

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

JOÃO PEDRO NAVARRO ROCHA

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE PLACAS
DE BASE METÁLICAS ENGASTADAS NOS
EIXOS DE MAIOR E MENOR INÉRCIA**

Belo Horizonte

2022

João Pedro Navarro Rocha

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE PLACAS DE BASE METÁLICAS
ENGASTADAS NOS EIXOS DE MAIOR E MENOR INÉRCIA**

Trabalho de Conclusão apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Estruturas".

Belo Horizonte

2022



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA / TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO (TCC)

Aos **dezesesseis** dias do mês de **dezembro** de **2022**, às 08h, o estudante **João Pedro Navarro Rocha**, matrícula 2020674810, defendeu o Trabalho intitulado “**Estudo do Comportamento de Placas de Base Metálicas Engastadas nos Eixos de Maior e Menor Inércia**”.

Participaram da banca examinadora os abaixo indicados, que, por nada mais terem a declarar; assinam eletronicamente a presente ata.

Nota: 95 (noventa e cinco pontos)

Orientador(a): Prof. Rodrigo Barreto Caldas

Nota: 95 (noventa e cinco pontos)

Examinador(a): Prof. Lucas Ribeiro dos Santos



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas, Professor do Magistério Superior**, em 15/02/2023, às 18:19, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Lucas Ribeiro dos Santos, Professor do Magistério Superior**, em 16/02/2023, às 08:12, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1956011** e o código CRC **C3185238**.

Este documento deve ser editado apenas pelo Orientador e deve ser assinado eletronicamente por todos os membros da banca.

Resumo

O entendimento do comportamento das placas de base para estruturas de aço e mistas de aço e concreto é vital para estabilidade da estrutura, uma vez que a geometria, espessura de chapa e diâmetro dos chumbadores influenciam na rigidez da ligação, e, portanto, na transferência de esforços. A metodologia nacional de cálculo é totalmente baseada na norma de aço americana, que não aborda placas engastadas em ambas as direções, um caso que ocorre com muita frequência principalmente no âmbito industrial. O número de estudos para placas rígidas em ambos os eixos vem crescendo nos últimos 20 anos, principalmente em artigos internacionais de universidades dos Estados Unidos e Coréia do Sul. O objetivo deste trabalho é fazer um compilado dos estudos, nacionais e internacionais, correlacionando e parametrizando resultados, além do desenvolvimento de um estudo analítico na menor inércia e comparação dos resultados destes com os encontrados na literatura, a fim de fornecer uma sólida base de cálculo para verificação de placas submetidas à flexão oblíqua.

Palavras-chave: Placas de base; Flexão oblíqua; Ligações metálicas; Estruturas metálicas.

Abstract

Understanding the behavior of column-base plates of steel and composite structures is extremely important for the stability, once the geometry, plate's thickness and anchor's dimensions influence in the connection stiffness, therefore, in the efforts transfer. The Brazilian methodology is completely based in the AISC method, which doesn't apply to base plates submitted to biaxial bending efforts, a case commonly used, especially in industry constructions. The number of studies for stiffened base plates in both axes has been growing the last 20 years, especially in international articles of universities of United States and Korea. The idea of this work is to do a compilation of these studies, national e international, correlating and parameterizing results, along with the development of an analytic study in the weak axis and comparison of the results with results found in literature, to offer a solid methodology to check plates submitted at biaxial bending.

Keywords: Column-base plates; Biaxial bending; Steel connections; Steel Structures.

Lista de Figuras

Figura 1 – Linhas de escoamento com momento fletor na maior inércia	18
Figura 2 – Linhas de escoamento com momento fletor na menor inércia.....	18
Figura 3 – Linhas de escoamento do teste 1 com momento fletor na menor inércia	21
Figura 4 – Diagramas de momento resistente em placa submetida à flexão nos dois eixos de inércia..	22
Figura 5 – Eixos de análise e curva de interação para capacidade a “bi flexão”.....	24
Figura 6 – Gráfico comparativo do modelo analítico (Testes 01, 05 e 07)	36
Figura 7 – Gráfico comparativo do modelo analítico (Teste 04)	37
Figura 8 – Gráfico comparativo do modelo analítico (Teste 06)	38
Figura 9 – Gráfico dos esforços combinados (Testes 01, 05 e 07).....	41
Figura 10 – Gráfico dos esforços combinados (Teste 04).....	42
Figura 11 – Gráfico dos esforços combinados (Teste 04).....	43

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Dados dos testes realizados por Gomez (2010).....	23
Tabela 2 – Resultados para diversas combinações de flexão pelo MEF (Fasae, 2018)	24
Tabela 3 – Momentos resistentes – Teste 01 (0 kN).....	26
Tabela 4 – Análise comparativa MEF – Teste 01 (0 kN).....	26
Tabela 5 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 01 (0 kN).....	26
Tabela 6 – Momentos resistentes – Teste 01 (222 kN).....	27
Tabela 7 – Análise comparativa MEF – Teste 01 (222 kN).....	27
Tabela 8 – Momentos resistentes – Teste 05 (411 kN).....	28
Tabela 9 – Análise comparativa MEF – Teste 05 (411 kN).....	28
Tabela 10 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 05 (411 kN).....	28
Tabela 11 – Momentos resistentes – Teste 07 (690 kN).....	29
Tabela 12 – Análise comparativa MEF – Teste 07 (690 kN).....	29
Tabela 13 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 07 (690 kN).....	29
Tabela 14 – Momentos resistentes – Teste 07 (1112 kN).....	30
Tabela 15 – Análise comparativa MEF – Teste 07 (1112 kN).....	30
Tabela 16 – Momentos resistentes – Teste 04 (411 kN).....	31
Tabela 17 – Análise comparativa MEF – Teste 04 (411 kN).....	31
Tabela 18 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 04 (411 kN).....	31
Tabela 19 – Momentos resistentes – Teste 04 (1112 kN).....	32
Tabela 20 – Análise comparativa MEF – Teste 04 (1112 kN).....	32
Tabela 21 – Momentos resistentes – Teste 06 (411 kN).....	33
Tabela 22 – Análise comparativa MEF – Teste 06 (411 kN).....	33
Tabela 23 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 06 (411 kN).....	33
Tabela 24 – Momentos resistentes – Teste 06 (1112 kN).....	34
Tabela 25 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 06 (1112 kN).....	34
Tabela 26 – Comparativo dos resultados do modelo analítico com testes de Gomez (2010) na maior inércia e MEF de Fasae et al. (2018) na menor inércia	35
Tabela 27 – Momentos resistentes finais com base nos menores índices de erro.....	39
Tabela 28 – Tabela de esforços combinados pelo método analítico (Testes 01,05 e 07).....	40
Tabela 29 – Tabela de esforços combinados pelo método analítico (Teste 04).....	41
Tabela 30 – Tabela de esforços combinados pelo método analítico (Teste 06).....	42

