



Jonas dos Santos Leite

**Eficácia da ABNT NBR 6118 (2014) na
Previsão da Carga Última de Pilares
Curtos/Esbeltos em Concreto Armado
Sujeitos à Flexão Composta Normal**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Orientação: Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto

Belém – Pará – Brasil

2019

Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



Jonas dos Santos Leite

**Eficácia da ABNT NBR 6118 (2014) na Previsão da Carga Última de
Pilares Curtos/Esbeltos em Concreto Armado Sujeitos à Flexão
Composta Normal**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Dissertação submetida ao Programa de Pós-graduação
em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará,
como requisito para obtenção de Título de Mestre.

Orientação: Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto

Belém – Pará

2019

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Jonas dos Santos Leite

TÍTULO: Eficácia da ABNT NBR 6118 (2014) na previsão da carga última de pilares curtos/esbeltos em concreto armado sujeitos à flexão composta normal.

GRAU: Mestre ANO: 2019

É concedida à Universidade Federal do Pará permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Jonas dos Santos Leite

Rua Augusto Corrêa, nº 1, Campus Universitário do Guamá

Belém, Pará, Brasil – CEP 66.075.110

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD

Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará

L533e Leite, Jonas dos Santos.

Eficácia da ABNT NBR 6118 (2014) na previsão da carga última de pilares curtos/esbeltos em concreto armado sujeitos à flexão composta normal / Jonas dos Santos Leite – 2019.
56 f. : il. color.

Orientação: Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto.
Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2019.

1. Pilar. 2. Concreto armado. 3. Flexão composta normal. 4. Flambagem. 5. Recomendações de projeto. I. Título.

CDD 624.1834



EFICÁCIA DA ABNT NBR 6118 (2014) NA PREVISÃO DA CARGA ÚLTIMA DE PILARES CURTOS/ESBELTOS EM CONCRETO ARMADO SUJEITO À FLEXÃO COMPOSTA NORMAL

AUTOR:

JONAS DOS SANTOS LEITE

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À BANCA EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE CONCENTRAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: 27 / 11 / 2019.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto
Orientador (UFPA)

Prof. Dr. Mateus Antonio Nogueira Oliveira
Membro Externo (UFMG)

Profa. Dra. Nívea Gabriela Benevides de Albuquerque
Membro-Externo (UFPA)

Prof. Dr. Alcebiades Negrão Macêdo
Membro Interno (UFPA)

Visto:

Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço
Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

DECICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais e amigos e aqueles que me ajudaram de forma direta ou indiretamente contribuindo para o sucesso do mesmo.

AGRADECIMENTOS

À Deus, pois sem ele jamais conseguiria seguir nessa jornada, sempre iluminando meus caminhos, pela minha saúde e pelo dom da vida.

Em especial a minha mãe que sempre está do meu lado apoiando-me em tudo, seja nos momentos bons e ruins, sempre me motivando com carinho e amor para que eu não desista dos meus sonhos.

Aos meus irmãos que sempre de alguma forma estão me ajudando para prosseguir com meus objetivos, não deixando esmorecer essa conquista.

Ao engenheiro Professor José Cláudio, amigo, companheiro, irmão que me ajudou de forma sem igual durante toda a jornada desde curso, que não media esforços para ajudar-me, minha imensa gratidão e admiração. Quero te agradecer também por todos os ensinamentos, questionamentos, e paciência que teve comigo.

Ao amigo engenheiro Rodrigo Lins pelo apoio, parceria e enorme importância para desenvolvimento deste trabalho, com trocas de conhecimento que engrandeceram este trabalho.

Ao Professor Bernardo Nunes Moraes Neto, pela oportunidade, e ensinamentos transmitidos, orientação segura, motivação e apoio constante para realização deste trabalho, destacando de forma impar o comprometimento com as orientações. Destaco aqui minha imensa admiração pelo profissional que és, sempre objetivando a excelência dos trabalhos acadêmicos.

A todos os professores e colegas e turma do Programa de Pós-graduação - PPGEC, pela importância e ensinamentos transmitidos.

EPÍGRAFE

“Pensar é o trabalho mais difícil que existe. Talvez por isso tão poucos se dediquem a ele”

Henry Ford.

RESUMO

LEITE, J.S. **Eficácia da ABNT NBR 6118 (2014) na previsão da carga última de pilares curtos/esbeltos em concreto armado sujeitos à flexão composta normal.**

Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2019.

Propalar a teoria de pilares curtos/esbeltos em concreto armado (CA) sujeitos à flexão composta normal foi um dos objetivos dessa pesquisa, dada a quase inexistência de informação na literatura técnica/científica nacional. Outrossim, avaliar a credibilidade da proposta da ABNT NBR 6118 (2014) no que tange à estimativa da resistência desse tipo de pilar também figurou um desígnio da investigação. Conseqüentemente, os métodos simplificados, assim como o refinado, dessa recomendação de projeto foram apresentados, esclarecidos e ajuizados quanto à precisão e segurança das suas estimativas. Os métodos do pilar-padrão com *curvatura aproximada* (método CA) e *rigidez aproximada* (método RA) figuraram as propostas simplificadas. A propositura cinzelada explorou a teoria de pilar em um contexto mais amplo/racional, onde o conceito de diagrama de interação do pilar foi manuseado juntamente com modo de aplicação da flexão composta normal, ou seja, a partir de relações carga-momento (P - M) linear (L) e não linear (NL , não linearidade geométrica). Nessa conjuntura, um banco de dados (BD) foi coletado da literatura, 17 pesquisas, totalizando 320 pilares, os quais viabilizaram explorar a eficácia das estimativas. Na presente metodologia de análise, o parâmetro $\zeta = P_{exp}/P_{teo}$ caracterizou o indicador de desempenho, sendo, então, explorando segundo os preceitos da estatística descritiva (P_{exp} = carga última experimental/BD e P_{teo} = carga última teórica/estimada). Alcançada a cessação do estudo, os resultados apontaram que tanto a proposta aprimorada, como também as simplificadas, ambas estimaram acertadamente a resistência dos pilares do BD. Ainda assim, vale frisar que a proposta P - M (L) foi contraproducente na verificação da resistência dos pilares com índice de esbeltez maior que 35.

Palavras-Chave

Pilar. Concreto armado. Flexão composta normal. Flambagem. Recomendação de projeto.

ABSTRACT

LEITE, J.S. **ABNT NBR 6118 (2014) capability to predict the failure load of short/slender reinforced concrete columns under combined axial load and bending.** Master Thesis, Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brazil, 2019.

Once the short/slender reinforced concrete columns theory has been slightly presented in the national technical/scientific literature, it could be considered as a research goal working up this kind of publication. However, bringing about the accuracy judgment of the ABNT NBR 6118 (2014) design guidelines to predict the load-carrying capacity for short/slender reinforced concrete columns under combined axial load and bending has been the outstanding inquiry target. Wherefore, both the simplest proposals as well as the accurate one have been introduced and taken stock herein. It is worth underscore that two concepts have marked the simplest proposals, namely, *standard-column* methods with *approximate curvature* (AC method) and *approximate stiffness* (AS method). Thus, the interaction diagram concepts together with *load-moment* curves (P - M), which were addressed in a linear (L) and nonlinear (NL , geometrical issue) way, had accounted for the accurate method. To vouch for the scrutiny undertook before, 17 experimental investigations, which had added up to 320 reinforced concrete columns, composed the database (DB) handled currently. From then on, the performance index ξ has been embraced and assessed by means of descriptive statistic thought, where $\xi = P_{exp}/P_{theo}$ (P_{exp} = experimental failure load recorded in the DB and P_{theo} = theoretical/predicted failure load). Ended up the quest, the effectiveness of whole design guidelines to predict the failure load for short/slender reinforced concrete columns from DB was bearing out by the results had brought forth herein. Notwithstanding the previous positive outcome, it was also pointed out that predicting the failure load of slender columns with slenderness ratio high than 35 the P - M (L) proposal had been in an unsafe condition.

Keywords

Column. Reinforced concrete. Combined axial load and bending. Buckling. Design guideline.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Classificação dos pilares em uma edificação.	14
Figura 2.1. Análise para delinear o diagrama de interação (adaptado de WIGHT e MACGREGOR, 2009).	18
Figura 2.2. Análise da resistência de um pilar.	19
Figura 2.3. Representação esquemática do diagrama de interação (adaptado de DINIZ e FRANGOPOL, 1997).....	21
Figura 2.4. Geometria dos pilares (HOGNESTAD, 1951).	23
Figura 2.5. Sistema de ensaio (IBRAHIM e MACGREGOR, 1996).	25
Figura 2.6. Arranjo das armaduras (IBRAHIM e MACGREGOR, 1996).	25
Figura 2.7. Geometria dos pilares (DANTAS, 2006).	27
Figura 2.8. Detalhe das armaduras (DANTAS, 2006).	27
Figura 2.9. Geometria dos pilares (SANTOS, 2009).	29
Figura 2.10. Detalhe das armaduras (SANTOS, 2009).	29
Figura 2.11. Conformação dos pilares (XU <i>et al.</i> , 2016).	30
Figura 3.1. Relação <i>tensão-deformação</i> do aço das armaduras.	32
Figura 3.2. Apresentação esquemática do modelo de flexão.	32
Figura 4.1. Exemplos de estimativas a partir do diagrama de interação e das relações <i>P-m</i>	38
Figura 4.2. Análise da relação $P_{exp}-P_{teo}$	39
Figura 4.3. Análise da dispersão a partir do gráfico <i>box-whiskers</i> e da segurança.	39
Figura 4.4. Análise da relação $\xi-\lambda$	41
Figura 4.5. Análise da relação $\xi-f_c$	42
Figura 4.6. Análise da relação $\xi-(e/d)$	43
Figura 4.7. Análise da relação $\xi-\rho$	44
Figura 4.8. Análise da relação $\xi-\rho_w$	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Propriedade das armaduras (HOGNESTAD, 1951).	23
Tabela 2.2. Resumo do ensaio de IBRAHIM e MACGREGOR (1996).	26
Tabela 2.3. Resumo do experimento de Dantas (2006).	28
Tabela 2.4. Carga e modo de ruína (DANTAS, 2006).	28
Tabela 2.5. Características dos pilares de Santos (2009).	28
Tabela 2.6. Característica das séries de Xu <i>et al.</i> (2016).	31
Tabela 3.1. Recomendações para o modelo de flexão da NBR 6118 (ABNT, 2014).	33
Tabela 4.1. Resumo do Banco de Dados.	37
Tabela 4.2. Resumo da análise estatística.	40

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 OBJETIVOS	15
1.2 JUSTIFICATIVA	16
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	17
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 TEORIA DE PILARES EM CA	17
2.1.1 PILAR CURTO/ESBELTO (PROPOSTA REFINADA)	17
2.2 ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE OUTROS PESQUISADORES	22
2.2.1 HOGNESTAD (1951)	23
2.2.2 IBRAHIM e MACGREGOR (1996)	24
2.2.3 DANTAS (2006)	26
2.2.4 SANTOS (2009)	28
2.2.5 XU <i>ET AL.</i> (2016)	30
3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	31
3.1 ABNT NBR 6118, 2014 (PROPOSTA SIMPLIFICADA)	31
4 ANÁLISE DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	36
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	36
4.2 METODOLOGIA DA ANÁLISE	36
4.3 RESULTADOS	38
5 CONCLUSÕES	45
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	47
ANEXO A – BANCO DE DADOS	50

1 INTRODUÇÃO

No momento atual da construção civil o engenheiro dispõe de uma diversidade de sistemas estruturais para utilizar nas edificações apórticadas, lajes lisas, lajes cogumelo, lajes nervuradas, lajes com vigas, entre outros. Apesar da abrangência, alguns elementos estruturais, pilares, lajes e fundações, são imprescindíveis para garantir a funcionalidade básica de uma edificação ou de um modelo estrutural, tais como o equilíbrio e a estabilidade. No que diz respeito aos pilares, comenta-se que após o período das edificações em pedra e da utilização dos arcos, os pilares vêm acompanhando a evolução da construção civil até o momento atual, uma vez que esse elemento de construção desempenha funções indispensáveis em uma estrutura. Dentre as atribuições dos pilares, no contexto global de uma edificação, exemplifica-se para o momento, o seu papel de apoio para outros componentes estruturais (vigas e lajes), a responsabilidade em transferir os esforços para as fundações e a sua condição de elemento de contraventamento, contribuindo sobremaneira à estabilidade lateral de uma estrutura.

Hodiernamente, com os projetos arquitetônicos modernos e na sua grande maioria também desafiadores, há uma cobrança impiedosa sobre a tecnologia do concreto e as ferramentas de análise estrutural para proporcionar materiais e elementos estruturais com propriedades cada vez mais excelsas. Nesse cenário, por exemplo, têm-se os pilares sendo projetados cada vez mais esbeltos, quer seja pela redução da sua seção transversal ou pelo aumento do seu comprimento. De qualquer maneira, a complexidade matemática para retratar os fenômenos intrínsecos a essa condição são também um repto no que diz respeito à análise e ao dimensionamento desses elementos estruturais. Ressalta-se que o comportamento à flexão composta dos pilares, em especial os esbeltos, torna a análise difícil, pois a não linearidade física do material (concreto armado) e a não linearidade geométrica, fundamental para reproduzir os efeitos de segunda ordem nos pilares esbeltos, obrigam a uma solução iterativa com pouca praticidade de aplicação.

Além das condições mencionadas, o conhecimento dos aspectos construtivos dos pilares é parte importante no projeto de estruturas. Um pilar sob compressão centrada ocorre quando o esforço normal atua axialmente na peça. Quando o momento fletor também se manifesta ocorre a flexão composta. Conforme recorda Santos (2009), quando um pilar

está sujeito à flexão composta normal ele é solicitado pela ação simultânea de uma força normal paralela ao seu eixo e um momento fletor na direção de um dos eixos principais de sua seção. Se houver momento fletor com componentes nas duas direções principais a solicitação é denominada flexão composta oblíqua. Em geral, os pilares de edifícios são classificados em pilares internos, pilares de extremidade/borda e pilares de canto. A Figura 1.1 mostra um exemplo de arranjo de pilares de edifícios.



Figura 1.1. Classificação dos pilares em uma edificação.

As armaduras longitudinais, ou principais, dos pilares de concreto armado colaboram com o concreto absorvendo parte dos esforços de compressão. Tal parcela de colaboração permite reduzir a seção efetiva de concreto. Quando um pilar se encontra sob flexão composta, parte da armadura longitudinal pode ser tracionada. As armaduras transversais (estribos) têm a função de absorver os esforços de cisalhamento, além de contribuir para evitar a flambagem das barras longitudinais, confinar parcialmente o concreto solicitado e manter o posicionamento das barras principais durante a concretagem dos pilares.

Kimura (2016) comenta que em decorrência da continuidade existente numa ligação *viga-pilar* de concreto armado e da excentricidade de aplicação das cargas, a flexão composta constitui o caso mais geral de solicitação. Os pilares, principalmente nos lances junto à base de edifícios altos, estão constantemente submetidos a uma elevada força normal de compressão, esta força, principalmente em pilares mais esbeltos, tende a desestabilizar os mesmos, podendo ocasionar uma situação de desequilíbrio indesejável.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) regulamenta os procedimentos a serem empregados na elaboração de projetos, na execução e no controle das obras, garantindo a segurança adequada e a qualidade do produto final. Neste contexto, o documento precedente informa que a seção transversal de pilares, de qualquer geometria, não pode ter dimensão inferior

a 19 cm, porém em casos especiais, permite a redução deste valor para 14 cm, desde que os esforços solicitantes de cálculo sejam majorados por um coeficiente de segurança adicional. Esta providência se deve ao aumento da probabilidade de ocorrência de desvios relativos significantes e falhas na construção. Atualmente, a tendência natural de se buscar espaços maiores nas edificações, com o intuito de otimizar o aproveitamento da construção, tanto o número, bem como as dimensões dos pilares vêm sendo gradativamente reduzidas, aumentando ainda mais a responsabilidade dos mesmos. Os pilares, cada vez mais, são obrigados a suportar elevados esforços de compressão.

Sendo assim, com o intuito de contribuir ao estudo dos pilares em concreto armado (CA) curtos e esbeltos solicitados à flexão composta normal, discutiu-se aqui as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), relativas ao projeto desses elementos estruturais. Para consolidar essa proposta, as proposituras simplificadas, método do pilar-padrão com a curvatura aproximada (método *CA*) e com a rigidez aproximada (método *RA*), e até os conceitos mais refinados sobre o assunto, relação carga-momento (*P-M*) linear (*L*) e não linear (*NL*), as quais, inclusive, são manuseadas juntamente com o conceito de diagrama de interação, foram esclarecidos. Sequencialmente, uma análise estatística foi realizada em um banco de dados (BD) amplo para que se pudesse julgar a eficiência desses métodos quanto à estimativa da resistência de pilares curtos e esbeltos em CA.

1.1 OBJETIVOS

Em geral, almeja-se nesse estudo contribuir à teoria de pilares em concreto armado (CA) sujeitos à flexão composta normal. Para esse fim, discutem-se aqui as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), relativas ao projeto desses elementos estruturais. Especificamente nesta abordagem teórica, será apresentada uma revisão bibliográfica atual, que além de fundamentar o corrente estudo, também auxiliará pesquisas futuras. Nesse contexto, objetiva-se:

- Apresentar teoria de pilares em CA sujeitos aos efeitos de segunda ordem local
- Consolidar as proposituras simplificadas da ABNT NBR 6118 (2014), método do pilar-padrão com a curvatura aproximada (método *CA*) e com a rigidez aproximada (método *RA*), e até os conceitos mais refinados sobre o assunto, relação carga-momento (*P-M*)

linear (L) e não linear (NL), as quais, inclusive, são manuseadas juntamente com o conceito de diagrama de interação, serão esclarecidos.

- (flambagem);

- Realizar uma análise estatística em um banco de dados (BD) amplo para julgar a eficiência desses métodos quanto à estimativa da resistência de pilares curtos e esbeltos em CA.

