; MARQUESI, M. L. G. ; STUCCHI, F. R. (2015). **Dimensionamento de blocos de fundações sobre 2 e 4 estacas**. IBRACON Structures and Materials Journal, v.1, p. 455-478, 2015.

KIMURA, A. **ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de Aplicação**. São Paulo: Ibracon, 2015.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. **Modelos de Bielas e Tirantes Aplicados a Estruturas de Concreto Armado**. São Carlos: EESC-USP,2000.

STRAMANDINOLI, R. S. B. (2007). **Modelos de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de vigas e pórticos planos de concreto armado**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.