Sumário

1	INTRODUÇÃO	9
2	OBJETIVO	10
3	REVISÃO DA LITERATURA	11
4	DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO	13
4.1	Rigidez da Placa de Base	13
4.1.1	Placa Rígida	13
4.1.2	Placa Semirrígida.....	15
4.1.3	Placa Flexível.....	16
4.2	Regimes da Linha de Escoamento	18
4.2.1	Caso 1.....	19
4.2.2	Caso 2.....	19
4.2.3	Caso 3.....	20
4.3	Modelo Analítico	20
4.3.1	Maior Inércia.....	20
4.3.2	Menor Inércia.....	21
4.3.3	Esforços Combinados	22
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	23
5.1	Testes 01, 05 e 07	25
5.2	Teste 04	30
5.3	Teste 06	32
5.4	Análise dos Resultados	35
5.5	Esforços Combinados	39
6	CONCLUSÃO	44
7	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	45
8	REFERÊNCIAS.....	46
	ANEXOS E APÊNDICES	47

1 INTRODUÇÃO

As estruturas metálicas possuem um amplo campo de aplicação na construção civil, principalmente em indústrias e edificações de maior porte devido à rapidez de montagem e aumento de possibilidades construtivas.

A complexidade da estrutura metálica se dá pela difícil previsão de transferência dos esforços, uma vez que as ligações possuem muitos fatores que influenciam no grau de rigidez, sendo em sua maioria, casos semirrígidos. Dessa forma, é usual o sistema no qual a edificação é contraventada na direção de menor inércia dos pilares, com ligações rotuladas entre vigas-pilares e pilares-fundação e engastadas na direção de maior inércia, tanto nas ligações das vigas quanto na base dos pilares.

As placas de base são os elementos que fazem a transferência dos esforços dos pilares para os elementos de fundação, onde neste modelo mais usual a literatura nacional aborda com maior precisão, limitando a largura da placa justamente para que seja flexível na direção contraventada de menor inércia do pilar.

Como será observado ao longo do trabalho, a motivação para as pesquisas de placas de base biengastadas ocorre pelo fato das ações horizontais devidas ao sismo, onde os esforços ocorrem nas duas direções ao mesmo tempo, e não isoladas como na análise do vento. A questão é que em diversos casos a placa não possui tal limitação de largura e/ou um sistema de contraventamento diferente do convencional, sendo necessário o entendimento do comportamento do sistema biengastado, algo indefinido para as normas de referência.

Entre os elementos da placa, a transferência de esforços ocorre do perfil para a chapa e subsequentemente da chapa para o bloco/chumbadores. No caso da flexo-compressão, o momento fletor gera um binário de forças que são somadas à compressão do perfil. Caso a parcela de tração devido à flexão seja maior que a compressão do perfil, o esforço é transferido como tração para os chumbadores através da flexão da chapa.

A previsão dos mecanismos de falha destas é extremamente necessária para o correto dimensionamento dos elementos da placa. A falha pode acontecer por esmagamento do concreto, flexão da chapa ou tração dos chumbadores, os quais dependem da geometria, dimensões e resistência dos materiais de cada dos componentes. Para que seja possível a verificação analítica, esta previsão só é possível ser realizada por resultados experimentais e simulações computacionais validadas pelos resultados práticos.

2 OBJETIVO

A normativa nacional (NBR 8800:2008) referencia a metodologia de cálculo de verificação das placas de base no Steel Design Guide One (2006). Por sua vez, a normativa americana aborda apenas o caso de placas de base engastadas na maior inércia do pilar, segundo a metodologia de Drake e Elkin (1999).

Saindo da abordagem de metodologias consolidadas, alguns trabalhos de autores como: Lee *et al.* (2001 e 2008), Choi e Choi (2012), Tsavdaridis *et al.* (2016), Fasaee *et al.* (2018) e Kanvinde *et al.* (2021), fazem a análise das placas submetidas a esforços de flexão na menor inércia experimentalmente ou computacionalmente por elementos finitos.

Serão apresentadas metodologias de comportamento dos elementos da placa juntamente com cálculos de resistência com base no artigo “Capacity of exposed column base connections subjected to uniaxial and biaxial bending moments” de Fasaee, Banan e Ghazizadeh (2018). Os resultados encontrados através dos modelos analíticos apresentados ao longo deste trabalho, serão comparados a valores de testes apresentados por Gomez, Kanvinde e Deierlein (2010) com momentos aplicados no eixo de maior inércia e resultados de Fasaee *et al.* (2018) para momentos aplicados na menor inércia via métodos dos elementos finitos (MEF).

O objetivo deste trabalho é ser uma revisão detalhada das últimas referências de análise para a situação de placas sujeitas a flexão oblíqua, procurando desenvolver um método analítico sólido de verificação de placas de base nestas circunstâncias.