1.2 JUSTIFICATIVA

Atualmente, a abordagem analítica mais consistente/precisa para avaliar a resistência de pilares em CA sujeitos à flexão composta normal diz respeito à apresentação do diagrama de interação da seção transversal do pilar e da indicação da correlação entre a carga P e o momento fletor m que solicitam o pilar, ou seja, da indicação da relação *carga-momento*, $P-m$, que pode ser linear ou não (não linearidade geométrica). Com essa metodologia é possível determinar, a partir da relação *tensão-deformação*, ($\sigma-\varepsilon$), dos materiais, a parcela de contribuição resistida pelo concreto, pelas armaduras longitudinais e mais, analisar a influência do arranjo dessas armaduras na resistência do pilar. Apesar de proporcionar muitas informações, inúmeras normas recomendam essa metodologia de cálculo, diagrama de interação e relação $P-m$, somente para pilares com situações específicas de esbelteza, situações onde o efeito de segunda ordem local é capital. Nas situações corriqueiras de projeto, abordagens aproximadas são recomendadas pelas normas, dada a complexidade teórica para apresentar o diagrama de interação e a relação $P-m$ não linear. Por esse motivo, há uma escassez na literatura técnica nacional pertinente a essa metodologia mais geral. Dessa forma, tem-se a oportunidade, com a apresentação da corrente pesquisa, de contribuir ao estudo de pilares em CA sujeitos à flexão composta normal. Complementando, comunica-se que a condição de confinamento proporcionada pela armadura transversal não é ponderada de forma consistente, isto é, fundamentada em conceitos físicos/mecânicos, nos modelos de cálculo existentes. Sendo assim, essa discussão, abordada na presente pesquisa, torna-se também relevante ao estudo dos pilares e à comunidade técnica/científica em geral.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho foi organizado em cinco capítulos. O primeiro capítulo é dedicado à introdução, onde se explana de um modo geral o assunto da pesquisa, os objetivos e a justificativa da investigação. No segundo capítulo apresenta-se a revisão bibliográfica, que discute a teoria de pilares curtos/esbelto em CA conjuntamente com o delineamento do conceito do diagrama de interação. Além disso, relata-se também no segundo capítulo a experiência de outros autores quanto ao ensaio de pilares. O terceiro capítulo aborda as recomendações normativas da norma brasileira, NBR 6118 (ABNT, 2014), pertinentes à estimativa da resistência de pilares em CA, sob a ação, ou não, do efeito de segunda ordem local (flambagem). No quarto capítulo as recomendações normativas são julgadas, a partir de um banco de dados coletado da literatura, quanto à precisão das suas estimativas de resistência. Por fim, no quinto capítulo é apresentado os resultados da análise e conclusão da pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 TEORIA DE PILARES EM CA

2.1.1 PILAR CURTO/ESBELTO (PROPOSTA REFINADA)

Na totalidade dos casos práticos, os pilares frequentemente experimentam concomitantemente a ação de cargas axiais e momentos fletores (flexão composta). Por conta disso, o projeto desse tipo de elemento estrutural costuma ser bastante laborioso. De qualquer forma, como se bem sabe, a análise desses pilares pode ser conduzida a partir do conceito de diagrama de interação, que correlaciona a carga P_R com o momento M_R que a seção transversal do referido pilar pode resistir. Essa correlação, a qual debuxa o perfil do diagrama de interação se dá de modo iterativo. Por conta disso, para exemplificar o seu delineamento, tomou-se como referência a Figura 2.1.

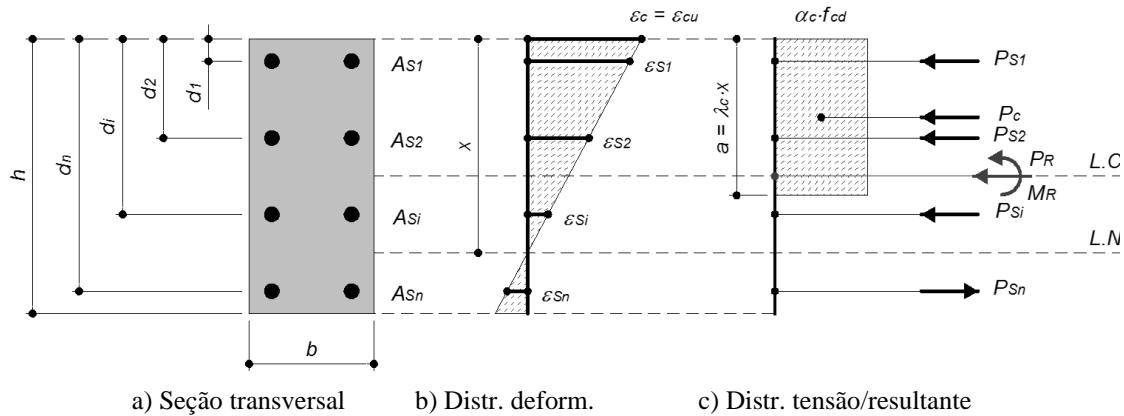


Figura 2.1. Análise para delinear o diagrama de interação (adaptado de WIGHT e MACGREGOR, 2009).

Determinada a seção transversal do pilar, o arranjo das armaduras longitudinais e algumas propriedades mecânicas dos materiais, a marcha de análise inicia fixando a deformação $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ na região comprimida da seção. A deformação última ε_{cu} pode ser estipulada como sugere a ABNT NBR 6118 (2014). Na sequência, a localização da linha neutra, x , pode ser determinada após se assumir uma variação linear para as deformações, como mostra a Figura 2.1b. Dessa maneira, tomando como âncora a deformação da armadura tracionada ε_{Sn} , ou da armadura mais tracionada, dependendo da disposição das armaduras, escreve-se Eq. 2.1 para estimar x . Estabelecida essa condição, a deformação das demais armaduras é obtida a partir de Eq. 2.2. Consequentemente, Eq. 2.3 viabiliza o cálculo das tensões nas armaduras. Nessa última expressão, E_s = módulo de elasticidade do aço das armaduras. Ressalta-se que o processo iterativo é assegurado fazendo a deformação ε_{Sn} variar. Desse modo, os valores de P_R e M_R serão conhecidos para diferentes níveis de deformação.

$$x = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{Sn}} \right) \cdot d_i \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$\varepsilon_{Si} = \left(\frac{x - d_i}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} \quad \text{Eq. 2.2}$$

$$f_{Si} = E_s \cdot \varepsilon_{Si} \quad \text{Eq. 2.3}$$

Uma lei constitutiva simples, bloco de compressão, pode ser utilizada para firmar a distribuição das tensões no concreto comprimido, ver Figura 2.1c. Os parâmetros que engendram esse bloco, α_c e λ_c , também podem ser determinados segundo a norma

brasileira. Avançando, determinam-se agora as resultantes, $P_c = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \lambda_c \cdot x \cdot b$ para o concreto comprimido e $P_{Si} = A_{Si} \cdot (f_{Si} - \alpha_c \cdot f_{cd})$ para as armaduras, tanto as comprimidas como as tracionadas, Figura 2.1c. Por fim, a carga P_R e o momento M_R que a seção do pilar resiste são determinados por Eq. 2.4 e 2.5, respectivamente. Explorando Eq. 2.5, percebe-se que M_R foi determinado em função da linha de centro (L.C.) e não da linha neutra (L.N.). Então, esse processo se repete para diferentes níveis de deformação, fazendo ε_{Sn} variar em Eq. 2.1, até se obter o diagrama de interação completo, como mostra a Figura 2.2a.

$$P_R = P_c + \sum_{i=1}^n P_{Si} \quad \text{Eq. 2.4}$$

$$M_R = P_c \cdot \left(\frac{h-a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad \text{Eq. 2.5}$$

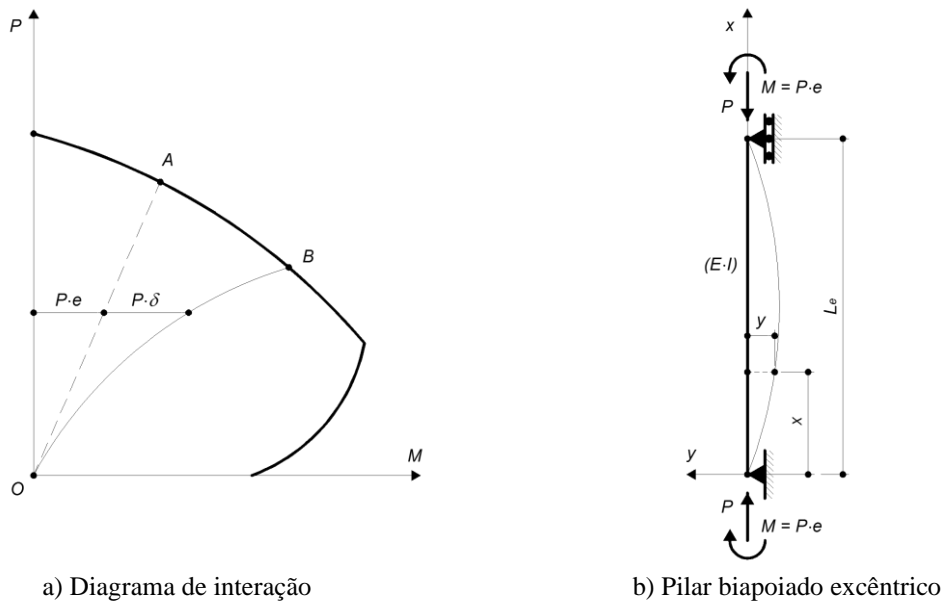


Figura 2.2. Análise da resistência de um pilar.

A Figura 2.2a, além de retratar o diagrama de interação da seção mostrada na Figura 2.1a, também revela a relação carga-momento linear, $P-M(L)$, reta OA , e não linear geométrica, $P-M(NL)$, curva OB , do pilar mostrado na Figura 2.2b. Nesse cenário, a resistência de um pilar solicitado excêntricamente pode ser determinada, em termos da relação $P-M$. Para isso, busca-se a interseção da relação $P-M$, linear ou não, com o diagrama de interação, pontos A e B na Figura 2.2a. Do exposto, comunica-se que a reta OA , expressa

a partir de Eq. 2.6, diz respeito à condição de ruína na extremidade do pilar mostrado na Figura 2.2b, onde a componente de deslocamento y é nula, $y = 0,0$. Sendo y a configuração deformada do pilar (equação da elástica). Ainda assim, sob uma perspectiva de análise diferente, a reta OA também poderia exprimir a condição de pilares curtos solicitados excentricamente, onde o efeito de segunda ordem local é desprezível, ou seja, onde a influência do deslocamento y também é insignificante, com $y = 0,0$ outra vez.

Importa comentar que nas edificações residências, comerciais e até mesmo industriais é comum abraçar o esquema mostrado na Figura 2.2b, pilar biapoiado carregado excentricamente ($e =$ excentricidade), para projetar pilares de modo isolado. Nesse enquadramento mais abrangente de carregamento, o momento fletor que solicita o pilar é dado por Eq. 2.7. Seguindo com a análise, publica-se que a deformada y pode ser determinada desenvolvendo a matemática pertinente à teoria de flambagem elástica. Nesses termos, apresenta-se Eq. 2.8.

$$M = P \cdot e \quad \text{Eq. 2.6}$$

$$M = P \cdot (e - y) \quad \text{Eq. 2.7}$$

$$y = -e \cdot \left[\operatorname{tg} \left(\frac{k \cdot L_e}{2} \right) \cdot \operatorname{sen}(k \cdot x) + \cos(k \cdot x) - 1 \right] \quad \text{Eq. 2.8}$$

Agora, concernentemente à seção transversal crítica do pilar mostrado na Figura 2.2b, deve-se reconhecer que essa seção diz respeito à $x = L_e/2$, isto é, a meia altura do pilar. Nessa seção, tanto o momento fletor M , Eq. 2.7, como o deslocamento y , Eq. 2.8, são máximos. Exposto os aspectos gerais, o deslocamento máximo, $y = \delta$, é determinado por Eq. 2.9. Nas análises referentes aos deslocamentos, $L_e =$ comprimento equivalente do pilar, determinado segundo ABNT NBR 6118 (2014), e $k = [P/(E \cdot I)]^{0.5}$. Sendo $E \cdot I$ a rigidez à flexão do pilar mostrado na Figura 2.2b ($E =$ módulo de elasticidade do concreto e $I =$ momento de inércia da seção bruta). Prosseguindo com a análise, participa-se que o momento fletor máximo, $M = M_{max}$, é estimado por Eq. 2.10. Essa expressão representa a relação P - M não linear (NL) mostrada na Figura 2.2a, curva OB , a qual, juntamente com o diagrama de interação, viabiliza a aferição da resistência de pilares excêntricos esbeltos, isto é, pilares sujeitos ao efeito de segunda ordem local.

$$\delta = -e \cdot \left[\sec\left(\frac{k \cdot L_e}{2}\right) - 1 \right] \quad \text{Eq. 2.9}$$

$$M_{max} = P \cdot e \cdot \sec\left(\frac{k \cdot L_e}{2}\right) \quad \text{Eq. 2.10}$$

Na prática, segundo Wight e Macgregor (2009), esse diagrama considera a distribuições das deformações, apresentando para cada distribuição o correspondente valor de carga P e momento m . O procedimento para construção desses diagramas é simples e baseia-se nos estados de deformação, ou modo de ruína, que se deseja estudar. Deve-se estar atento ao fato de que as deformações de tração são consideradas negativas para a determinação dos esforços.

Diniz e Frangopol (1997) comentam que o diagrama de interação propicia a representação de diversas condições de carregamentos, em termos da correlação entre a carga P e o momento fletor m , ver a Figura 2.2a. Nesse contexto, a figura susodita mostra que o eixo da carga P , eixo vertical, representa a condição de excentricidade nula. Essa circunstância representa os pilares carregados concentricamente (ruína por compressão). O eixo horizontal, eixo do momento m , representa a condição $P = 0$, ou seja, representa a condição de flexão simples (ruína por tração). Por fim, tem-se a condição balanceada, $e = e_b$, onde a ruína acontece concomitante por compressão e tração. Além dessa excentricidade, a ruptura é caracterizada pelo escoamento da armadura.

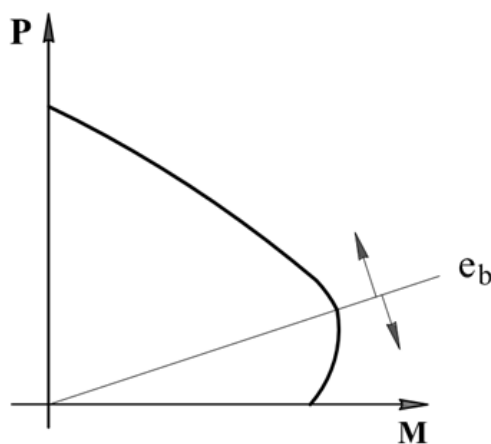


Figura 2.3. Representação esquemática do diagrama de interação (adaptado de DINIZ e FRANGOPOL, 1997).

Avaliando a Figura 2.2a, esclarece os seguintes pontos do diagrama de interação:

- Ponto A: Considera a seção completamente comprimida ($P_R = P_{max}$), com uma distribuição das deformações uniforme ($\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$) e momento fletor nulo ($M_R = 0$);
- Ponto B: O concreto é solicitado à compressão não uniforme (sem tração). A partir desse ponto a fissuração é iminente;
- Ponto C: Corresponde à ruína balanceada, onde o esmagamento do concreto e o escoamento da armadura de tração ocorrem simultaneamente;
- Ponto D: Meramente representativo, corresponde a uma deformação superior à deformação de escoamento da armadura tracionada. Representa o nível de tensão limite para que a ruína do pilar seja pelo escoamento da armadura com comportamento dúctil (sugestão do ACI 318, 2014);
- Ponto E: O pilar é solicitado apenas à flexão ($P_R = 0$).

Nesse contexto, cabe destacar ainda algumas regiões do diagrama de interação:

- Região AC: Representa a região onde a ruína do pilar é caracterizada pelo esmagamento do concreto, o ponto C representa a condição limite desse modo de ruína;
- Região CD: Representa a fase de transição da região, pois a curvatura do pilar nessa região corresponde a condição $2\text{‰} < \varepsilon_s < 5\text{‰}$, intermediária entre os pontos C e D.

2.2 ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE OUTROS PESQUISADORES

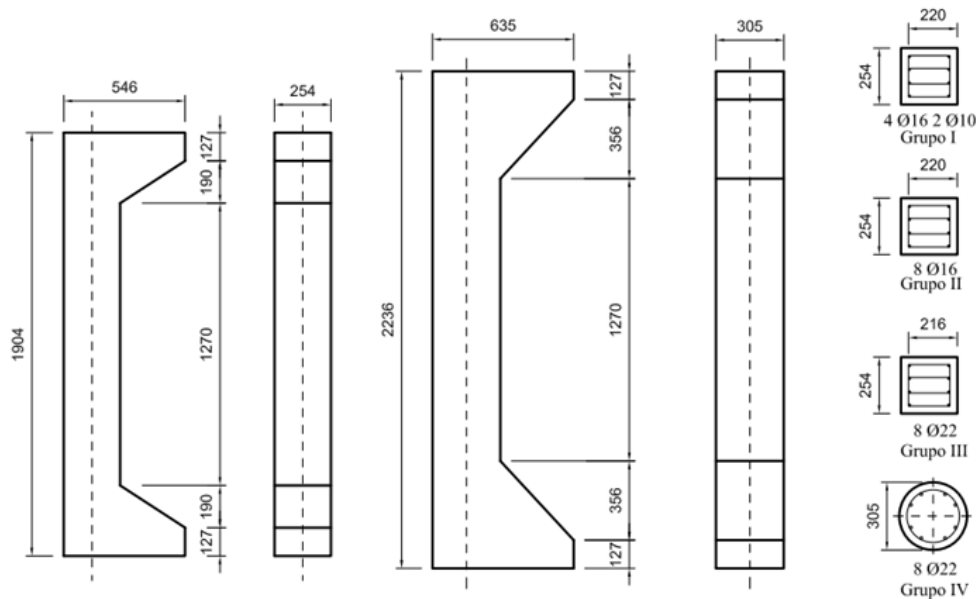
Esta seção discuti de forma sucinta algumas pesquisas já realizadas experimentalmente por alguns autores que constam no banco de dados (BD) do corrente estudo. Não houve critérios de seleção para os autores. Optou-se apenas por demonstrar algumas pesquisas pioneiramente realizadas e uma das últimas. De forma que a seção não ficasse extensa apresentando todas as pesquisas presente no BD.

2.2.1 HOGNESTAD (1951)

Essa pesquisa experimental foi composta por 120 pilares em concreto armado sujeitos à flexão composta normal. Os pilares foram divididos em 4 grupos com 30 modelos cada. Os três primeiros grupos possuíam seção transversal quadrada de 254 mm e comprimento de 1904 mm. Os pilares do quarto grupo possuíam seção transversal circular, com diâmetro 305 mm e comprimento de 2236 mm. A taxa de armadura longitudinal variou entre 1,46 e 4,8 % para os três primeiros grupos. Para o quarto grupo essa taxa foi de 4,25 %. A resistência à compressão do concreto variou entre 14 e 35 MPa. A excentricidade de aplicação da carga variou até o valor de $1,25 \cdot h$, sendo h a altura efetiva dos pilares na direção da flexão. As propriedades das armaduras são apresentadas na Tabela 2.1. A Figura 2.4 mostra a geometria dos pilares. Dada a quantidade exacerbada de pilares os resultados não serão apresentados. De qualquer forma, comunica-se que a carga de ruína, $P_{u,exp}$, de alguns pilares é apresentada no Anexo A.

Tabela 2.1. Propriedade das armaduras (HOGNESTAD, 1951).

Grupo	A_{sI} (mm ²)	A_{sO} (mm ²)	$f_{y(sI)}$ (MPa)	$f_{y(sO)}$ (MPa)	E_s (GPa)	Arm. Transv.
I	804 (4 Ø16)	157 (2 Ø10)	301	414	193	Ø6,3 c/203
II	804 (4 Ø16)	804 (4 Ø16)	301	301	193	Ø6,3 c/203
III	1520 (4 Ø22)	1520 (4 Ø22)	301	301	200	Ø6,3 c/203
IV	1520 (4 Ø22)	1520 (4 Ø22)	301	301	200	Espirais c/38



NOTA: Dimensões em mm.

Figura 2.4. Geometria dos pilares (HOGNESTAD, 1951).

O autor verificou que a ruína de todos os pilares do grupo I, II e III carregadas excentricamente ocorreu com o esmagamento do concreto, apresentando uma deformação última de 3,8 ‰. Após o esmagamento do concreto houve a flambagem da armadura longitudinal entre os estribos, ocasionando uma diminuição brusca da capacidade resistente dos pilares. A ruína por tração aconteceu apenas para os pilares com grande excentricidade. Nesse cenário, a resistência à compressão do concreto teve pouca influência.

Para os pilares circulares, grupo IV, verificou-se que a excentricidade da carga favoreceu o aumento dos deslocamentos, porém, a perda da capacidade portante foi mínima. Segundo os autores, essa condição foi viabilizada pela armadura transversal em espiral, que impediu a flambagem das armaduras longitudinais e o esmagamento do núcleo do concreto.

2.2.2 IBRAHIM E MACGREGOR (1996)

O objetivo do estudo foi obter um melhor entendimento do comportamento à flexão de pilares de concreto de alta resistência sem confinamento, ou com menos confinamento que o necessário para ações sísmicas. Os autores ensaiaram 20 pilares, sendo 14 pilares com seção transversal retangular, 200x300 mm² e 6 pilares com seção transversal triangular, com relação $h/b = \text{altura/largura} = 0,53$. Entre os pilares com seção retangular, 3 pilares não apresentavam armadura e 11 possuíam armaduras longitudinais e transversais. No tocante aos pilares com seção triangular, 2 pilares foram em concreto simples (CS), sem armadura, 4 pilares foram em CA, com armadura. A resistência do concreto variou entre 60 e 130 MPa. Além de f_c , a armação transversal, diâmetro e espaçamento, e a forma da região comprimida da seção transversal também integram as variáveis desse estudo. A Figura 2.5 mostra o esquema do sistema de ensaio e a Figura 2.6 o arranjo das armaduras. O resumo das informações é mostrado na Tabela 2.2.

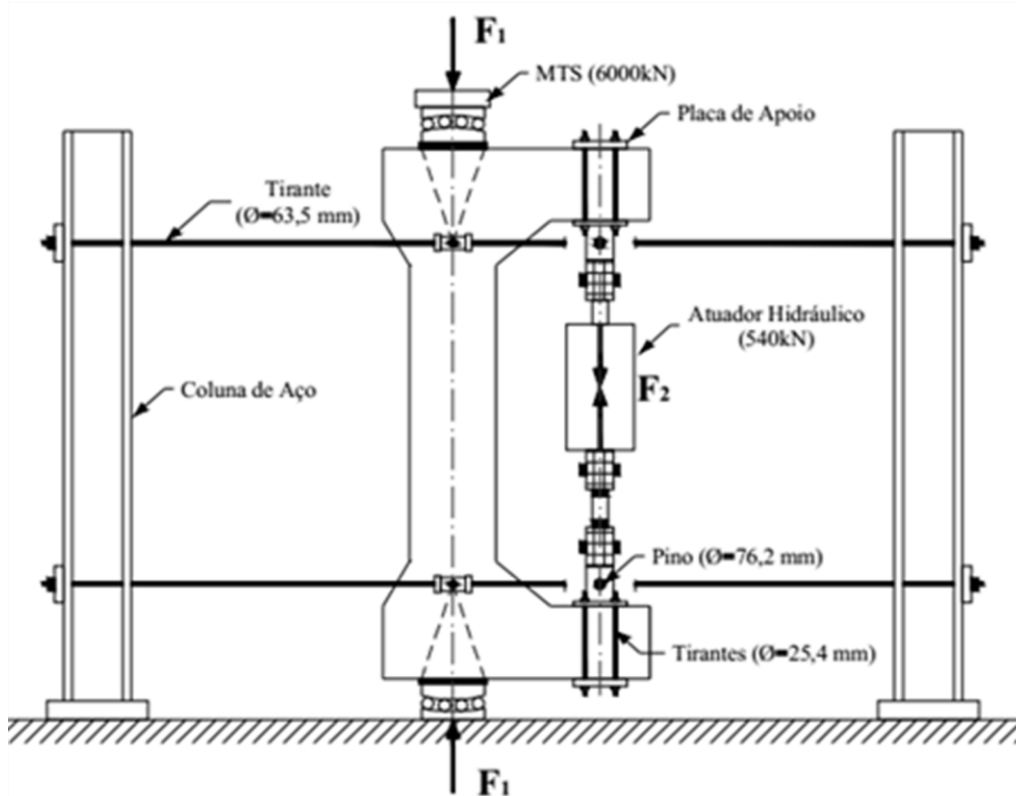
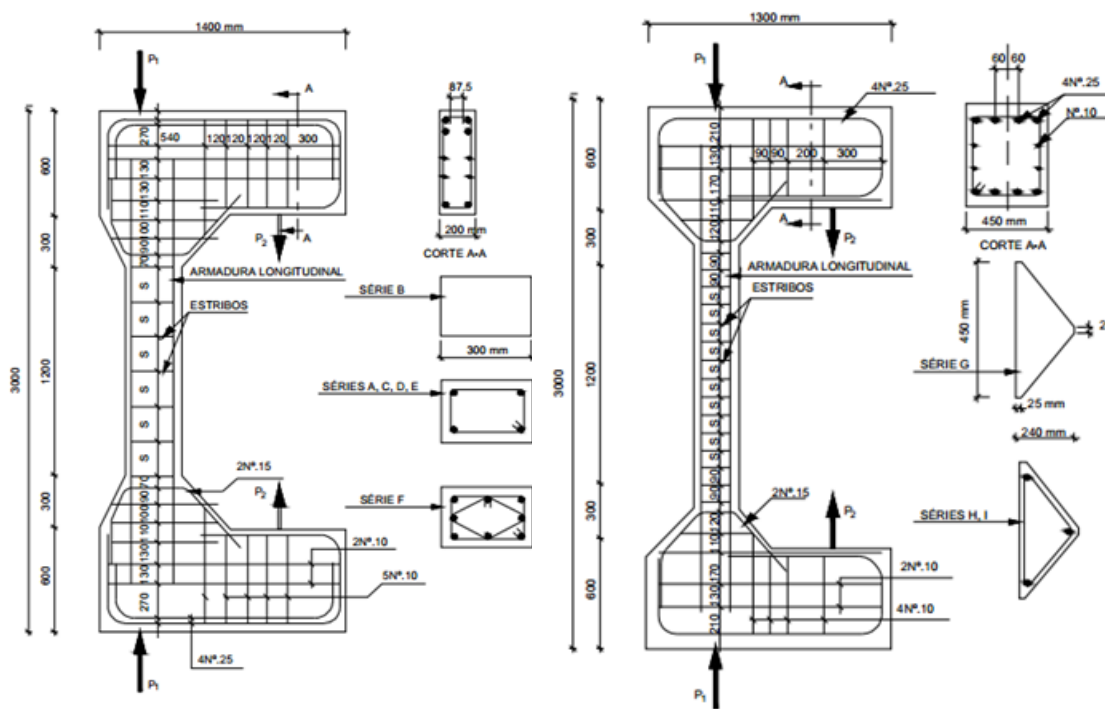


Figura 2.5. Sistema de ensaio (IBRAHIM e MACGREGOR, 1996).



a) Seção retangular

b) Seção triangular

Figura 2.6. Arranjo das armaduras (IBRAHIM e MACGREGOR, 1996).

Tabela 2.2. Resumo do ensaio de IBRAHIM e MACGREGOR (1996).

Modelo	f_c (MPa)	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal		Cargas Últimas		Esquema de ensaio (gradiente de deformação)
			Diâmetro (mm)	Espaçamento (mm)	$F_{u,1}$ (kN) ⁽¹⁾	$F_{u,2}$ (kN) ⁽²⁾	
V1	70,7	4 Ø 15 mm	10	200	3645	-	Trapezoidal (Excentricidade)
V2	82,8		8 *	100	3235	-	
V4	72,8	-	-	-	2791	-	Triangular
V5	124,8				3944	-	
V6	98,8				3327	-	
V7	84,7	4 Ø 15 mm	8 *	200	3130	-	Triangular
V8	129,3				4455	-	
V10	89,4	4 Ø 15 mm	10	200	-	-	Triangular
V11	127,5				3743	-	
V12	121,1				3975	-	
V13	72,5	4 Ø 15 mm	8 *	100	2860	-	Triangular
V14	124,7				3957	-	
V15	124,8				4424	-	
V16	59,3 **	8 Ø 10 mm	8 *	50	2749	3569	Triangular
V17	127,7				4219	4763	
T1	81,0	-	-	-	2958	-	Triangular
T4	129,1				3557	-	
T2	89,4	3 Ø 15 mm	8 *	100	2885	3223	Triangular
T5	130,6				3279	3504	
T3	84,0	3 Ø 15 mm	8 *	50	3061	3586	Triangular
T6	117,8				3102	3770	

* Diâmetro real = 8,7 mm;

** O concreto desse modelo não foi considerado de alta resistência;

⁽¹⁾ Carga última correspondente ao primeiro pico;

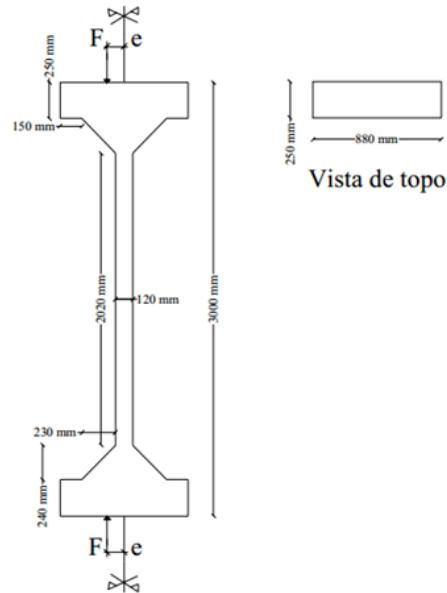
⁽²⁾ Carga última correspondente ao segundo pico.

Conforme esperado, os pilares em CS apresentaram ruína brusca, porém, o padrão de fissuração foi distinto. Pilares com $f_c < 100$ MPa apresentaram mais fissuras que os de resistência maior. Além disso, constatou-se que o lascamento superficial do concreto ocorria regularmente antes da ruína do pilar. Nos pilares em CA foi averiguada uma resistência residual nas peças com armadura transversal menos afastada. Nessa circunstância, a flambagem das armaduras longitudinais foi restringida. De qualquer forma, apenas nos pilares com armadura transversal espaçada de 50 mm foi observada duas fases de pico para o carregamento.

2.2.3 DANTAS (2006)

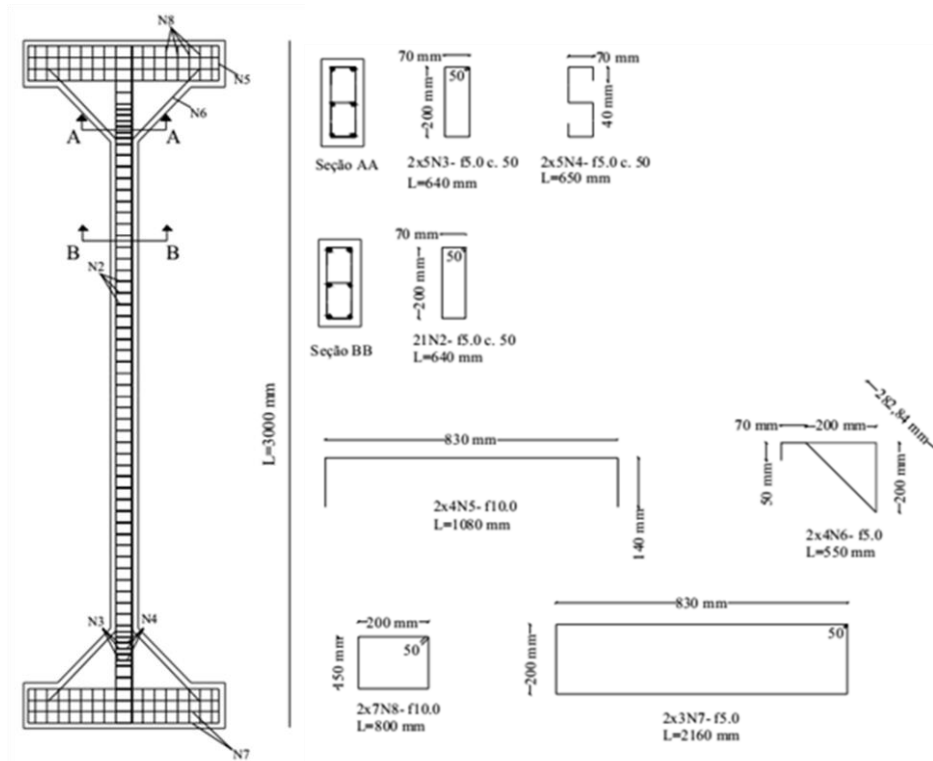
A abordagem experimental desse estudo foi composta por 6 pilares em CA solicitados à flexão composta normal. A excentricidade da carga (e) foi a única variável avaliada. Os pilares apresentaram seção transversal de $120 \times 250 \text{ mm}^2$ e comprimento de 3000 mm. A armadura longitudinal foi formada por 6 barras de aço com 10 mm de diâmetro e a armadura transversal por estribos com 5 mm de diâmetro. As Figuras 2.7 e 2.8 mostram, nessa ordem, a geometria dos pilares e o detalhe das armaduras. A tabela 2.3 mostra um

resumo dos pilares. A Tabela 2.4 mostra a resistência dos pilares, em termos da carga última, e os modos de ruína. O autor salienta a importância de avaliar os efeitos de segunda ordem e notifica a dificuldade para ensaiar pilares concêntricos, ou seja, $e = 0$ mm.



NOTA: Dimensões em mm.

Figura 2.7. Geometria dos pilares (DANTAS, 2006).



NOTA: Dimensões em mm.

Figura 2.8. Detalhe das armaduras (DANTAS, 2006).

Tabela 2.3. Resumo do experimento de Dantas (2006).

Pilar	e (mm)	L (mm)	A_c (mm ²)	f_c (MPa)	A_s (mm ²)	ρ_w (%)
PFN 0-3	0	3000	30000	36	471 (6Ø10)	1,57
PFN 15-3	15	3000	30000	36	471 (6Ø10)	1,57
PFN 30-3	30	3000	30000	34	471 (6Ø10)	1,57
PFN 40-3	40	3000	30000	34	471 (6Ø10)	1,57
PFN 50-3	50	3000	30000	38	471 (6Ø10)	1,57
PFN 60-3	60	3000	30000	38	471 (6Ø10)	1,57

Tabela 2.4. Carga e modo de ruína (DANTAS, 2006).

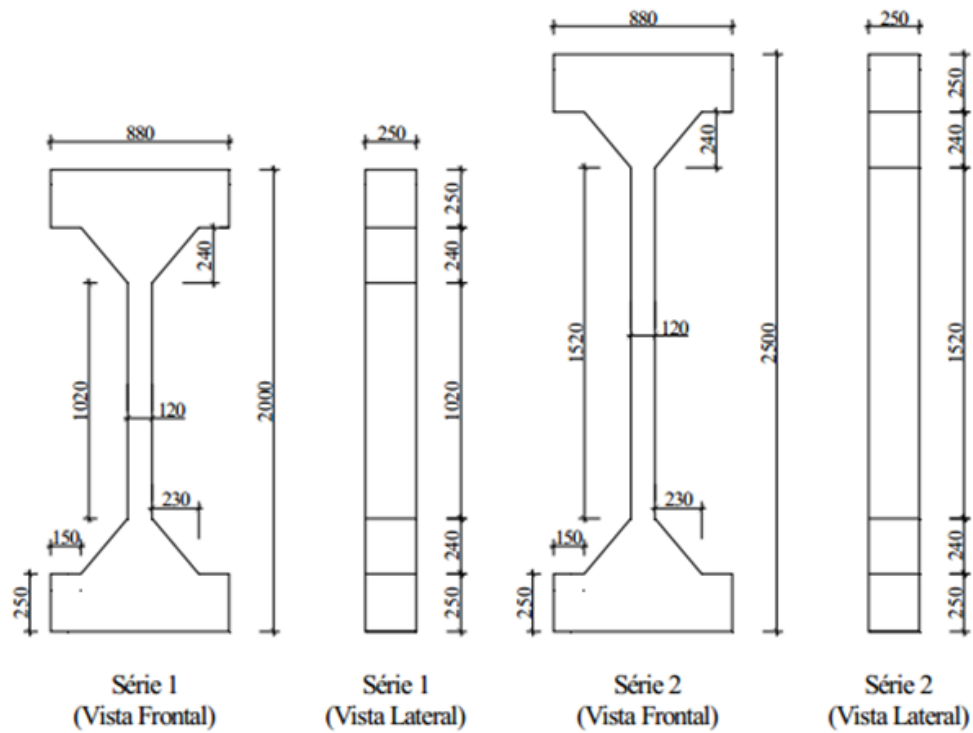
Pilar	F_u (kN)	Modo de ruína
PFN 0-3	1053	Esmagamento do concreto
PFN 15-3	447	Deformação excessiva da armadura
PFN 30-3	255	
PFN 40-3	170	
PFN 50-3	155	
PFN 60-3	131	

2.2.4 SANTOS (2009)

Nessa pesquisa foram ensaiados 14 pilares, os quais foram agrupados, em função da esbelteza, nas séries 1 e 2, ver Tabela 2.5. Na série 1 os pilares apresentavam 2000 mm de comprimento (L) e na série 2 $L = 2500$ mm. Dessa forma, além da esbelteza, a excentricidade de aplicação da carga também foi uma variável do estudo. A geometria das peças e o detalhe das armaduras são mostrados nas Figuras 2.9 e 2.10, respectivamente.

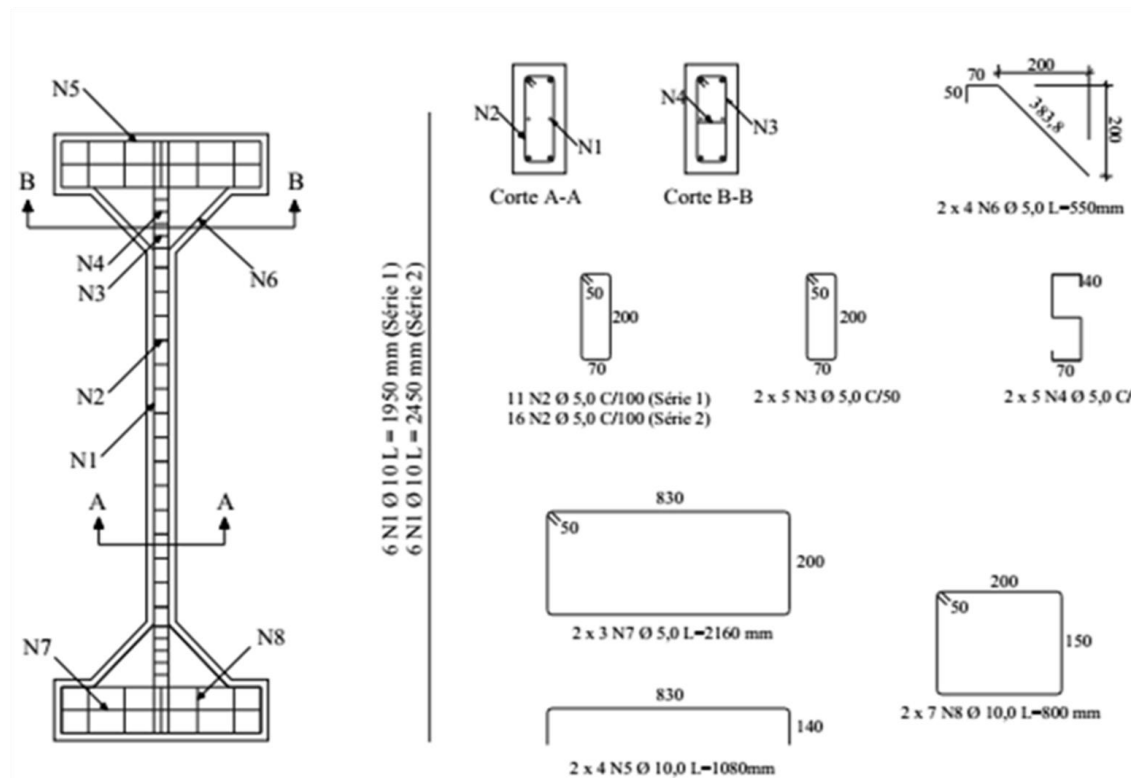
Tabela 2.5. Características dos pilares de Santos (2009).