3 REVISÃO DA LITERATURA

Picardi & Beaulieu (1984) *apud* Targowski *et al.* (1993) começaram as primeiras metodologias e estudos das placas de bases engastadas, mostrando o quão recente é a análise dos estados limites das ligações de base. Targowski *et al.* (1993) cita que até então na época, as placas de base não tinham recebido muita atenção dos pesquisadores, sendo analisadas apenas em sistemas simplificados de regimes elásticos ou plásticos, sendo uma das primeiras análises não-lineares parametrizadas com resultados experimentais.

Drake e Elkin (1999) então apresentaram no *Engineering Journal* uma metodologia analítica das bases enrijecidas na maior inércia do pilar, tornando-se, até hoje, a referência de cálculo. Fischer e Kloiber (2006) no *Design Guide* da AISC utilizam os parâmetros apresentados neste trabalho para ser a normativa de referência americana, utilizada também como referência pela NBR 8800:2008. Destaca-se também que a literatura nacional com Bellei (2008), aborda exatamente como a norma americana exige, pelos limites LFRD e ASD, calculando as tensões no concreto em uma distribuição triangular e no chumbador em uma placa rígida para o equilíbrio do sistema. Já Fakury *et al.* (2016), de forma muito clara e didática, utiliza uma metodologia que verifica a excentricidade ocasionada pelos esforços, tendo parâmetros de cálculo para quando a compressão é dominante e outros parâmetros para quando a flexão é dominante, considerando o comportamento retangular de tensões na parte comprimida do concreto.

Complementando os estudos de Drake e Elkin (1999), Gomez, Kanvinde e Deierlein apresentam em Abril de 2010 um relatório final ao AISC, com o estudo experimental de placas de base sujeitas a flexo-compressão na maior inércia, sendo os resultados experimentais mais utilizados como referência na maior parte dos estudos da área.

Partindo para a análise dos esforços de flexão no eixo de menor inércia, Lee (2001) apresentou em sua tese de doutorado pela Universidade de Michigan, resultados experimentais, juntamente com uma análise de elementos finitos, do comportamento das placas sujeitas a esforços laterais de sismos na menor inércia. Estes mostraram que o comportamento foi

diferente do proposto por Drake e Elkin para flexo-compressão simples, justificando a necessidade de uma análise mais criteriosa para o engaste no eixo de menor inércia (amplamente denominado “weak axis” como o “eixo fraco” do perfil). Os dados apresentados neste trabalho foram tratados e publicados na revista *Steel Structures* posteriormente em 2008 com os professores Goel e Stojadinovic.

Choi e Choi (2012) apresentaram resultados experimentais de bases submetidas a esforços de flexão na menor inércia, mas estes em perfis tubulares. Motivados pelas ações laterais devidos ao sismo nos países asiáticos, realizaram a análise do comportamento inelástico dos elementos estruturais submetidos à flexão oblíqua. Tais resultados somam o restrito acervo de placas submetidas a tais esforços.

Os últimos trabalhos, sendo de Tsavdaridis *et al.* (2016), Fassae *et al.* (2018), Da Silva Seco *et al.* (2021) e Kanvinde *et al.* (2021), tratam todos esses resultados apresentados e através da validação do modelo de elementos finitos pelos resultados compatíveis, conseguem simular diversos casos e apresentar através de modelos analíticos, valores plausíveis para a verificação das bases submetidas a esforços em ambos os eixos.

Em termos de estudos nacionais, Martins (2002) e Louzada (2020) ambos também pela Universidade Federal de Minas Gerais, agregaram ao tema de placas de base. Martins através da análise de elementos finitos estudou os parâmetros fornecidos por Drake e Elkin (1999) à época. Já Louzada possui uma similaridade maior com este estudo, desenvolvendo um software de análise das placas de base sujeitas à flexão oblíqua, utilizando os parâmetros da norma americana de concreto ACI 318-19 (2014).

4 DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

4.1 Rigidez da Placa de Base

O comportamento da placa de base é de suma importância para a determinação de sua capacidade resistente. A partir da previsibilidade de comportamento, se é flexível, semirrígido ou rígido, entende-se qual elemento atinge sua capacidade máxima primeiro para a correta definição do diagrama de corpo livre e assim, as forças que atuam no sistema.

As equações de momento resistente da placa de base foram desenvolvidas por Fasaee *et al.* (2018) para a maior inércia do pilar, mas não é desenvolvido um modelo analítico para a menor inércia. Neste item será abordada também uma adaptação para a menor inércia, para o qual serão gerados os resultados e comparados.

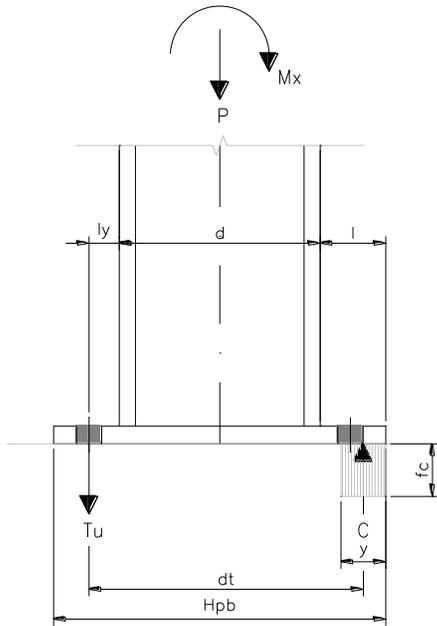
Para os três comportamentos, os parâmetros de cálculo do chumbador à tração e da chapa à flexão estão descritos nas equações 1 e 2.