Série	Pilares	e (mm)	L (mm)	A_c (mm ²)	A_s (mm ²)
1	PFN 00-2	0	2000	30000	471
	PFN 15-2	24			
	PFN 24-2	15			
	PFN 30-2	30			
	PFN 40-2	40			
	PFN 50-2	50			
	PFN 60-2	60			
2	PFN 00-2.5	0	2500	30000	471
	PFN 24-2.5	24			
	PFN 15-2.5	15			
	PFN 30-2.5	30			
	PFN 40-2.5	40			
	PFN 50-2.5	50			
	PFN 60-2.5	60			



NOTA: Dimensões em mm.

Figura 2.9. Geometria dos pilares (SANTOS, 2009).



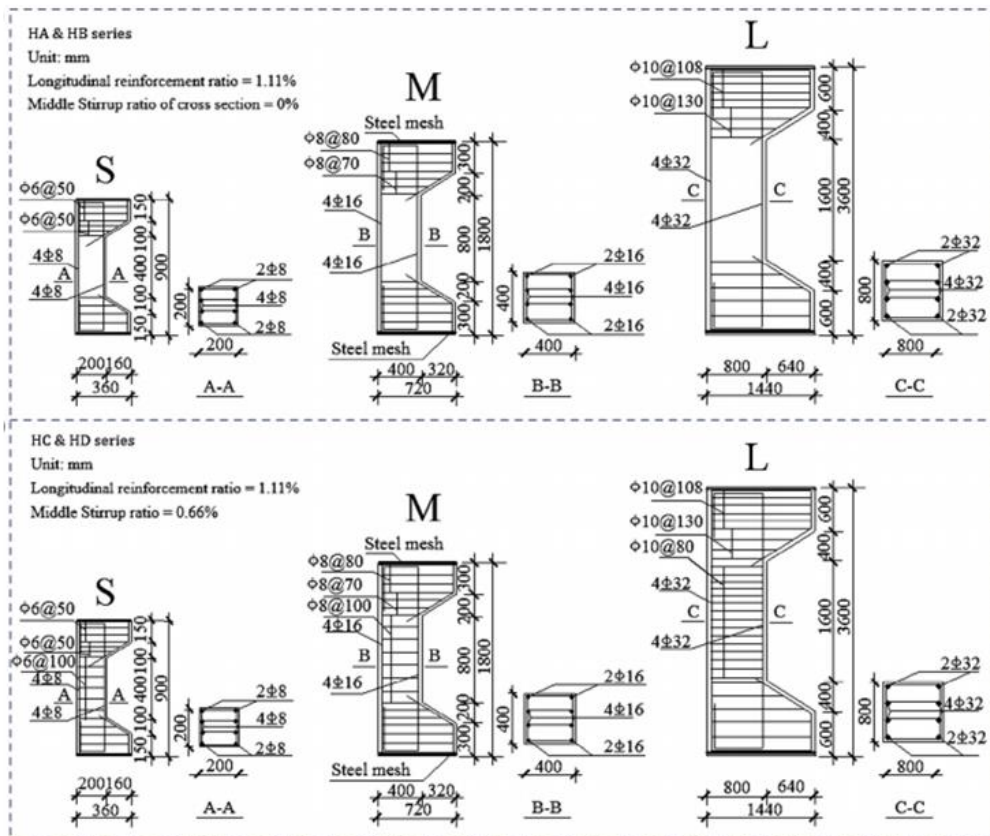
NOTA: Dimensões em mm.

Figura 2.10. Detalhe das armaduras (SANTOS, 2009).

O autor concluiu que os resultados dos ensaios evidenciam a influência da excentricidade não só na capacidade de carga, como também nos deslocamentos e deformações dos pilares, uma vez que os pilares submetidos a excentricidades menores romperam com carregamentos superiores e apresentaram durante o ensaio, para o mesmo nível de carregamento, deslocamentos e deformações inferiores aos pilares com excentricidades maiores.

2.2.5 XU ET AL. (2016)

No experimento desses autores, 24 pilares foram avaliados quanto à excentricidade de aplicação da carga e o efeito do confinamento conferido pela armadura transversal. A seção transversal dos pilares variou em 200x200, 400x400 e 800x800 mm², com o correspondente comprimento de 900, 1800 e 3600 mm. Além disso, a excentricidade da carga também variou entre 50 e 480 mm. A Figura 2.11 mostra a conformação de cada pilar, geometria e armaduras, agrupado em séries. A Tabela 2.6 mostra as características de cada série e o registro da carga de ruína dos pilares.



NOTA: Dimensões em mm.

Figura 2.11. Conformação dos pilares (XU *et al.*, 2016).

Tabela 2.6. Característica das séries de Xu *et al.* (2016).

Série	Pilares	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	e (mm)	f_c (MPa)	ρ_l (%)	F_u (kN)
H A	HAS-1	200	200	180	900	120	60.60	1,11	485
	HAS-2	200	200	180	900	120	60.60	1,11	545
	HAM-1	400	400	365	1800	240	60.60	1,11	1896
	HAM-2	400	400	365	1800	240	60.60	1,11	1650
	HAL-1	800	800	735	3600	480	60.60	1,11	6118
	HAL-2	800	800	735	3600	480	60.60	1,11	6350
H B	HBS-1	200	200	180	900	50	60.60	1,11	1373
	HBS-2	200	200	180	900	50	60.60	1,11	1254
	HBM-1	400	400	365	1800	100	60.60	1,11	4864
	HBM-2	400	400	365	1800	100	60.60	1,11	4735
	HBL-1	800	800	735	3600	200	60.60	1,11	16507
	HBL-2	800	800	735	3600	200	60.60	1,11	16089
H C	HCS-1	200	200	180	900	120	60.60	1,11	522
	HCS-2	200	200	180	900	120	60.60	1,11	573
	HCM-1	400	400	365	1800	240	60.60	1,11	1874
	HCM-2	400	400	365	1800	240	60.60	1,11	1738
	HCL-1	800	800	735	3600	480	60.60	1,11	7052
	HCL-2	800	800	735	3600	480	60.60	1,11	6696
H D	HDS-1	200	200	180	900	50	60.60	1,11	1426
	HDS-2	200	200	180	900	50	60.60	1,11	1400
	HDM-1	400	400	365	1800	100	60.60	1,11	5656
	HDM-2	400	400	365	1800	100	60.60	1,11	5143
	HDL-1	800	800	735	3600	200	60.60	1,11	18496
	HDL-2	800	800	735	3600	200	60.60	1,11	18309

A partir dos resultados, os autores observaram que os pilares com e sem estribos em concreto de alta resistência solicitados excêntricamente apresentaram padrões semelhantes quanto ao modo de ruína. Além disso, constatou-se também que a armadura transversal alterou o modo de ruína dos pilares, beneficiando a resistência e a ductilidade.

3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

3.1 ABNT NBR 6118, 2014 (PROPOSTA SIMPLIFICADA)

Nesta seção são apresentadas as recomendações normativas pertinentes ao projeto de estruturas em concreto armado (CA), NBR 6118 (ABNT, 2014). Especificamente as propostas simplificadas. Ressalta-se que serão apresentadas apenas as informações necessárias para traçar o diagrama de interação, ou seja, as leis constitutivas *tensão-deformação* do concreto comprimido e do aço das armaduras tracionadas e comprimidas. No tocante relação *tensão-deformação* do aço da armadura, de um modo generalizado,

foram adotadas as relações simplificadas mostrada na Figura 3.1, linear perfeitamente plástica. Essa relação é definida por Eq. 3.1.

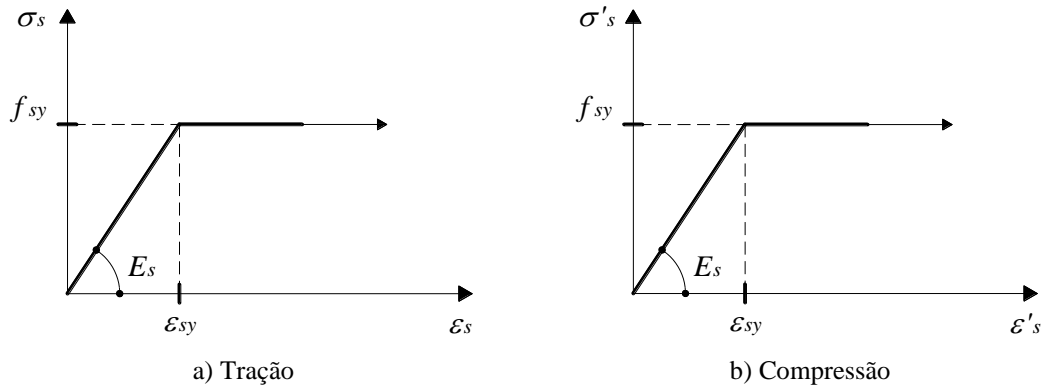


Figura 3.1. Relação *tensão-deformação* do aço das armaduras.

$$\sigma_s = \begin{cases} \varepsilon_s \cdot E_s & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ f_{sy} & \text{para } \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad \text{Eq. 3.1}$$

Em Eq. 3.1, σ_s = tensão no aço, ε_s = deformação no aço, E_s = módulo de elasticidade do aço, f_{sy} = tensão de escoamento do aço e ε_{sy} = deformação correspondente à f_{sy} . Ressalta-se que a relação *tensão-deformação* do aço é idêntica à tração e à compressão, ver Figura 3.1. A lei constitutiva referente ao concreto comprimido foi manipulada a partir do modelo de flexão proposto na norma. Dessa maneira, acredita-se que a informação pertinente ao diagrama de interação seja apresentada de maneira prática e direta. Para esse fim, adotou-se a Figura 3.2 como referência.

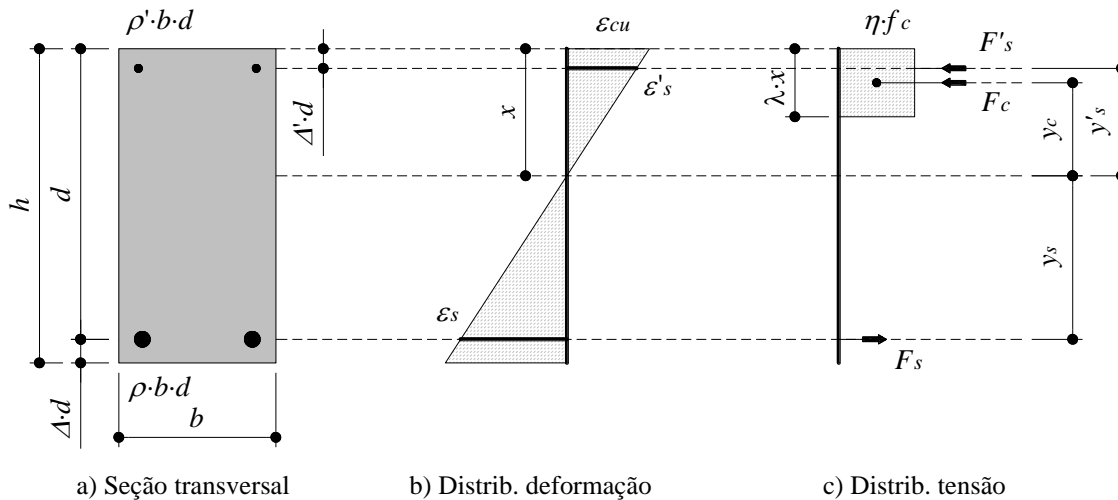


Figura 3.2. Apresentação esquemática do modelo de flexão.

Na Figura 3.2, b = largura do pilar, h = altura efetiva do pilar, d = altura útil do pilar, ρ = taxa de armadura tracionada, ρ' = taxa de armadura comprimida, $A \cdot d = h - d$ = posição da armadura tracionada, $A' \cdot d$ = posição da armadura comprimida, ε_{cu} = deformação última do concreto comprimido, ε_s = deformação da armadura tracionada, ε'_s = deformação da armadura comprimida, x = linha neutra, f_c = resistência média do concreto à compressão (corpo de prova cilíndrico), λ e η = constantes que definem o delineamento do bloco de compressão, $F_c = \eta \cdot f_c \cdot \lambda \cdot x \cdot b$ = resultante do concreto comprimido, $F_s = \sigma_s \cdot \rho \cdot b \cdot d$ = resultante da armadura tracionada, $F'_s = \sigma'_s \cdot \rho' \cdot b \cdot d$ = resultante da armadura comprimida, $y_c = x - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$ = braço de alavanca da resultante F_c , $y_s = d - x$ = braço de alavanca da resultante F_s e $y'_s = x - A' \cdot d$ = braço de alavanca da resultante F'_s . As recomendações da norma brasileira, NBR 6118 (ABNT, 2014), referente à proposta do modelo de flexão são apresentadas nas Tabelas de 3.1.

Tabela 3.1. Recomendações para o modelo de flexão da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Recomendações	
---------------	--

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} 3,5 & \text{para } f_c \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,6 + 3,5 \cdot \left(\frac{90 - f_c}{100}\right)^4 & \text{para } f_c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Eq. 3.2}$$

$$\lambda = \begin{cases} 0,8 & \text{para } f_c \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 - \frac{f_c - 50}{400} & \text{para } f_c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Eq. 3.3}$$

$$\eta = \begin{cases} 0,85 & \text{para } f_c \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,85 \cdot \left(1,0 - \frac{f_c - 50}{200}\right) & \text{para } f_c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Eq. 3.4}$$

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014) um pilar em CA é projetado em função do seu índice de esbeltez, $\lambda = L_e/i$ (i = raio de giração mínimo da seção bruta). Esse índice, de um modo geral, é o parâmetro que indica a necessidade, ou não, de se considerar os efeitos de segunda ordem. Simplificadamente, a norma sugere que os efeitos de segunda ordem podem ser dispensados se $\lambda < \lambda_I$ (λ_I = índice de referência). Agora, o cálculo de λ_I não será comentado, mas ressalta-se que a restrição $35 \leq \lambda_I \leq 90$ deva ser respeitada. Nessa conjuntura, o projeto de pilares sujeitos à flexão composta normal pode ser desenvolvido a partir de um método geral, que devido a sua formulação refinada propicia resultados mais precisos, ou a partir de métodos simplificados. A seguir, as propostas simplificadas são esclarecidas. Conquanto, importa recordar que esses métodos são recomendados

apenas para pilares com $\lambda \leq 90$, que dispõem de seção constante e armadura simétrica e constante ao longo do eixo longitudinal.

3.3.1 MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA: P - M (CA)

Para simplificar o desenvolvimento matemático desse método, a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo que a deformação da barra é senoidal, e que a não linearidade física é considerada a partir de uma expressão aproximada para a curvatura da seção crítica do pilar. Nesses termos, o momento resistente total, $M_R = M_{Rd,tot}$, é estabelecido como segue:

$$M_{Rd,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + P_d \cdot \frac{(L_e)^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad \text{Eq.3.5}$$

sendo a curvatura da seção crítica, $1/r$, definida por:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad \text{Eq. 3.6}$$

Nessa expressão, $\nu = P_d/(A_c f_{cd})$ = força normal adimensional e h = altura da seção na direção considerada. Onde P_d = força normal de cálculo, A_c = área da seção transversal de concreto e f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto. Na expressão de $M_{Rd,tot}$, Eq. 3.5, o coeficiente α_b é determinado por:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \quad \text{Eq. 3.7}$$

Vale recordar que a expressão de α_b é válida apenas para pilares biapoiados sem cargas transversais ao longo do seu comprimento. O parâmetro α_b deve, ainda, atender ao limite $0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$. Os momentos M_A e M_B são os momentos de primeira ordem nos extremos do pilar, obtidos em análises de primeira ordem para o caso de estruturas de nós fixos, e os momentos totais, ou seja, de primeira mais de segunda ordem global, no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado. Para M_B , adota-se sinal positivo se esse momento tracionar a mesma face

que M_A e sinal negativo em condição contrária. Na expressão de $M_{Rd,tot}$, o momento $M_{1d,A}$ representa o valor de cálculo de primeira ordem do momento M_A .

3.3.2 MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM RIGIDEZ APROXIMADA: P - M (RA)

Nesse método, admite-se que a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo, outra vez, que a deformação da barra é senoidal, e que a não linearidade física é considerada a partir de uma expressão aproximada da rigidez. O momento resistente total é estabelecido como segue:

$$M_{Rd,tot} = \frac{\alpha_b \cdot M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \cdot k / \nu}} \geq M_{1d,A} \quad \text{Eq. 3.8}$$

O valor da rigidez adimensional k é avaliado de forma simplificada, como segue:

$$k = 32 \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{M_{Rd,tot}}{h / P_d} \right) \quad \text{Eq. 3.9}$$

Para condições de dimensionamento, adota-se, normalmente, $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$ ($M_{Sd,tot}$ = momento fletor solicitante de cálculo). Para as análises de verificação, onde a armadura é conhecida, $M_{Rd,tot}$ é o momento resistente calculado com essa armadura e com $P_d = P_{Sd} = P_{Rd}$.

4 ANÁLISE DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nessa seção será apresentada a análise da performance dos pilares curtos e esbeltos em concreto armado (CA) sujeitos à flexão composta normal, segundo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) no que tange ao projeto desses elementos estruturais. Desse modo, as propostas simplificadas, método do *pilar-padrão* com a curvatura aproximada (método *CA*) e com a rigidez aproximada (método *RA*), assim como as teorias mais refinadas/precisas, *exempli gratia*, relação *carga-momento* (*P-M*) linear (*L*) e não linear (*NL*), as quais, inclusive, foram manuseadas sincronicamente com o conceito de diagrama de interação, onde visaram a estimativa da resistência de um grupo de pilares em CA que amuniciam o vasto banco de dados (BD) desse estudo.

4.2 METODOLOGIA DA ANÁLISE

Para julgar a eficácia das propostas introduzidas antes, quanto à estimativa da resistência de pilares curtos/esbeltos sujeitos à flexão composta normal, um banco de dados (BD) foi coletado da literatura. Esse BD, construído a partir da investigação de 17 pesquisas, reuniu 320 pilares, ver Anexo A. A abrangência das informações pode ser consultada na Tabela 4.1 de forma resumida. Revela-se a abrangência do BD em termos da esbelteza dos pilares, $\lambda \in [10-105]$, da classe de resistência do concreto, $f_c \in [10-115]$ MPa, da excentricidade relativa, $e/d \in [0,01-1,55]$, da taxa de armadura longitudinal, $\rho_l \in [0,0-9,0]$ % e da taxa de armadura transversal, $\rho_w \in [0,0-3,5]$ %. De mais a mais, frisa-se que a razão $\zeta = P_{exp}/P_{teo}$ foi o indicador de desempenho manuseado. Sendo P_{exp} = carga máxima registrada experimentalmente, representativa da resistência dos pilares, e P_{teo} = estimativa de P_{exp} . Oportunamente, comunica-se que alguns conceitos da estatística descritiva foram praticados sobre ζ para se discutir quanto à precisão e segurança das proposituras teóricas.

Tabela 4.1. Resumo do Banco de Dados.

Autores	Nº Pilares	λ	f_c (MPa)	e/d	ρ_l (%)	ρ_w (%)
HOGNESTAD (1951)	84	25	10-40	0,01-1,5	1,8-5,5	0,4
CHAN (1972)	60	35	20-30	0,1-1,0	1,7-8,7	0,8
CHO e LEE (1988)	11	10	20	0,1-0,3	1,8-2,7	1,6-3,2
KIM e YANG (1993)	28	10-100	25-85	0,4	2,4-4,9	0,6
CLAESON e GYLLTOFT (1995)	12	50-70	30-90	0,1-0,2	2,4-4,0	0,4-0,9
VANDERLEI (1999)	5	40	80-90	0,01-0,02	1,8-4,6	0,4-1,3
LIMA JUNIOR (2003)	9	40	40-65	0,1-0,3	2,6	0,6-1,7
ARAÚJO (2004)	3	60	40	0,5-0,7	1,5-2,2	0,3
NEMECEK <i>et al.</i> (2004)	6	25	30-70	0,1	2,4	0,5-1,5
DANTAS (2006)	5	85	35	0,2-0,7	2,2	0,8
KIM (2007)	7	15-20	55-110	0,1-0,3	4,7-5,8	0,7-1,2
PALLARES <i>et al.</i> (2008)	23	20-100	70-90	0,1-1,0	1,8-2,0	0,2-0,4
MELO (2009)	21	60-85	35-45	0,1-0,7	2,2	0,3
SANTOS (2009)	12	60-70	40-45	0,2-0,7	2,2	0,3
ETMAN (2010)	9	35-50	50-60	0,1-0,2	2,5-4,5	1,3-3,5
TORRICO (2010)	12	85	30-100	0,2-0,4	2,8	0,6-1,3
KOTTB <i>et al.</i> (2015)	10	35-50	50-60	0,1-0,2	2,5-4,4	1,3-3,5

Conforme científico antes, a resistência dos pilares, tanto os curtos, como os esbeltos, foram obtidos a partir da interseção das relações $P-M$ (L), Eq. 2.6, e $P-M$ (NL), Eq. 2.10, com o diagrama de interação, ver Figura 2.2a. Sendo assim, essa mesma abordagem foi praticada com as propostas da ABNT NBR 6118 (2014). Para esse propósito, as relações $P-M$ oferecidas pelas propostas $P-M$ (CA), Eq. 3.5, e $P-M$ (RA), Eq. 3.8, foram equitativamente manipuladas com o diagrama de interação. Para mais, participa-se que nenhum coeficiente de segurança foi ponderado. Exemplos de estimativas são mostrados na Figura 4.1, onde P_{teo} representa a interseção entre as relações $P-m$ e o diagrama de interação.

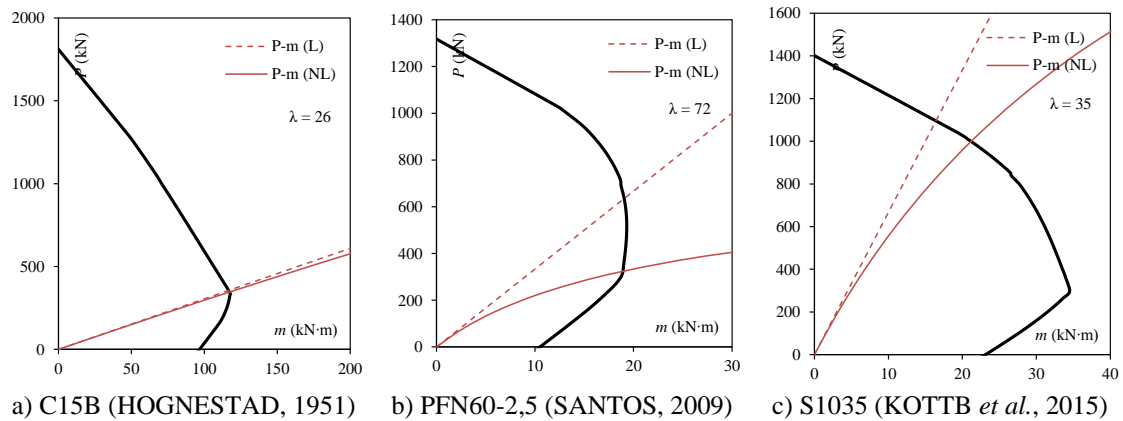


Figura 4.1. Exemplos de estimativas a partir do diagrama de interação e das relações P - m .

4.3 RESULTADOS

Iniciou-se a análise julgando a relação $P_{exp}-P_{teo}$, como mostra a Figura 4.2. Os coeficientes angulares das equações de tendência, linhas espessas, indicaram que as propostas foram similares, dada a concordância para o quociente P_{exp}/P_{teo} , $P_{exp}/P_{teo} \approx 1,0$. A observação anterior, apesar de racional, visto que os coeficientes de determinação são quase unitários, $R^2 \approx 0,9$, foi decerto pressuroso, pois até o presente momento, nada pode ser dito sobre a dispersão das respostas. Dessa maneira, planejando introduzir rigor mor à discussão, apresenta-se na Figura 4.3a o gráfico *box-whiskers*. Os resultados fornecidos por esse gráfico foram valiosos, pois além de viabilizar a investigação da dispersão, a partir da amplitude interquartil ($Q3-Q1$), também revelou os valores extremos, máximo (MAX) e mínimo (MIN). Para mais, comenta-se a possibilidade de conhecer uma medida de tendência central, a mediana $Q2$. Nessa modalidade de análise, progrediu-se com os comentários. Agora, notou-se que a proposta P - M (L) se mostrou mais dispersa que as demais e com um número apreciável de estimativas contra a segurança, visto que $Q3 < 1,0$. Ainda assim, as demais proposituras seguem símil. Para explorar melhor essas respostas, apresenta-se a Tabela 4.2, a qual é um resumo da análise estatística. Nessa tabela, apresentam-se também alguns indicadores estatísticos, com média aritmética (MED), desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV).

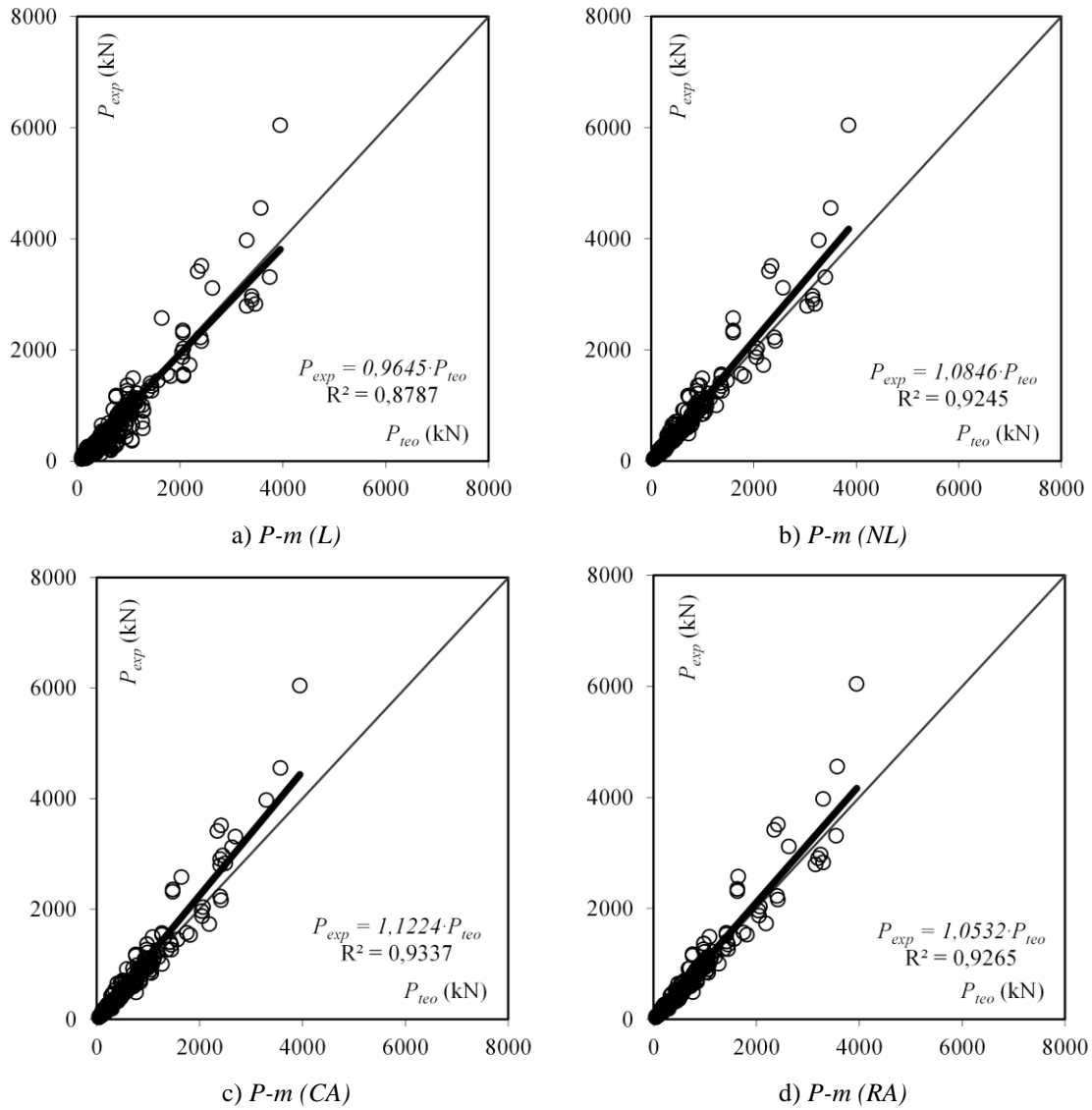


Figura 4.2. Análise da relação $P_{exp}-P_{teo}$.

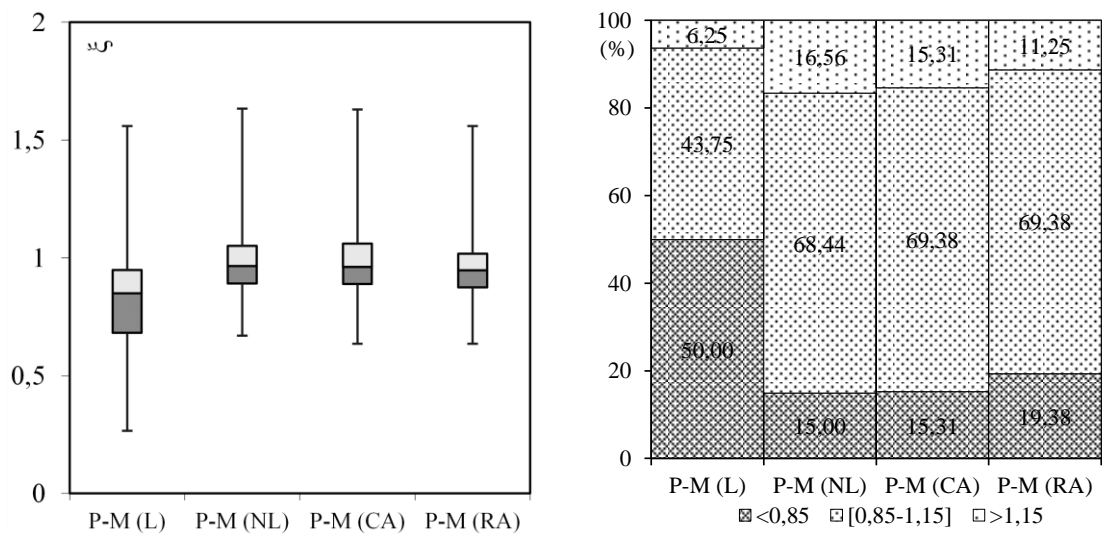


Figura 4.3. Análise da dispersão a partir do gráfico *box-whiskers* e da segurança.

Tabela 4.2. Resumo da análise estatística.

Modelo	Box-whiskers					Indicadores estatísticos		
	MIN	Q ₁	Q ₂	Q ₃	MAX	MED	DP	CV (%)
<i>P-m (L)</i>	0,27	0,68	0,85	0,95	1,56	0,82	0,24	29,56
<i>P-m (NL)</i>	0,67	0,89	0,97	1,05	1,63	1,00	0,18	18,19
<i>P-M (CA)</i>	0,64	0,89	0,96	1,06	1,63	1,00	0,18	18,02
<i>P-M (RA)</i>	0,64	0,87	0,95	1,02	1,56	0,97	0,16	16,02

Excluindo a proposta *P-M (L)*, a qual já se constatou ser dispersa, $CV \approx 30,0\%$, e pouco precisa, $MED \approx Q2 \approx 0,85$, a Tabela 4.2 permitiu identificar que as outras propostas foram mais acertadas, $MED \approx Q2 \approx 1,0$ e $CV \in [15,0-20,0]\%$. Nada obstante, nada pode ser comentando quanto à segurança das estimativas, pois se desconhece a fração de resultados que figuraram uma condição crítica de projeto. Para possibilitar essa contenda, a Figura 4.3b foi introduzida. Nessa figura, os valores $\zeta = 0,85$ e $\zeta = 1,15$ foram elucubrados, nessa ordem, como balizas inferior e superior para aquilatar a segurança das propostas. Nesse âmbito, para $\zeta \in [0,85-1,15]$ têm-se as estimativas com segurança a apropriada, para $\zeta < 0,85$ têm-se os resultados contra a segurança e, conseqüentemente, para $\zeta > 1,15$ as respostas conservadoras. Dessa maneira, deparou-se com a margem de resultados contra a segurança das proposituras. Confirmando-se o que se havia teorizado para a proposta *P-M (L)*, tendência para estimar contra a segurança, e, novamente, mais similaridade entre as demais propostas. Pelo menos, percebeu-se que para essas propostas $\approx 70,0\%$ das estimativas foram classificadas com a segurança apropriada.

Até o presente momento da investigação, apesar de se ter conquistado comentários valiosos, porém, ainda não foi possível explicar o móbil das estimativas contra a segurança, $\zeta < 0,85$. Para concretizar esse debate, a seguir, o parâmetro ζ foi colacionado com parâmetros que se julgou relevante ao se projetar pilares em CA curtos/esbeltos sujeitos à flexão composta normal. Justificado o avanço da exploração, apresenta-se a Figura 4.4 para a avaliação do impacto do índice de esbeltez λ dos pilares nos valores de ζ . Com a corrente proposição de análise, evidenciou-se a nequice da proposta *P-M (L)*. Conforme esperado, essa proposta é falha para projetar pilares esbeltos, sendo apropriada somente para pilares curtos. Apesar do desfecho trivial, importa ressaltar que se alcançou um padrão de eficiência igual ao das demais propostas projetando os pilares do BD com $\lambda \leq 35$. Para valorizar ainda mais essa informação, escorda-se que a ABNT NBR 6118 (2014) sugere desconsiderar o efeito de segunda ordem local no projeto de pilares isolados

sempre que $\lambda < \lambda_I$. Nesses termos, projetos contra a segurança podem ser elaborados, visto a imposição anterior de $\lambda \leq 35$.

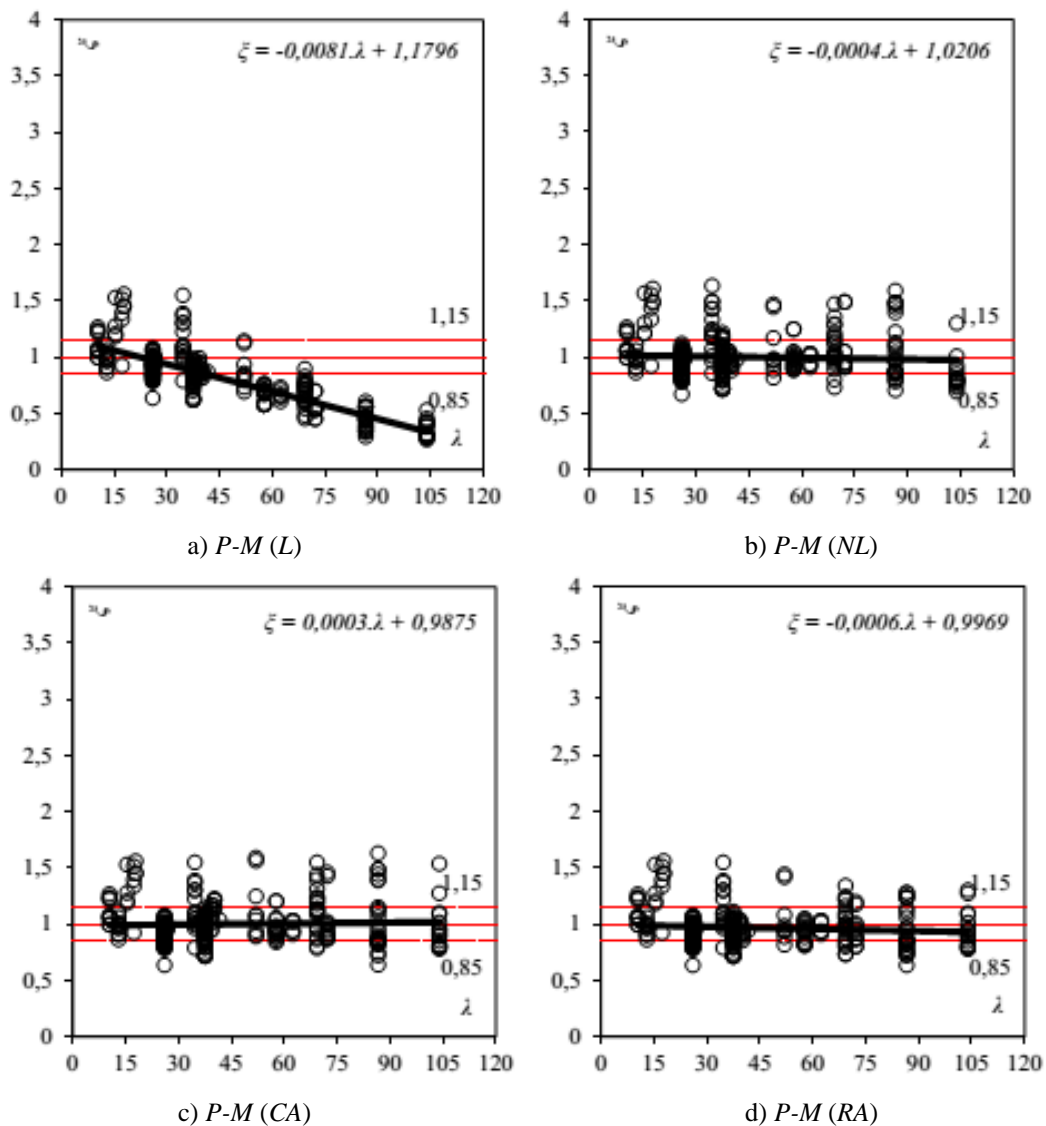


Figura 4.4. Análise da relação ξ - λ .