$$T_u = \frac{0,75\pi d_{ca}^2}{4} * f_{u,ca} \quad (1)$$

$$m_p = \frac{t_{ch}^2 f_{y,ch}}{4} \quad (2)$$

4.1.1 Placa Rígida

Na placa rígida, assume-se que chapa não plastifica e assim, transfere todas as forças geradas pelo binário do momento fletor igualmente para os dois lados. Tal situação ocorre quando a chapa é muito espessa e o material possui um alto limite de escoamento dentro das devidas proporções. Em termos analíticos, o que define que uma placa se comporte como rígida é que o comprimento livre da placa (l) seja menor que um limite (l_R). Sendo assim:

EQUAÇÕES PARA CÁLCULO DE MOMENTO FLETOR NA MAIOR INÉRCIA – PLACA RÍGIDA - FASAE *et al.* (2018)

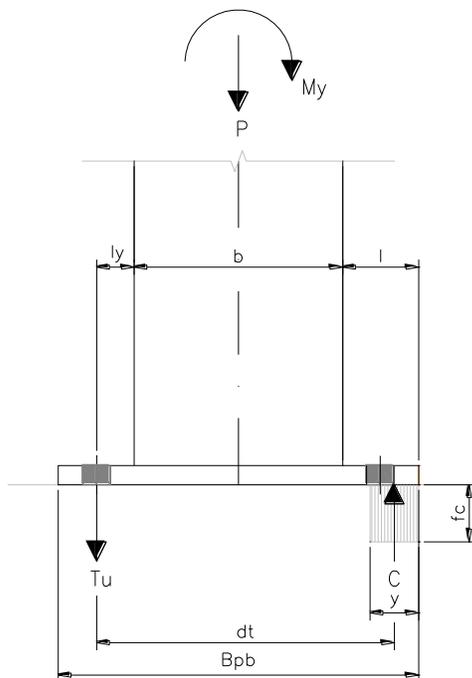
$$y = \frac{P + T_u}{B_{pb} f_c} \quad (3)$$

$$d_t = H_{pb} - a_1 - \frac{y}{2} \quad (4)$$

$$l_R = \frac{m_p B_{pb}}{P + T_u} + \frac{P + T_u}{2 f_c B_{pb}} \quad (5)$$

$$M_{R,x} = T_u d_t + P \left(\frac{H_{pb}}{2} - \frac{y}{2} \right) \quad (6)$$

EQUAÇÕES PARA CÁLCULO DE MOMENTO FLETOR NA MENOR INÉRCIA – PLACA RÍGIDA



$$y = \frac{P + T_u}{H_{pb} f_c} \quad (7)$$

$$d_t = B_{pb} - a_1 - \frac{y}{2} \quad (8)$$

$$l_R = \frac{m_p H_{pb}}{P + T_u} + \frac{P + T_u}{2 f_c H_{pb}} \quad (9)$$

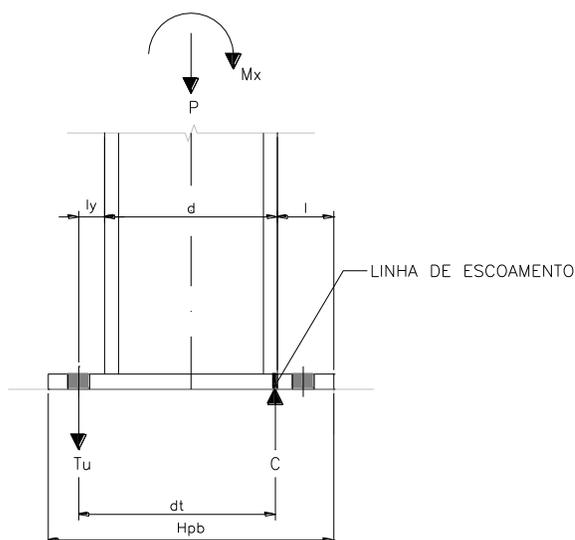
$$M_{R,y} = T_u d_t + P \left(\frac{B_{pb}}{2} - \frac{y}{2} \right) \quad (10)$$

4.1.2 Placa Semirrígida

Na placa semirrígida, os chumbadores atingem seu limite de resistência, mas a chapa plastifica na extremidade da mesa do perfil. Pode-se dizer que trabalhando com chumbadores de menores dimensões e limites de escoamento em comparação com as chapas da placa, este comportamento tende a aparecer. Também em termos analíticos, os limites que definem o comportamento como semirrígido é que o comprimento livre da placa (l) seja maior que um limite (l_R), além da distância do chumbador até a linha de escoamento (l_y) seja menor que o limite l_F .

$$l_F = \frac{m_p B'}{T_u} \quad (11)$$

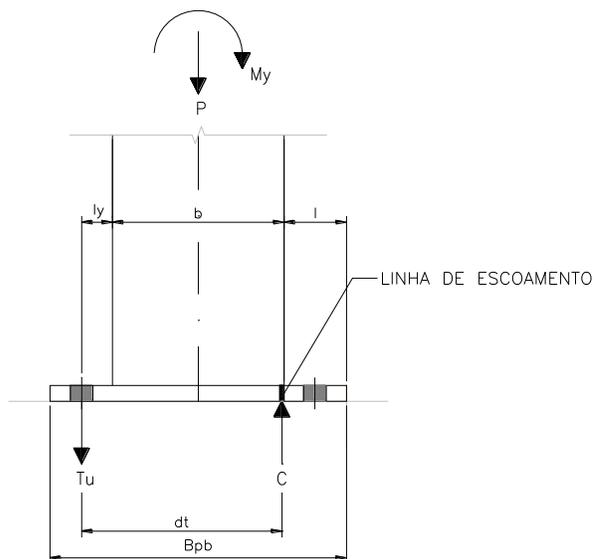
EQUAÇÕES PARA CÁLCULO DE MOMENTO FLETOR NA MAIOR INÉRCIA – PLACA SEMIRRÍGIDA - FASAE *et al.* (2018)