Apesar da publicação alarmante sobre a norma brasileira, vale pontuar que as propostas simplificadas dessa norma, $P-M(CA)$ e (RA) , foram classificadas como acertadas. Ainda assim, a inconsistência relativa à λ_I se mantém. Prosseguindo, agora, com o intento de identificar um padrão que justifique as estimativas contra a segurança e conservadoras das demais proposituras, visto que essas foram equivalentes em número, ver Figura 4.3b, apresentam-se as Figuras de 4.5 a 4.8, que correlacionam ξ com f_c , e/d , ρ_l e ρ_w , respectivamente. Explorando essas informações, observou-se que a relação ξ - f_c sugeriu predominância de resultados conservadores para os pilares do BD com $f_c \geq 75,0$ MPa sempre que as propostas $P-M(NL)$, (CA) e (RA) foram praticadas. De qualquer forma,

esse comentário foi apenas especulativo, pois a referida tendência não foi marcante. Condição análoga foi constatada na averiguação da correlação ξ -(e/d). Para esse caso, as estimativas conservadoras aconteceram para a marca $e/d < 0,3$. Novamente, essa tendência também foi suave, logo, o comentário ainda não pode ser conclusivo. Mesmo assim, vale salientar que essa condição pode ser acentuada no projeto de pilares com $f_c \geq 75,0$ MPa e $e/d < 0,3$. Por conta disso, sugere-se um estudo específico para avaliar essa condição, uma vez que poucos estudos do BD se enquadraram nessa situação, *e.g.*, VANDERLEI (1999), KIM (2007), PALLARES *et al.* (2008) e TORRICO (2010).

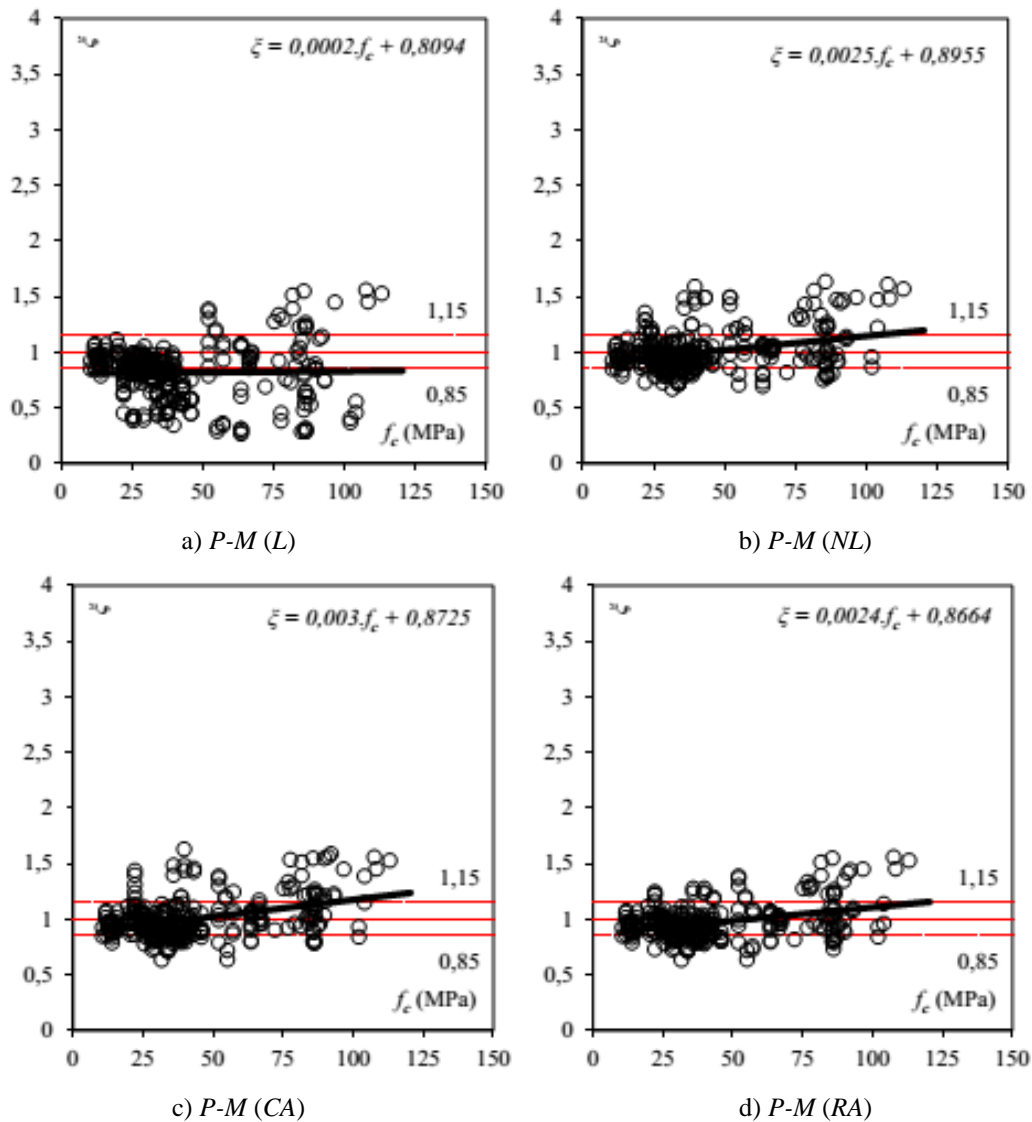


Figura 4.5. Análise da relação ξ - f_c .

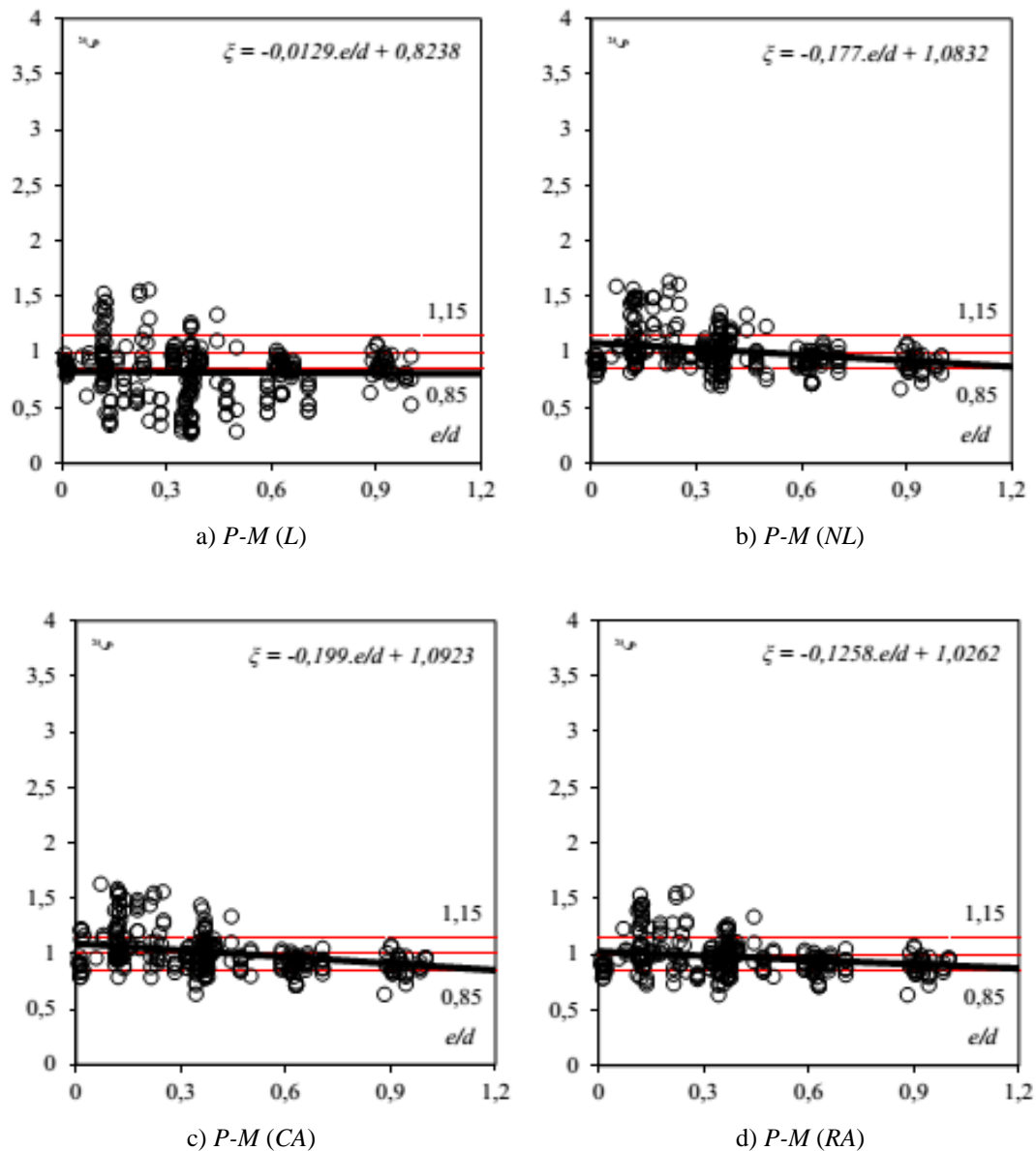


Figura 4.6. Análise da relação ξ -(e/d).

As figuras restantes, onde as relações ξ - ρ_l e ξ - ρ_w foram apresentadas, não viabilizaram a discussão quanto à segurança das propostas $P-M (NL)$, (CA) e (RA) , visto que os coeficientes angulares das equações que acompanham essas figuras são quase nulos e os coeficientes lineares foram próximo da unidade. Entretanto, as dispersões identificadas para essas proposições, $CV \approx 20,0 \%$, parecem acontecer de modo concentrado para os casos onde $\rho_l \leq 2,5 \%$ e $\rho_w \leq 0,5 \%$. Deve-se reconhecer que essas medidas são representativas de projetos usuais de pilares, tanto curtos como esbeltos, em edificações residenciais e comerciais altas, onde os efeitos de segunda ordem são realmente significativos. Logo, essa constatação, mesmo que especulativa, representa mais uma situação alarmante no projeto de pilares. Finaliza-se a discussão, recordando que os

coeficientes de segurança não foram ponderados nessas análises e que em uma situação real de projeto esses coeficientes são obrigatoriamente aplicados. Nessas condições, as propostas em juízo apresentaram menos de 1,0 % dos resultados na condição $\zeta \leq 0,85$, o que é satisfatório e tranquilizador ao mesmo tempo. Diferentemente, para a proposta $P-M(L)$, tiveram-se $\approx 20,0\%$ dos resultados na condição $\zeta \leq 0,85$, se os coeficientes de segurança fossem utilizados e se fosse ignorada a marca $\lambda \leq 35$. Dessa forma, alerta-se, outra vez, quanto à importância de se limitar adequadamente λ .

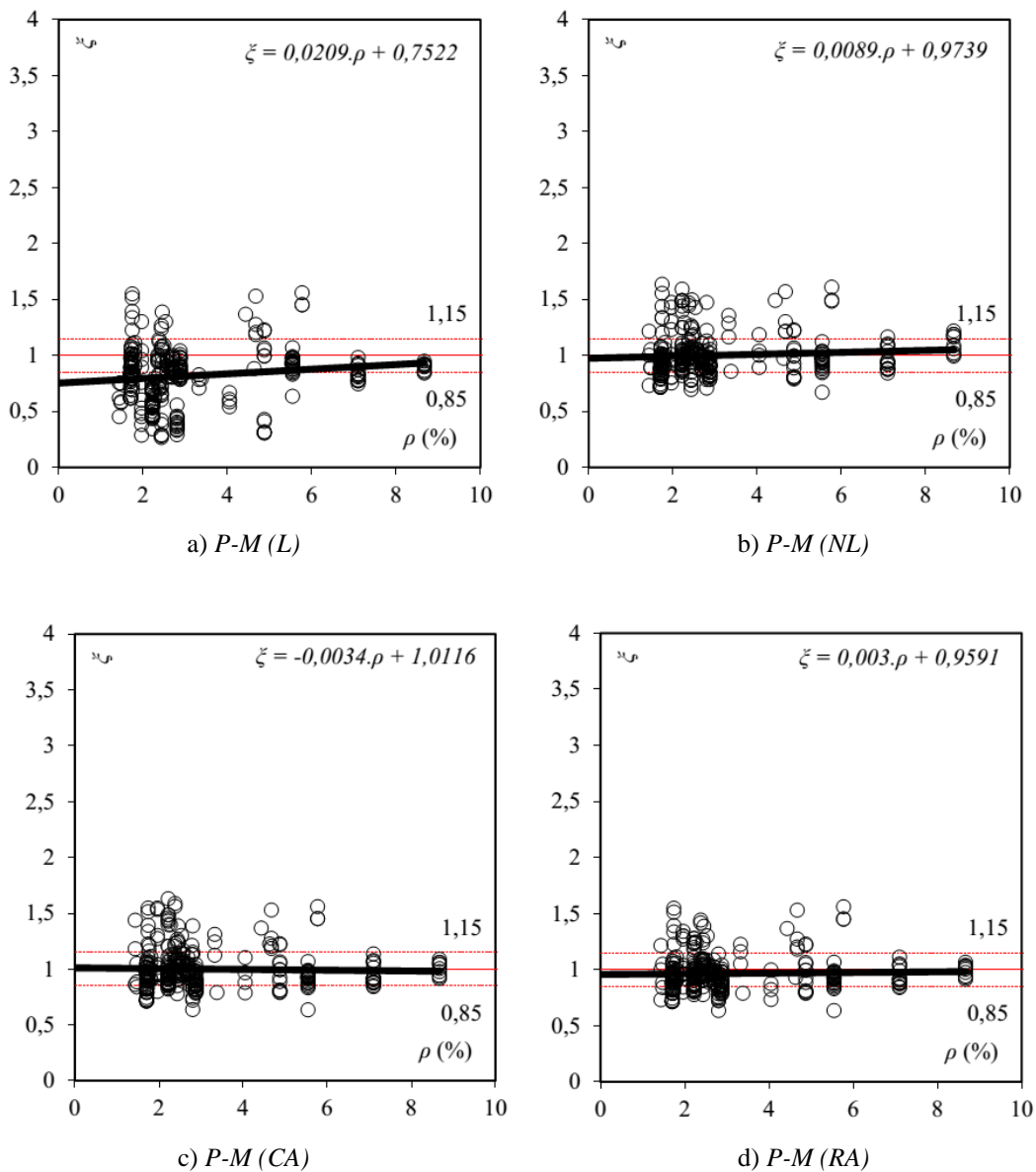


Figura 4.7. Análise da relação ζ - ρ .

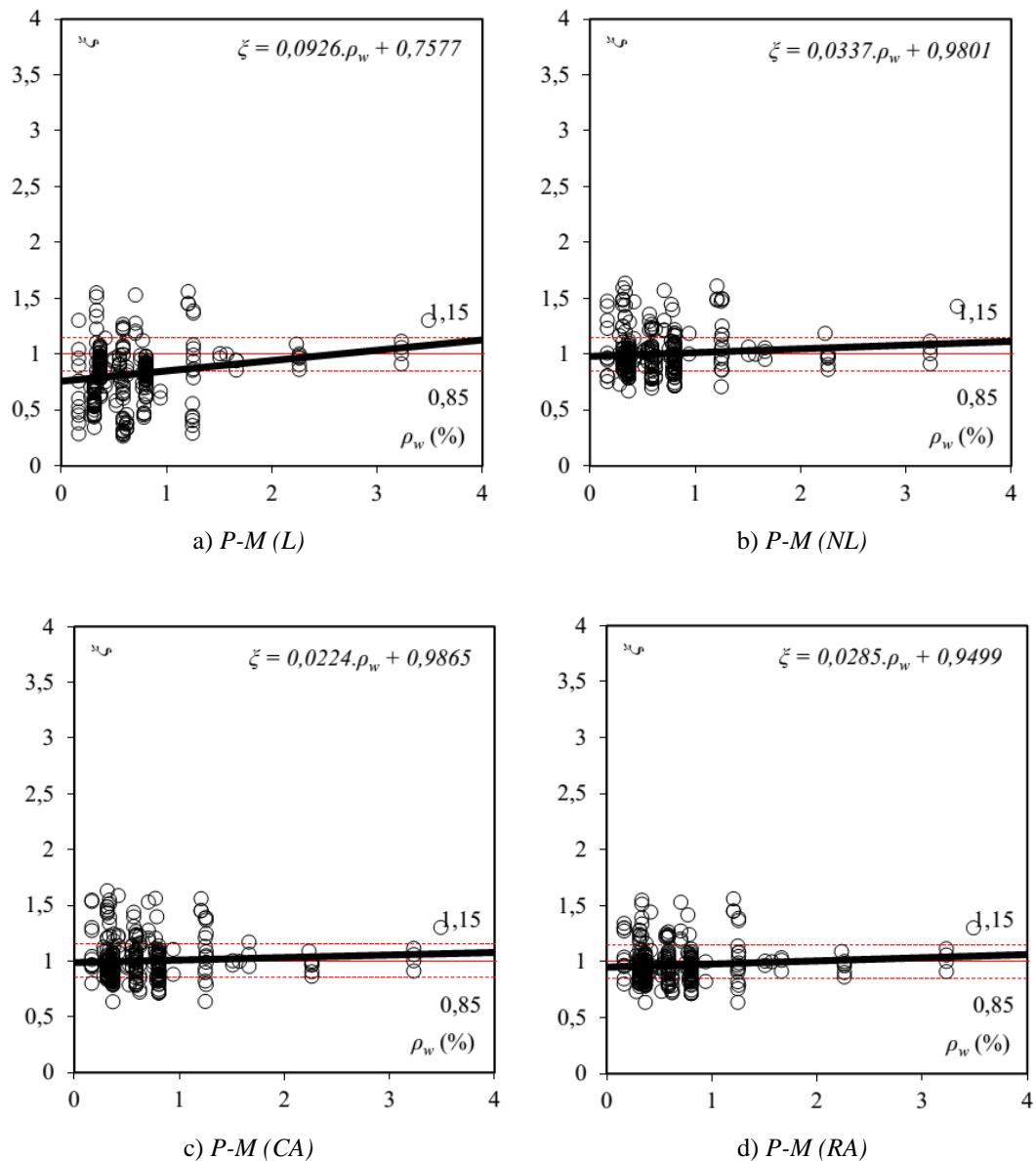


Figura 4.8. Análise da relação ξ - ρ_w .

5 CONCLUSÕES

Nessa pesquisa, contribuiu-se ao estudo de pilares em CA curtos e esbeltos solicitados à flexão composta normal. Para esse fim, esclareceu-se a teoria pertinente ao projeto de pilares a partir da análise do diagrama de interação e das relações *carga-momento*, *P-M*, linear (*L*) e não linear (*NL*), não linearidade geométrica. Além disso, as recomendações simplificadas da ABNT NBR 6118 (2014) também foram ajuizadas, concernentemente às propostas do pilar padrão com curvatura aproximada (*CA*) e rigidez aproximada (*RA*). Para avaliar a eficácia das estimativas, um banco de dados foi construído, 17 pesquisas, 320 pilares, e o parâmetro $\xi = P_{exp}/P_{teo}$ foi adotado como indicador de desempenho. Sendo

P_{exp} = carga máxima registrada experimentalmente e P_{teo} = estimativa de P_{exp} . Nas análises, desconsiderou-se a ponderação dos coeficientes de segurança. Com os resultados, delinearão-se as seguintes conclusões:

- A proposta $P-M (L)$ se mostrou inadequada para o projeto de pilares com $\lambda > 35$. Conseqüentemente, essa metodologia de cálculo é recomendada apenas para pilares curtos solicitados à flexão composta normal;

- Com base na evidência anterior, comentou-se que a sugestão da ABNT NBR 6118 (2014), relativa à desconsideração do efeito de segunda ordem no projeto de pilares com $\lambda < \lambda_l$ pode ser indevida, visto que o índice de referência λ_l é limitado em $35 \leq \lambda_l \leq 90$;

- As demais propostas, $P-M (NL)$, (CA) e (RA) apresentaram respostas similares, relativamente à precisão e segurança para estimar a resistência de pilares esbeltos sujeitos à flexão composta normal. Entretanto, considerou-se a proposta (NL) preferencial, pois as recomendações para as proposituras (CA) e (RA) foram de encontro à evidência experimental anterior, $\lambda \leq 35$, quando a limitação $35 \leq \lambda_l \leq 90$ é seguida;

- Praticando as propostas $P-M (NL)$, (CA) e (RA) , teorizou-se que os pilares esbeltos poderiam se encontrar em uma condição crítica de projeto se $f_c \geq 75,0$ MPa e $e/d < 0,3$ acontecessem concomitantemente. Dada a situação especulativa da averiguação, sugeriu-se que estudos específicos fossem conduzidos para apurar melhor essa evidência;

- Praticando as propostas $P-M (NL)$, (CA) e (RA) aos pilares esbeltos com $\rho_l \leq 2,5$ % e $\rho_w \leq 0,5$ %, observou-se que a dispersão das estimativas dessas proposições poderia ser amplificada. Como essas medidas representam situações práticas de edificações altas, pontuou-se essa possibilidade de ocorrência;

- Em situações reais de projeto, onde os coeficientes de segurança são aplicados, as proposituras em discussão foram satisfatórias quanto á estimativa da resistência de pilares curtos/esbeltos solicitados à flexão composta normal. Adicionalmente, ressaltou-se apenas a situação da proposta $P-M (L)$, que precisaria atender ao limite indicado antes para o índice de esbeltez, $\lambda \leq 35$, para se manter confiável, com a utilização dos coeficientes de segurança.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318-14). Farmington Hills, 2014.

ABNT NBR 6118. (2014). *Projeto e execução de obras de concreto armado e protendido - Procedimento*. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro.

ARAÚJO, L.M.B. (2004). *Análise teórico-experimental de pilares de concreto submetidos à flexão normal composta*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia.

CHAN, W.-C. (1972). *Combined axial load-bending moment behavior of reinforced concrete short columns*. Master Thesis, Department of Civil Engineering, University of Ottawa.

CHO, Y.-W.; LEE, L.-H. (1988). *Strength and ductility of reinforced concrete columns subjected to uniaxial bending*. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering.

CLAESON, C.; GYLLTOFT, K. (1995). *Reinforced normal and high strength concrete columns - Fracture mechanics and experiments*. Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-s.

DANTAS, A.B. (2006). *Estudo de pilares de concreto armado submetidos à flexão composta reta*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília.

DINIZ, S. M. C. e FRANGOPOL, D. M. (1997a), Strength and Ductility Simulation of HighStrength Concrete Columns. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 10, pp. 1365-1374.

DINIZ, S. M. C. e FRANGOPOL, D. M. (1997b), Reliability Bases for High-Strength Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 10, pp. 1375-1381.

ETMAN, E.E.-S. (2010). *Experimental study on the behavior os slender rectangular columns under eccentric loading*. *Concrete Research Letters*, V. 1, N. 2.

HOGNESTAD, E. (1951). *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. Urbana: University of Illinois Engineering Experiment Station, June. (Bulletin Series N. 399)

KIM, J.K; YANG, J.K. (1995). *Buckling behaviour of slender high-strength concrete columns*. *Engineering Structures*, V. 17, N. 1.

KIM, S. (2007). *Behavior of high-strength concrete columns*. PhD Thesis, Faculty of North Carolina State University.

KIMURA, A.E. Cálculo de pilares de concreto armado. Apostila. Curso ABECE – Cálculo de pilares de concreto armado. ABECE, 2016.

Kottb, H.A.; El-Shafey, N.F.; Torkey, A.A. (2015). *Behavior of high strength concrete columns under eccentric loads*. *HBRC Journal*, V. 11.

LIMA JUNIOR, H.C. (2003). *Avaliação da ductilidade de pilares de concreto armado submetidos à flexão-composta reta com e sem adição de fibras metálicas*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MELO, C.E.L. (2009). *Análise teórico-experimental e numérica de pilares birrotulados de concreto armado submetidos à flexo-compressão normal*. Tese de Doutorado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília.

NEmeCek, J.; PadevEt, P.; Bittnar, Z. (2004). *Effect of stirrups on behavior of normal and high strength concrete columns*. Acta Polytechnica, V. 44, N. 5.

Pallares, L.; Bonet, J.L.; Miguel, P.F.; Prada, M.A.F. (2008). *Experimental research on high strength concrete slender columns subjected to compression and biaxial bending forces*. Engineering Structures, V. 30.

SANTOS, G.S. (2009). *Análise teórica e experimental de pilares de concreto armado submetidos a flexão composta reta*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília.

TORRICO, F. A. (2010). *Análise teórica e experimental de comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência, considerando a ductilidade*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

VANDERLEI, R.D. (1999). *Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo-compressão reta*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

WIGHT, J.K.; MACGREGOR, J.G. (2009). *Reinforced concrete: Mechanics and design*. Prentice Hall, Fifth Edition, New Jersey.

ANEXO A – BANCO DE DADOS

Tabela A.1. Banco de dados.

Autor	Pilar	b	h	d	L	e	λ	f_c	ρ_l	ρ_w	P_{exp}
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(MPa)	(%)	(%)	(kN)
SANTOS (2009)	PFN15-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	15,00	57,74	38,50	2,22	0,31	662,00
	PFN24-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	24,00	57,74	45,80	2,22	0,31	456,00
	PFN30-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	30,00	57,74	37,20	2,22	0,31	317,00
	PFN40-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	40,00	57,74	37,20	2,22	0,31	294,40
	PFN50-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	50,00	57,74	37,20	2,22	0,31	232,00
	PFN60-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	60,00	57,74	38,50	2,22	0,31	198,40
	PFN15-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	15,00	72,17	43,10	2,22	0,31	670,40
	PFN24-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	24,00	72,17	45,80	2,22	0,31	360,80
	PFN30-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	30,00	72,17	41,60	2,22	0,31	336,00
	PFN40-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	40,00	72,17	41,60	2,22	0,31	246,00
PFN50-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	50,00	72,17	41,60	2,22	0,31	201,20	
PFN60-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	60,00	72,17	43,10	2,22	0,31	164,80	
TORRICO (2010)	50H12	200,00	120,00	87,45	3000,00	12,00	86,60	104,00	2,81	1,25	706,94
	50H30	200,00	120,00	87,45	3000,00	30,00	86,60	102,00	2,81	1,25	306,73
	50M12	200,00	120,00	87,45	3000,00	12,00	86,60	57,00	2,81	1,25	385,56
	50M30	200,00	120,00	87,45	3000,00	30,00	86,60	55,00	2,81	1,25	191,13
	50L12	200,00	120,00	87,45	3000,00	12,00	86,60	37,00	2,81	1,25	338,93
	50L30	200,00	120,00	87,45	3000,00	30,00	86,60	29,00	2,81	1,25	163,89
	100H12	200,00	120,00	87,45	3000,00	12,00	86,60	104,00	2,81	0,62	586,54
	100H30	200,00	120,00	87,45	3000,00	30,00	86,60	102,00	2,81	0,62	277,59
	100M12	200,00	120,00	87,45	3000,00	12,00	86,60	57,00	2,81	0,62	364,88
	100M30	200,00	120,00	87,45	3000,00	30,00	86,60	55,00	2,81	0,62	216,39
100L12	200,00	120,00	87,45	3000,00	12,00	86,60	37,00	2,81	0,62	290,56	
100L30	200,00	120,00	87,45	3000,00	30,00	86,60	29,00	2,81	0,62	148,86	
MELO (2009)	PFN6-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	6,00	86,60	39,60	2,22	0,31	652,00
	PFN12-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	12,00	86,60	39,60	2,22	0,31	535,00
	PFN15-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	15,00	86,60	35,80	2,22	0,31	460,50
	PFN18-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	18,00	86,60	39,70	2,22	0,31	460,50
	PFN24-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	24,00	86,60	39,70	2,22	0,31	241,00
	PFN30-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	30,00	86,60	33,90	2,22	0,31	254,80
	PFN40-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	40,00	86,60	33,90	2,22	0,31	170,20
	PFN50-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	50,00	86,60	37,60	2,22	0,31	155,00
	PFN60-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	60,00	86,60	37,60	2,22	0,31	131,00
	PFN15-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	15,00	72,17	43,10	2,22	0,31	670,40
	PFN24-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	24,00	72,17	45,80	2,22	0,31	360,80
	PFN30-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	30,00	72,17	41,60	2,22	0,31	336,00
	PFN40-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	40,00	72,17	41,60	2,22	0,31	246,00
	PFN50-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	50,00	72,17	41,60	2,22	0,31	202,20
	PFN60-2,5	250,00	120,00	85,00	2500,00	60,00	72,17	43,10	2,22	0,31	164,80
	PFN15-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	15,00	57,74	38,50	2,22	0,31	662,00
	PFN24-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	24,00	57,74	45,80	2,22	0,31	456,00
	PFN30-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	30,00	57,74	37,20	2,22	0,31	317,00
PFN40-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	40,00	57,74	37,20	2,22	0,31	294,40	
PFN50-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	50,00	57,74	37,20	2,22	0,31	232,00	
PFN60-2	250,00	120,00	85,00	2000,00	60,00	57,74	38,50	2,22	0,31	198,40	
DANTAS (2006)	PFN15-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	15,00	86,60	35,80	2,22	0,79	447,00
	PFN30-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	30,00	86,60	33,93	2,22	0,79	255,00
	PFN40-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	40,00	86,60	33,93	2,22	0,79	170,00
	PFN50-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	50,00	86,60	37,60	2,22	0,79	155,00
	PFN60-3	250,00	120,00	85,00	3000,00	60,00	86,60	37,60	2,22	0,79	131,00
VANDERLEI (1999)	P1/2	300,00	150,00	117,45	1740,00	1,68	40,18	85,68	2,79	0,62	2825,80
	P1/3	300,00	150,00	117,45	1740,00	1,51	40,18	82,61	2,79	0,42	2967,80

	P2/1	300,00	150,00	118,70	1740,00	2,59	40,18	90,07	1,76	0,62	2788,90
	P2/2	300,00	150,00	118,70	1740,00	2,01	40,18	89,61	1,76	1,25	2902,20
	P3/1	300,00	150,00	115,70	1740,00	1,81	40,18	87,41	4,63	0,62	3307,60
LIMA JUNIOR (2003)	P140	150,00	150,00	127,45	1700,00	10,00	39,26	39,21	2,57	0,55	822,00
	P240	150,00	150,00	127,45	1700,00	20,00	39,26	39,21	2,57	0,55	653,00
	P340	150,00	150,00	127,45	1700,00	30,00	39,26	39,21	2,57	0,55	500,00
	P160150	150,00	150,00	127,45	1700,00	10,00	39,26	66,38	2,57	0,55	1053,00
	P260150	150,00	150,00	127,45	1700,00	20,00	39,26	66,38	2,57	0,55	875,00
	P360150	150,00	150,00	127,45	1700,00	30,00	39,26	66,38	2,57	0,55	722,00
	P16050	150,00	150,00	127,45	1700,00	10,00	39,26	66,38	2,57	1,66	1087,00
	P26050	150,00	150,00	127,45	1700,00	20,00	39,26	66,38	2,57	1,66	859,00
	P36050	150,00	150,00	127,45	1700,00	30,00	39,26	66,38	2,57	1,66	685,00
	HOGNESTAD (1951)	A1A	254,00	254,00	220,22	1905,00	3,00	25,98	36,40	1,72	0,37
A1B		254,00	254,00	220,22	1905,00	12,70	25,98	39,02	1,72	0,37	1961,67
B1A		254,00	254,00	220,22	1905,00	3,00	25,98	29,30	1,72	0,37	1525,74
B1B		254,00	254,00	220,22	1905,00	3,00	25,98	28,06	1,72	0,37	1565,77
C1A		254,00	254,00	220,22	1905,00	3,00	25,98	15,65	1,72	0,37	987,51
C1B		254,00	254,00	220,22	1905,00	3,00	25,98	13,93	1,72	0,37	849,61
A2A		254,00	254,00	220,22	1905,00	69,09	25,98	36,40	1,72	0,37	1063,13
A2B		254,00	254,00	220,22	1905,00	70,61	25,98	40,20	1,72	0,37	1125,40
B2A		254,00	254,00	220,22	1905,00	70,36	25,98	29,30	1,72	0,37	947,47
B2B		254,00	254,00	220,22	1905,00	69,60	25,98	28,06	1,72	0,37	845,16
C2A		254,00	254,00	220,22	1905,00	70,36	25,98	15,65	1,72	0,37	527,11
C2B		254,00	254,00	220,22	1905,00	70,36	25,98	13,58	1,72	0,37	444,82
A3A		254,00	254,00	220,22	1905,00	135,13	25,98	39,02	1,72	0,37	593,84
A3B		254,00	254,00	220,22	1905,00	134,11	25,98	40,20	1,72	0,37	622,75
B3A		254,00	254,00	220,22	1905,00	137,41	25,98	31,92	1,72	0,37	560,03
B3B		254,00	254,00	220,22	1905,00	136,40	25,98	29,58	1,72	0,37	515,99
C3A		254,00	254,00	220,22	1905,00	134,11	25,98	12,96	1,72	0,37	269,12
C3B		254,00	254,00	220,22	1905,00	135,38	25,98	11,65	1,72	0,37	284,69
A4A		254,00	254,00	220,22	1905,00	201,93	25,98	33,16	1,72	0,37	375,87
A4B		254,00	254,00	220,22	1905,00	199,39	25,98	38,61	1,72	0,37	360,31
B4A		254,00	254,00	220,22	1905,00	202,69	25,98	26,20	1,72	0,37	355,86
B4B		254,00	254,00	220,22	1905,00	203,71	25,98	29,58	1,72	0,37	360,31
C4A		254,00	254,00	220,22	1905,00	198,63	25,98	11,65	1,72	0,37	222,41
C4B		254,00	254,00	220,22	1905,00	198,37	25,98	11,93	1,72	0,37	231,31
A5A		254,00	254,00	220,22	1905,00	327,66	25,98	33,16	1,72	0,37	214,40
A5B		254,00	254,00	220,22	1905,00	327,66	25,98	38,61	1,72	0,37	190,38
B5A		254,00	254,00	220,22	1905,00	328,17	25,98	29,58	1,72	0,37	205,06
B5B		254,00	254,00	220,22	1905,00	328,93	25,98	31,65	1,72	0,37	202,39
C5A		254,00	254,00	220,22	1905,00	326,14	25,98	15,93	1,72	0,37	173,48
C5B		254,00	254,00	220,22	1905,00	326,14	25,98	12,20	1,72	0,37	145,90
B6A		254,00	254,00	220,22	1905,00	1,78	25,98	28,13	2,88	0,37	2028,39
B6B		254,00	254,00	220,22	1905,00	1,52	25,98	27,85	2,88	0,37	1868,25
C6A		254,00	254,00	220,22	1905,00	2,54	25,98	13,93	2,88	0,37	1000,85
C6B		254,00	254,00	220,22	1905,00	4,57	25,98	10,48	2,88	0,37	898,54
A7A		254,00	254,00	220,22	1905,00	87,38	25,98	36,13	2,88	0,37	1218,81
A7B		254,00	254,00	220,22	1905,00	70,10	25,98	40,06	2,88	0,37	1263,30
B7A		254,00	254,00	220,22	1905,00	69,85	25,98	28,13	2,88	0,37	1138,74
B7B		254,00	254,00	220,22	1905,00	69,60	25,98	27,85	2,88	0,37	1103,16
C7A		254,00	254,00	220,22	1905,00	70,61	25,98	13,58	2,88	0,37	627,20
C7B		254,00	254,00	220,22	1905,00	70,36	25,98	10,48	2,88	0,37	564,03
A8A	254,00	254,00	220,22	1905,00	135,64	25,98	38,06	2,88	0,37	720,61	
A8B	254,00	254,00	220,22	1905,00	137,16	25,98	40,06	2,88	0,37	676,13	
B8A	254,00	254,00	220,22	1905,00	135,89	25,98	32,41	2,88	0,37	693,92	
B8B	254,00	254,00	220,22	1905,00	135,13	25,98	29,37	2,88	0,37	649,44	
C8A	254,00	254,00	220,22	1905,00	135,13	25,98	12,55	2,88	0,37	440,37	
C8B	254,00	254,00	220,22	1905,00	136,91	25,98	12,55	2,88	0,37	440,37	
A9A	254,00	254,00	220,22	1905,00	199,90	25,98	35,16	2,88	0,37	395,89	