$$d_t = \frac{d}{2} + \frac{H_{pb}}{2} - a_1 \quad (12)$$

$$M_{R,x} = T_u d_t + P \frac{d}{2} + m_p B_{pb} \quad (13)$$

EQUAÇÕES PARA CÁLCULO DE MOMENTO FLETOR NA MAIOR INÉRCIA – PLACA SEMIRRÍGIDA



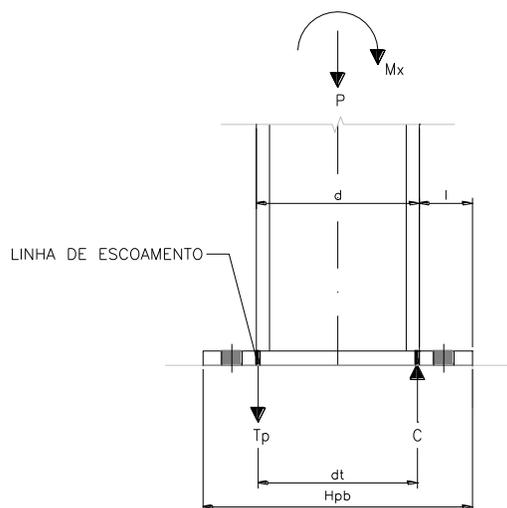
$$d_t = \frac{b}{2} + \frac{B_{pb}}{2} - a_1 \quad (14)$$

$$M_{R,y} = T_u d_t + P \frac{d}{2} + m_p H_{pb} \quad (15)$$

4.1.3 Placa Flexível

Nas placas flexíveis, as chapas plastificam nas proximidades das mesas dos perfis. Nos casos com chapas menos espessas e limites de escoamento menores, as placas de base exibem este comportamento. Os limites que definem o comportamento como flexível é que o comprimento livre da placa (l) seja maior que um limite (l_R), além da distância do chumbador até a linha de escoamento (l_y) seja maior que o limite l_F (mostrado na equação 11).

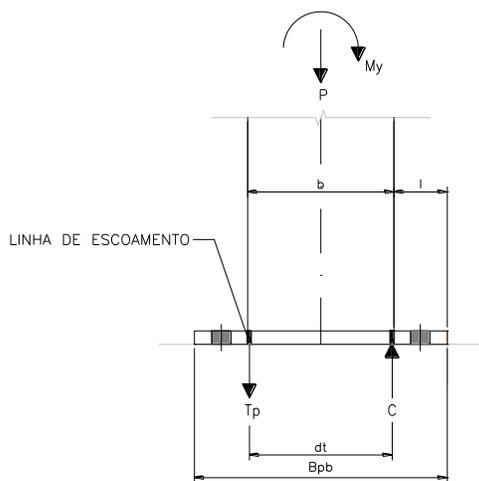
$$T_p = \frac{m_p B'}{l_y} \quad (16)$$

EQUAÇÕES PARA CÁLCULO DE MOMENTO FLETOR NA MAIOR INÉRCIA – PLACA FLEXÍVEL - FASAE *et al.* (2018)

$$d_t = d \quad (17)$$

$$M_{R,x} = T_p d_t + P \frac{d}{2} + m_p (B_{pb} + B') \quad (18)$$

EQUAÇÕES PARA CÁLCULO DE MOMENTO FLETOR NA MAIOR INÉRCIA – PLACA FLEXÍVEL



$$d_t = b \quad (19)$$

$$M_{R,y} = T_p d_t + P \frac{b}{2} + m_p (H_{pb} + B') \quad (20)$$

4.2 Regimes da Linha de Escoamento

Nas análises do item 4.1.3, existem os parâmetros B' e l_y que são referentes ao comprimento das linhas de escoamento e a suas distâncias ao chumbador. Fasaee *et al.* (2018) aborda três mecanismos de escoamento no lado tracionado destas chapas flexíveis, sendo mostrados nas Figuras 1 e 2. No entanto, não são abordados modelos analíticos de cálculo para estas linhas, sendo apresentadas soluções com mais clareza no desenvolvimento deste trabalho. Ao passo que os chumbadores possuem distância aproximada, a linha de escoamento se assemelha à da extremidade esquerda, enquanto ao se afastarem, assemelham-se a da direita. Foi considerado também que as linhas sempre margeiam a extremidade da mesa.

Figura 1 – Linhas de escoamento com momento fletor na maior inércia

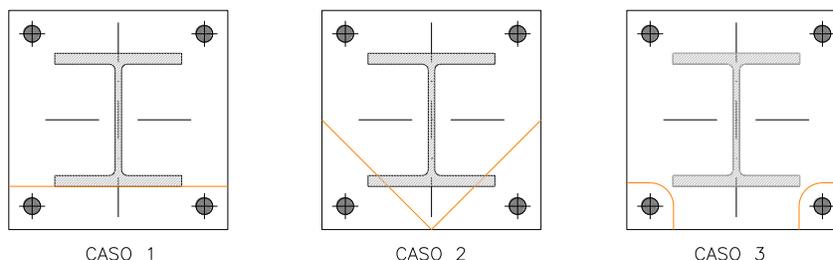
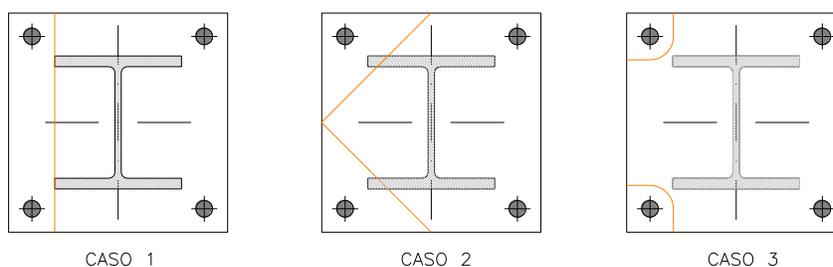


Figura 2 – Linhas de escoamento com momento fletor na menor inércia

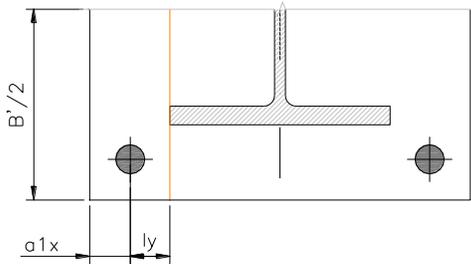


No segundo caso, a linha de escoamento forma uma linha 45° . Tal formação ocorre quando a distância entre a extremidade da mesa e a chapa for a mesma de $b/2$ (metade da largura do perfil).