	A9B	254,00	254,00	220,22	1905,00	200,41	25,98	35,65	2,88	0,37	405,68
	B9A	254,00	254,00	220,22	1905,00	199,39	25,98	32,41	2,88	0,37	418,13
	B9B	254,00	254,00	220,22	1905,00	198,63	25,98	30,13	2,88	0,37	398,12
	C9A	254,00	254,00	220,22	1905,00	200,15	25,98	12,96	2,88	0,37	324,72
	C9B	254,00	254,00	220,22	1905,00	199,39	25,98	11,93	2,88	0,37	291,36
	A10A	254,00	254,00	220,22	1905,00	324,61	25,98	35,16	2,88	0,37	205,06
	A10B	254,00	254,00	220,22	1905,00	323,85	25,98	35,65	2,88	0,37	195,72
	B10A	254,00	254,00	220,22	1905,00	324,61	25,98	29,37	2,88	0,37	193,50
	B10B	254,00	254,00	220,22	1905,00	324,87	25,98	30,13	2,88	0,37	195,72
	C10A	254,00	254,00	220,22	1905,00	326,39	25,98	15,86	2,88	0,37	197,95
	C10B	254,00	254,00	220,22	1905,00	327,15	25,98	12,20	2,88	0,37	200,17
	B11A	254,00	254,00	215,90	1905,00	2,03	25,98	26,68	5,55	0,37	2224,11
	B11B	254,00	254,00	215,90	1905,00	2,54	25,98	27,65	5,55	0,37	2157,39
	A12A	254,00	254,00	215,90	1905,00	68,58	25,98	28,61	5,55	0,37	1401,19
	A12B	254,00	254,00	215,90	1905,00	69,09	25,98	34,82	5,55	0,37	1445,67
	B12A	254,00	254,00	215,90	1905,00	69,09	25,98	29,65	5,55	0,37	1347,81
	B12B	254,00	254,00	215,90	1905,00	70,10	25,98	27,65	5,55	0,37	1263,30
	C12A	254,00	254,00	215,90	1905,00	70,10	25,98	15,86	5,55	0,37	1120,95
	C12B	254,00	254,00	215,90	1905,00	69,09	25,98	15,17	5,55	0,37	1023,09
	A13A	254,00	254,00	215,90	1905,00	136,14	25,98	36,89	5,55	0,37	978,61
	A13B	254,00	254,00	215,90	1905,00	135,64	25,98	33,44	5,55	0,37	934,13
	B13A	254,00	254,00	215,90	1905,00	135,89	25,98	24,68	5,55	0,37	800,68
	B13B	254,00	254,00	215,90	1905,00	135,64	25,98	29,58	5,55	0,37	916,33
	C13A	254,00	254,00	215,90	1905,00	135,38	25,98	15,86	5,55	0,37	671,68
	C13B	254,00	254,00	215,90	1905,00	134,11	25,98	14,27	5,55	0,37	609,41
	A14A	254,00	254,00	215,90	1905,00	199,90	25,98	36,89	5,55	0,37	631,65
	A14B	254,00	254,00	215,90	1905,00	201,42	25,98	35,16	5,55	0,37	680,58
	B14A	254,00	254,00	215,90	1905,00	200,41	25,98	24,68	5,55	0,37	617,41
	B14B	254,00	254,00	215,90	1905,00	190,50	25,98	31,65	5,55	0,37	489,30
	C14A	254,00	254,00	215,90	1905,00	199,14	25,98	13,44	5,55	0,37	513,77
	C14B	254,00	254,00	215,90	1905,00	199,90	25,98	14,27	5,55	0,37	462,62
	A15A	254,00	254,00	215,90	1905,00	328,17	25,98	35,16	5,55	0,37	391,44
	A15B	254,00	254,00	215,90	1905,00	326,39	25,98	33,44	5,55	0,37	351,41
	B15A	254,00	254,00	215,90	1905,00	327,91	25,98	26,20	5,55	0,37	329,17
	B15B	254,00	254,00	215,90	1905,00	328,17	25,98	31,92	5,55	0,37	375,87
	C15A	254,00	254,00	215,90	1905,00	327,41	25,98	13,44	5,55	0,37	322,50
	C15B	254,00	254,00	215,90	1905,00	327,91	25,98	14,27	5,55	0,37	331,39
CLAESON e GYLLTOFT (1995)	A1	120,00	120,00	93,00	2400,00	20,00	69,28	43,00	4,05	0,94	320,00
	A2	120,00	120,00	93,00	2400,00	20,00	69,28	43,00	4,05	0,52	280,00
	A3	120,00	120,00	93,00	2400,00	20,00	69,28	86,00	4,05	0,94	370,00
	A4	120,00	120,00	93,00	2400,00	20,00	69,28	86,00	4,05	0,52	330,00
	B5	200,00	200,00	169,00	3000,00	20,00	51,96	33,00	2,38	0,77	990,00
	B6	200,00	200,00	169,00	3000,00	20,00	51,96	33,00	2,38	0,42	990,00
	B7	200,00	200,00	169,00	3000,00	20,00	51,96	91,00	2,38	0,77	2310,00
	B8	200,00	200,00	169,00	3000,00	20,00	51,96	92,00	2,38	0,42	2350,00
	C9	200,00	200,00	169,00	4000,00	20,00	69,28	37,00	2,38	0,77	900,00
	C10	200,00	200,00	169,00	4000,00	20,00	69,28	37,00	2,38	0,42	920,00
	C11	200,00	200,00	169,00	4000,00	20,00	69,28	93,00	2,38	0,77	1530,00
	C12	200,00	200,00	169,00	4000,00	20,00	69,28	93,00	2,38	0,42	1560,00
ARAUIJO (2004)	PCS40	250,00	120,00	85,00	2000,00	40,00	57,74	42,70	0,00	0,00	217,00
	PCS50	250,00	120,00	85,00	2000,00	50,00	57,74	42,70	0,00	0,00	120,00
	PCS60	250,00	120,00	85,00	2000,00	60,00	57,74	42,70	0,00	0,00	90,00
	PCA4-40	250,00	120,00	85,00	2000,00	40,00	57,74	45,80	1,48	0,31	277,00
	PCA4-50	250,00	120,00	85,00	2000,00	50,00	57,74	45,80	1,48	0,31	217,00
	PCA4-60	250,00	120,00	85,00	2000,00	60,00	57,74	45,80	1,48	0,31	210,00
	PCA6-40	250,00	120,00	85,00	2000,00	40,00	57,74	42,70	2,22	0,31	320,00
	PCA6-50	250,00	120,00	85,00	2000,00	50,00	57,74	42,70	2,22	0,31	280,00
PCA6-60	250,00	120,00	85,00	2000,00	60,00	57,74	42,70	2,22	0,31	210,00	
ETMAN (2010)	G1C1	200,00	100,00	70,00	2000,00	25,00	69,28	22,00	1,44	0,57	158,00

	G1C2	200,00	100,00	70,00	2000,00	25,00	69,28	22,00	1,44	0,38	130,00
	G1C3	200,00	100,00	70,00	2000,00	25,00	69,28	22,00	1,44	0,28	95,00
	G2C1	200,00	100,00	69,00	2000,00	25,00	69,28	22,00	2,28	0,57	174,50
	G2C2	200,00	100,00	69,00	2000,00	25,00	69,28	22,00	2,28	0,38	141,00
	G2C3	200,00	100,00	69,00	2000,00	25,00	69,28	22,00	2,28	0,28	135,50
	G3C1	200,00	100,00	68,00	2000,00	25,00	69,28	22,00	3,33	0,57	190,00
	G3C2	200,00	100,00	68,00	2000,00	25,00	69,28	22,00	3,33	0,38	180,00
	G3C3	200,00	100,00	68,00	2000,00	25,00	69,28	22,00	3,33	0,28	163,00
KOTTB et al. (2015)	S1R	150,00	150,00	123,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	2,45	1,26	970,00
	S2E15	150,00	150,00	123,00	1500,00	22,50	34,64	57,20	2,45	1,26	985,00
	S3E20	150,00	150,00	123,00	1500,00	30,00	34,64	57,20	2,45	1,26	887,00
	S4S12	150,00	150,00	123,00	1800,00	15,00	41,57	52,00	2,45	1,26	849,00
	S5S15	150,00	150,00	123,00	2250,00	15,00	51,96	57,20	2,45	1,26	984,00
	S6L27	150,00	150,00	124,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	3,38	1,26	840,00
	S7L30	150,00	150,00	123,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	2,45	1,26	1360,00
	S8ST8	150,00	150,00	121,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	2,49	2,23	1067,00
	S9ST10	150,00	150,00	119,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	2,53	3,49	1262,00
	S1035	150,00	150,00	121,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	4,43	1,26	1490,00
CHAN (1972)	1C1	152,40	152,40	115,10	1651,00	45,72	37,53	24,13	8,67	0,81	498,20
	1C2	152,40	152,40	115,10	1651,00	45,72	37,53	24,13	8,67	0,81	489,30
	1C3	152,40	152,40	115,10	1651,00	45,72	37,53	24,13	8,67	0,81	491,53
	1C4	152,40	152,40	115,10	1651,00	45,72	37,53	24,13	8,67	0,81	498,73
	1C5	152,40	152,40	115,10	1651,00	45,72	37,53	24,13	8,67	0,81	511,55
	1D1	152,40	152,40	115,10	1651,00	76,20	37,53	24,13	8,67	0,81	331,39
	1D2	152,40	152,40	115,10	1651,00	76,20	37,53	24,13	8,67	0,81	322,50
	1D3	152,40	152,40	115,10	1651,00	76,20	37,53	24,13	8,67	0,81	302,48
	1D4	152,40	152,40	115,10	1651,00	76,20	37,53	24,13	8,67	0,81	306,93
	1D5	152,40	152,40	115,10	1651,00	76,20	37,53	24,13	8,67	0,81	311,38
	2C1	152,40	152,40	116,10	1651,00	45,72	37,53	31,72	7,10	0,81	444,82
	2C2	152,40	152,40	116,10	1651,00	45,72	37,53	31,72	7,10	0,81	462,62
	2C3	152,40	152,40	116,10	1651,00	45,72	37,53	31,72	7,10	0,81	500,42
	2C4	152,40	152,40	116,10	1651,00	45,72	37,53	31,72	7,10	0,81	469,29
	2C5	152,40	152,40	116,10	1651,00	45,72	37,53	31,72	7,10	0,81	473,74
	2D1	152,40	152,40	116,10	1651,00	76,20	37,53	27,58	7,10	0,81	266,23
	2D2	152,40	152,40	116,10	1651,00	76,20	37,53	27,58	7,10	0,81	274,77
	2D3	152,40	152,40	116,10	1651,00	76,20	37,53	27,58	7,10	0,81	255,46
	2D4	152,40	152,40	116,10	1651,00	76,20	37,53	27,58	7,10	0,81	275,34
	2D5	152,40	152,40	116,10	1651,00	76,20	37,53	27,58	7,10	0,81	271,79
	2DE1	152,40	152,40	116,10	1651,00	114,30	37,53	31,72	7,10	0,81	200,61
	2DE2	152,40	152,40	116,10	1651,00	114,30	37,53	31,72	7,10	0,81	212,18
	2DE3	152,40	152,40	116,10	1651,00	114,30	37,53	31,72	7,10	0,81	202,17
	2DE4	152,40	152,40	116,10	1651,00	114,30	37,53	31,72	7,10	0,81	202,39
	2DE5	152,40	152,40	116,10	1651,00	114,30	37,53	31,72	7,10	0,81	193,50
	3B1	152,40	152,40	119,85	1651,00	15,24	37,53	25,51	2,69	0,81	458,61
	3B2	152,40	152,40	119,85	1651,00	15,24	37,53	25,51	2,69	0,81	462,17
	3B3	152,40	152,40	119,85	1651,00	15,24	37,53	25,51	2,69	0,81	462,62
	3B4	152,40	152,40	119,85	1651,00	15,24	37,53	25,51	2,69	0,81	502,65
	3B5	152,40	152,40	119,85	1651,00	15,24	37,53	25,51	2,69	0,81	493,75
	3C1	152,40	152,40	119,85	1651,00	45,72	37,53	25,51	2,69	0,81	317,29
	3C2	152,40	152,40	119,85	1651,00	45,72	37,53	25,51	2,69	0,81	306,93
	3C3	152,40	152,40	119,85	1651,00	45,72	37,53	25,51	2,69	0,81	337,26
	3C4	152,40	152,40	119,85	1651,00	45,72	37,53	25,51	2,69	0,81	300,25
	3C5	152,40	152,40	119,85	1651,00	45,72	37,53	25,51	2,69	0,81	300,25
	3D1	152,40	152,40	119,85	1651,00	76,20	37,53	24,13	2,69	0,81	189,76
	3D2	152,40	152,40	119,85	1651,00	76,20	37,53	24,13	2,69	0,81	185,54
	3D3	152,40	152,40	119,85	1651,00	76,20	37,53	24,13	2,69	0,81	195,63
	3D4	152,40	152,40	119,85	1651,00	76,20	37,53	24,13	2,69	0,81	191,94
	3D5	152,40	152,40	119,85	1651,00	76,20	37,53	24,13	2,69	0,81	184,82
4B1	152,40	152,40	121,10	1651,00	15,24	37,53	22,06	1,70	0,81	392,56	

	4B2	152,40	152,40	121,10	1651,00	15,24	37,53	22,06	1,70	0,81	359,95
	4B3	152,40	152,40	121,10	1651,00	15,24	37,53	22,06	1,70	0,81	365,24
	4B4	152,40	152,40	121,10	1651,00	15,24	37,53	22,06	1,70	0,81	393,71
	4B5	152,40	152,40	121,10	1651,00	15,24	37,53	22,06	1,70	0,81	364,80
	4C1	152,40	152,40	121,10	1651,00	45,72	37,53	31,72	1,70	0,81	271,34
	4C2	152,40	152,40	121,10	1651,00	45,72	37,53	31,72	1,70	0,81	290,47
	4C3	152,40	152,40	121,10	1651,00	45,72	37,53	31,72	1,70	0,81	244,65
	4C4	152,40	152,40	121,10	1651,00	45,72	37,53	31,72	1,70	0,81	266,89
	4C5	152,40	152,40	121,10	1651,00	45,72	37,53	31,72	1,70	0,81	298,03
	4D1	152,40	152,40	121,10	1651,00	76,20	37,53	33,78	1,70	0,81	135,67
	4D2	152,40	152,40	121,10	1651,00	76,20	37,53	33,78	1,70	0,81	136,74
	4D3	152,40	152,40	121,10	1651,00	76,20	37,53	33,78	1,70	0,81	135,67
	4D4	152,40	152,40	121,10	1651,00	76,20	37,53	33,78	1,70	0,81	135,98
	4D5	152,40	152,40	121,10	1651,00	76,20	37,53	33,78	1,70	0,81	141,32
	4DE1	152,40	152,40	121,10	1651,00	114,30	37,53	28,27	1,70	0,81	82,87
	4DE2	152,40	152,40	121,10	1651,00	114,30	37,53	28,27	1,70	0,81	72,51
4DE3	152,40	152,40	121,10	1651,00	114,30	37,53	28,27	1,70	0,81	81,62	
4DE4	152,40	152,40	121,10	1651,00	114,30	37,53	28,27	1,70	0,81	79,40	
4DE5	152,40	152,40	121,10	1651,00	114,30	37,53	28,27	1,70	0,81	97,64	
CHO e LEE (1988)	CDA1	200,00	200,00	174,00	750,00	20,00	12,99	20,20	1,81	2,26	780,20
	CDA2	200,00	200,00	174,00	750,00	40,00	12,99	20,20	1,81	2,26	569,30
	CDB11	200,00	200,00	174,00	750,00	20,00	12,99	19,54	1,81	3,23	762,00
	CDB12	200,00	200,00	174,00	750,00	20,00	12,99	20,20	1,81	3,23	825,60
	CDB2	200,00	200,00	174,00	750,00	40,00	12,99	19,54	1,81	3,23	684,90
	CDB3	200,00	200,00	174,00	750,00	60,00	12,99	20,20	1,81	3,23	465,00
	CDD11	200,00	200,00	174,00	750,00	20,00	12,99	19,54	2,71	2,26	866,40
	CDD12	200,00	200,00	174,00	750,00	20,00	12,99	20,54	2,71	2,26	873,20
	CDD2	200,00	200,00	174,00	750,00	40,00	12,99	20,54	2,71	2,26	714,40
	CDD3	200,00	200,00	174,00	750,00	60,00	12,99	20,54	2,71	2,26	521,60
CDD'1	200,00	200,00	174,00	750,00	20,00	12,99	20,54	2,71	1,57	898,10	
KIM (2007)	_10E1	304,80	228,60	191,10	1016,00	22,86	15,40	54,47	4,68	0,70	3972,26
	_10E2	304,80	228,60	191,10	1016,00	45,72	15,40	54,47	4,68	0,70	3113,76
	A10E1	304,80	228,60	191,10	1016,00	22,86	15,40	75,15	4,68	0,70	4550,53
	_14E1	304,80	228,60	191,10	1016,00	22,86	15,40	113,07	4,68	0,70	6040,69
	A18E1	228,60	177,80	142,80	914,40	17,78	17,82	96,53	5,77	1,21	3509,65
	_18E1	228,60	177,80	142,80	914,40	17,78	17,82	108,25	5,77	1,21	3411,79
	_18E2	228,60	177,80	142,80	914,40	35,56	17,82	107,56	5,77	1,21	2573,61
NEMECEK et al. (2004)	N50	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	30,00	2,36	1,51	617,60
	N100	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	30,00	2,36	0,75	607,80
	N150	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	30,00	2,36	0,50	602,20
	H50	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	67,20	2,36	1,51	1053,20
	H100	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	67,20	2,36	0,75	1038,40
	H150	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	67,20	2,36	0,50	1007,00
KIM e YANG (1993)	10L4-1	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	25,50	4,87	0,59	109,50
	10L4-2	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	25,50	4,87	0,59	109,30
	60L2-1	80,00	65,00	65,00	1440,00	24,00	62,35	25,50	2,44	0,59	63,70
	60L2-2	80,00	65,00	65,00	1440,00	24,00	62,35	25,50	2,44	0,59	65,70
	100L2-1	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	25,50	2,44	0,59	38,20
	100L2-2	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	25,50	2,44	0,59	35,00
	100L4-1	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	25,50	4,87	0,59	49,00
	100L4-2	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	25,50	4,87	0,59	47,00
	10M2-1	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	63,50	2,44	0,59	179,00
	10M2-2	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	63,50	2,44	0,59	182,80
	10M4-1	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	63,50	4,87	0,59	207,70
	10M4-2	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	63,50	4,87	0,59	204,60
	60M2-1	80,00	65,00	65,00	1440,00	24,00	62,35	63,50	2,44	0,59	102,80
	60M2-2	80,00	65,00	65,00	1440,00	24,00	62,35	63,50	2,44	0,59	113,50
	100M2-1	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	63,50	2,44	0,59	45,20
100M2-2	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	63,50	2,44	0,59	47,60	

	100M4-1	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	63,50	4,87	0,59	59,60
	100M4-2	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	63,50	4,87	0,59	60,50
	10H2-1	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	86,20	2,44	0,59	235,30
	10H2-2	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	86,20	2,44	0,59	240,40
	10H4-1	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	86,20	4,87	0,59	255,80
	10H4-2	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	86,20	4,87	0,59	257,70
	60H2-1	80,00	65,00	65,00	1440,00	24,00	62,35	86,20	2,44	0,59	122,10
	60H2-2	80,00	65,00	65,00	1440,00	24,00	62,35	86,20	2,44	0,59	123,70
	100H2-1	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	86,20	2,44	0,59	54,30
	100H2-2	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	86,20	2,44	0,59	54,90
	100H4-1	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	86,20	4,87	0,59	66,60
	100H4-2	80,00	65,00	65,00	2400,00	24,00	103,92	86,20	4,87	0,59	64,70
PALLARES et al. (2008)	L30A0X1	100,00	200,00	180,00	3000,00	20,00	51,96	72,00	1,75	0,34	642,15
	L30A0X2	100,00	200,00	180,00	3000,00	40,00	51,96	89,60	1,75	0,34	658,44
	L30A0X3	100,00	200,00	180,00	3000,00	80,00	51,96	80,96	1,75	0,34	364,94
	L30A0X4	100,00	200,00	180,00	3000,00	160,00	51,96	85,60	1,75	0,34	142,19
	L30A90X1	200,00	100,00	80,00	3000,00	10,00	103,92	77,60	1,96	0,17	429,71
	L30A90X2	200,00	100,00	80,00	3000,00	20,00	103,92	77,60	1,96	0,17	267,26
	L30A90X3	200,00	100,00	80,00	3000,00	40,00	103,92	84,80	1,96	0,17	131,80
	L30A90X4	200,00	100,00	80,00	3000,00	80,00	103,92	88,00	1,96	0,17	76,57
	L20A0X1	100,00	200,00	180,00	2000,00	20,00	34,64	84,00	1,75	0,34	1213,13
	L20A0X2	100,00	200,00	180,00	2000,00	40,00	34,64	85,60	1,75	0,34	1176,12
	L20A0X3	100,00	200,00	180,00	2000,00	80,00	34,64	84,80	1,75	0,34	539,72
	L20A0X4	100,00	200,00	180,00	2000,00	160,00	34,64	83,20	1,75	0,34	171,58
	L20A90X1	200,00	100,00	80,00	2000,00	10,00	69,28	89,60	1,96	0,17	913,05
	L20A90X2	200,00	100,00	80,00	2000,00	20,00	69,28	87,20	1,96	0,17	439,06
	L20A90X3	200,00	100,00	80,00	2000,00	40,00	69,28	85,60	1,96	0,17	216,14
	L20A90X4	200,00	100,00	80,00	2000,00	80,00	69,28	79,20	1,96	0,17	106,29
	L10A0X1	100,00	200,00	180,00	1000,00	20,00	17,32	81,60	1,75	0,34	1364,90
	L10A0X2	100,00	200,00	180,00	1000,00	40,00	17,32	81,60	1,75	0,34	1149,90
	L10A0X3	100,00	200,00	180,00	1000,00	80,00	17,32	76,80	1,75	0,34	640,90
	L10A0X4	100,00	200,00	180,00	1000,00	160,00	17,32	76,80	1,75	0,34	166,10
L10L90X2	200,00	100,00	80,00	1000,00	20,00	34,64	78,40	1,96	0,17	922,90	
L10A90X3	200,00	100,00	80,00	1000,00	40,00	34,64	84,00	1,96	0,17	467,80	
L10A90X4	200,00	100,00	80,00	1000,00	80,00	34,64	84,00	1,96	0,17	134,80	