Os resultados analisados neste trabalho serão para placas com quatro chumbadores, distâncias iguais entre a_{1x} e a_{1y} (distância entre centro do chumbador e extremidade da chapa) e linha de escoamento igual à apresentada na extremidade da direita. É importante observar que quanto mais chumbadores forem inseridos, mais se aproxima da linha da extrema esquerda (caso 1).

4.2.1 Caso 1

No primeiro caso, são dois os principais elementos no mecanismo de ruptura: o comprimento da linha de escoamento e a distância do eixo do chumbador até a linha de escoamento, chamados aqui de B' e l_y respectivamente.

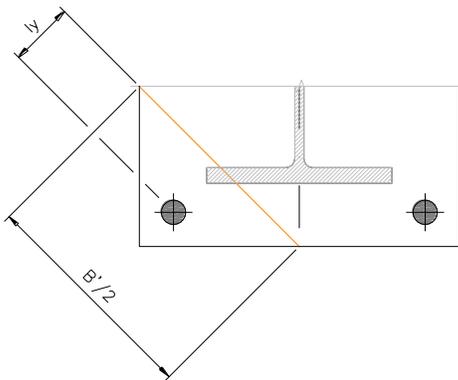


$$\frac{B'}{2} = \frac{Hpb}{2} \quad (21)$$

$$l_y = \frac{Bpb - b}{2} - a1 \quad (22)$$

4.2.2 Caso 2

O segundo caso possui um comportamento similar ao do caso 1 com os valores de comprimento da linha de escoamento e distância à linha de escoamento apresentados nas equações 23 e 24.

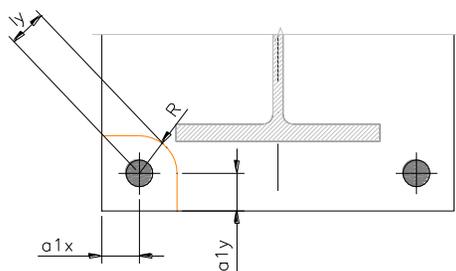


$$\frac{B'}{2} = \sqrt{2 \left(\frac{Hpb}{2} \right)^2} \quad (23)$$

$$l_y = \sqrt{2 \left(\frac{\left(\frac{Hpb}{2} - 2a1 \right)}{2} \right)^2} \quad (24)$$

4.2.3 Caso 3

No terceiro caso, a linha de escoamento foi considerada como a soma das distâncias do centro do chumbador até a extremidade da chapa tanto na horizontal quanto na vertical mais o semicírculo até a extremidade da mesa do perfil. As equações estão apresentadas abaixo.



$$\frac{B'}{2} = 2a1 + \frac{\pi R}{4} = a1 \left(2 + \frac{\pi}{4} \right) \quad (25)$$

$$ly = \frac{Bpb - b}{2} - a1 \quad (26)$$

4.3 Modelo Analítico

4.3.1 Maior Inércia

No relatório de Gomez, Kanvinde e Derlein (2010), é mostrado que a metodologia pelos diagramas de esforços triangulares e retangulares (TSB e RSB) o qual consideram a reação da região comprimida da chapa pelo concreto (neste estudo considerado na placa rígida) pode superestimar a resistência da placa de base submetida à flexão na maior inércia, uma vez que podem aparecer linhas plásticas na chapa em função das diversas variáveis, conforme formulado nos itens anteriores.

Para a consideração do comportamento de placa rígida que é amplamente usado no *Design Guide One* (2006) e nas literaturas nacionais de Fakury *et al.* (2016) e Bellei (2010), não é necessário apenas a garantia de que as soldas e fundação não rompam antes da placa, mas também que a chapa seja espessa o suficiente para não escoar e o concreto resistente para que não seja esmagado no lado comprimido. Em cada literatura à sua forma, é necessário garantir que a placa não plastifique.

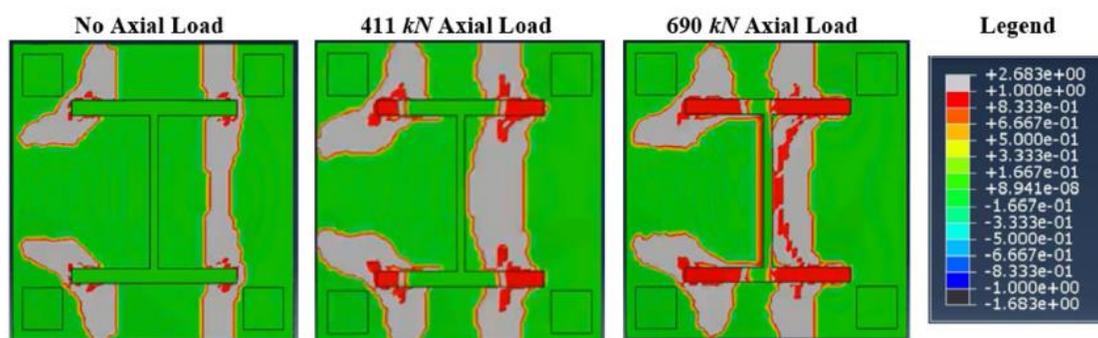
A fim de gerar uma padronização na metodologia de cálculos e resultados, será considerado que todas as placas atendem ao critério apresentado em 4.1.1 e que são rígidas na maior inércia do perfil, sendo esta a recomendação para dimensionamento: que seja utilizada uma chapa rígida com dimensões que garanta a transferência integral do binário de forças na base.

4.3.2 Menor Inércia

A falta de estudos na área de placas de base engastadas na direção de menor inércia resulta em um baixo acervo para através de resultados práticos, definir a correta transmissão de esforços nos elementos da base.

O que é destacado nas pesquisas de referência é que devido à menor resistência do perfil a flexão nesta direção, as linhas de escoamento da região comprimida podem alternar muito principalmente em função dos esforços de compressão. É esperada uma linha de escoamento paralela à alma do perfil abaixo da extremidade das mesas na região comprimida e linhas de escoamento de diferentes formas possíveis, como mostrada nas Figuras 1 e 2, no lado tracionado. Quando as cargas são aplicadas no sistema, as mesas do perfil começam a escoar antes da placa de base, trazendo as linhas de escoamento mais próximas da alma do perfil. Através de modelagens por elementos finitos, tal fenômeno é perfeitamente ilustrado na Figura 3.

Figura 3 – Linhas de escoamento do teste 1 com momento fletor na menor inércia



Fonte: Fasae *et al.* (2018)

Fasaee *et al.* (2018) afirmam que devido a esse comportamento, analiticamente, pode-se assumir que o pilar tem uma resistência maior que a placa de base e as linhas de escoamento abaixo das mesas do perfil, com capacidade calculada através das equações para placa flexível quando submetida à flexão na menor inércia.

A pesquisa desenvolvida neste trabalho visa gerar os resultados a partir dos modelos analíticos apresentados nos itens anteriores para parâmetros de comparação entre as diversas possibilidades de padrões de comportamentos das placas em função das complexas variáveis.

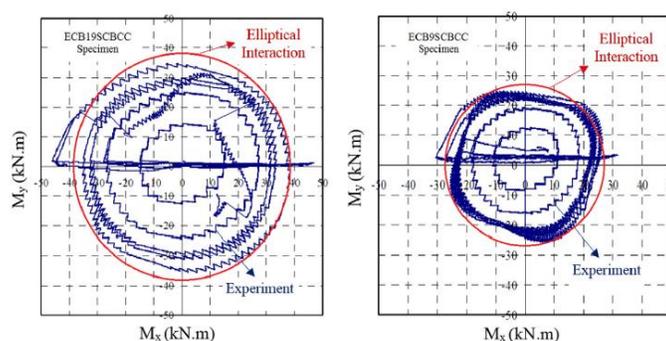
4.3.3 Esforços Combinados

Depois de calculado os momentos fletores resistentes em ambos os eixos de inércia, a interação dos momentos apresenta um padrão elíptico, sendo que o ponto para verificação é encontrado através da hipotenusa, ou seja, a raiz do quadrado dos catetos entre momentos solicitantes e resistentes da placa de base.

$$\left(\frac{M_x}{M_{r,x}}\right)^2 + \left(\frac{M_y}{M_{r,y}}\right)^2 = 1 \quad (27)$$

Este modelo de interação elíptica é validado pelo estudo de placas de base engastadas em ambas as direções com perfis tubulares de Choi e Choi (2012), com os Gráficos apresentados na Figura 4.

Figura 4 – Diagramas de momento resistente em placa submetida à flexão nos dois eixos de inércia



Fonte: Choi e Choi (2012)

A partir destas afirmações, a equação que define o índice de aproveitamento na placa submetida ao momento em ambas a direções se da por:

$$i = \sqrt{\left(\frac{Mx}{Mr, x}\right)^2 + \left(\frac{My}{Mr, y}\right)^2} \quad (28)$$

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os modelos de placa de base estudados por Fasaee *et al.* (2018) foram com base nas placas ensaiadas por Gomez (2010). Todos os perfis dos pilares são de W200x71, aço ASTM A992, com placas de base 356x356 mm e chumbadores de 19 mm (3/4”) distantes de 38 mm das extremidades. A alteração entre as placas dos testes ocorreu na espessura da chapa e resistência dos materiais, tanto das chapas quanto dos chumbadores. A força axial de compressão nos perfis também foi algo simulado para diversos valores, sendo todos estes dados apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Dados dos testes realizados por Gomez (2010)

RESULTADOS APRESENTADOS EM Fasaee et.al (2018) e Gomez & Kavinde (2010) PARA MAIOR INÉRCIA											
ID TESTE	PERFIL PILAR	TAMANHO PLACA DE BASE			MATERIAL PLACA		Ø	CHUMBADORES		AXIAL kN	Mxteste kNcm
		Hpb	Bpb	tch	Fy (MPa)	Fu (MPa)		Fy (MPa)	Fu (MPa)		
1		356 mm	356 mm	25,4 mm	278	473		786	1010	0	12300
2		356 mm	356 mm	25,4 mm	278	473		786	1010	0	12300
3		-	-	-	-	-		-	-	-	-
4	W200x71	356 mm	356 mm	38,1 mm	255	468	19,05 mm	335	492	411	12700
5		356 mm	356 mm	25,4 mm	278	473		786	1010	411	16700
6		356 mm	356 mm	50,8 mm	265	497		786	1010	411	18700
7		356 mm	356 mm	25,4 mm	278	473		786	1010	690	19600

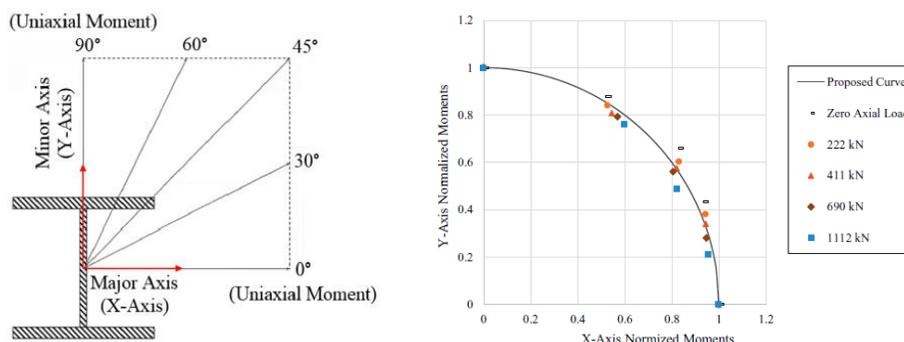
A metodologia desta pesquisa apresentada Fasaee (2018) foi de simular pelo método dos elementos finitos (MEF) o comportamento na maior inércia, que é validado pelas referências da AISC, para então encontrar os estados limites da placa na menor inércia do perfil.

Após a validação dos modelos via elementos finitos, foram encontradas as capacidades das placas dos testes: 1, 4, 5, 6 e 7 apresentados na Tabela 1. Percebe-se que o teste 1 é o mesmo do teste 2, porém o carregamento foi realizado de forma diferente, onde no primeiro a carga lateral foi realizada com um crescimento linear enquanto o do segundo, de forma cíclica segundo o “SAC loading protocol”. O teste 3 foi realizado com 8 chumbadores e não terão os resultados avaliados neste trabalho.

Seguindo os procedimentos apresentados no item 4.3.3, foram traçados os momentos últimos de cada eixo simultaneamente dentro da elipse considerando as inclinações 30°, 45° e 60°, sendo 0° a direção de maior inércia (M_x) e 90°, a menor inércia (M_y).

A Figura 5, retirada do artigo de Fasaee (2018), mostra com clareza os eixos definidos e as capacidades de momentos combinados em função do esforço axial encontrados via MEF, em comparação com a elipse definida pela equação 27.

Figura 5 – Eixos de análise e curva de interação para capacidade a “bi flexão”



Fonte: Fasaee *et al.* (2018)

Percebe-se que dentro dos modelos definidos, o acréscimo de esforços axiais no sistema faz com que haja um ganho de resistência à flexão na maior inércia. Os resultados da Tabela 2 mostram que a compressão gera um ganho de resistência em ambas as direções, mas proporcionalmente maior no eixo de maior inércia.

Tabela 2 – Resultados para diversas combinações de flexão pelo MEF (Fasaee, 2018)

RESULTADOS APRESENTADOS EM Banan <i>et al.</i> (2018) PARA "BIAXIAL MOMENTS"										
ÂNGULO DE INCLINAÇÃO	TESTE No. 1		TESTE No. 4		TESTE No. 5		TESTE No. 6		TESTE No. 7	
	0 kN		222 kN		411 kN		1112 kN		690 kN	
	M_x (kNcm)	M_y (kNcm)								
0°	12500	0	14900	0	12100	0	21400	0	19700	0
30°	11700	4800	14100	4900	11700	6500	20600	5100	18700	4200
45°	10400	7300	12400	7700	10700	8700	19000	8900	15900	8400
60°	6500	9700	7900	10800	8100	10600	15000	12300	11200	11900
90°	0	11000	0	12800	0	12700	0	16600	0	15000

Como descrito na equação 27, a interação entre a flexão nos dois eixos é bem definida pelo comportamento elíptico, sendo que o índice de utilização é encontrado através da hipotenusa, ou seja, a raiz do quadrado dos catetos entre momentos solicitantes e resistentes da placa de base (equação 28). A grande questão a ser mais bem compreendida é sobre a rigidez da placa para o cálculo da capacidade resistente a de flexão em ambos os eixos de inércia, principalmente em função dos esforços axiais que ocorrem no sistema.

Dessa forma, serão gerados os resultados dos modelos analíticos apresentados no item 4 deste trabalho e comparados com os valores apresentados na Tabela 2 obtidos via MEF. Será considerada placa rígida na maior inércia, conforme as equações do item 4.1.1 e analisados os resultados para comportamento rígido, semirrígido e flexível na menor inércia. As linhas de escoamento dos regimes flexíveis para as placas serão calculadas para o caso 3, reiterando para outras configurações de placa deve-se atentar para as notas descritas no item 4.2.

5.1 Testes 01, 05 e 07

Os testes 01, 05 e 07 estão agrupados juntos, uma vez são os modelos com dimensões e resistências padrão dos testes realizados por Gomez (2010). A diferença entre eles se dá pela força axial aplicada ao pilar, sendo que a primeira não possui força axial (0 kN), o teste 05 possui força axial de 411 kN e o teste 07, 690 kN. Os resultados do teste 02 são exatamente iguais aos resultados do teste 01. Conforme discutido ao longo do documento, a diferença entre os dois foi no padrão de lançamento das cargas.

Como mostra a Tabela 1, este é formado pela chapa da placa de base de 25 mm (1”), chumbadores de 19 mm (3/4”) e resistências de $f_{y,ch} = 278$ MPa e $f_{u,ca} = 1010$ MPa, respectivamente. Através do método dos elementos finitos (MEF), foram encontrados por Fasaee *et al.* (2018) os resultados correspondentes a estes testes e para outros valores de força axial (222 kN e 1112 kN).

- Axial = 0 kN

Tabela 3 – Momentos resistentes – Teste 01 (0 kN)

MENOR INÉRCIA		MAIOR INÉRCIA	
Tu	431,81 kN	Tu	431,81 kN
y	4,56 cm	y	4,56 cm
mp	44,84 kNcm/cm ²	mp	44,84 kNcm/cm ²
ANÁLISE FLEXÍVEL		ANÁLISE RÍGIDA	
B'	27,14 cm		
ly	3,20 cm		
Lf	2,82 cm		
Tp	380,26 kN		
dt	20,60 cm	dt	29,52 cm
Mcap	10646,45 kNcm	Mcap	12747,03 kNcm
ANÁLISE SEMIRRÍGIDA			
dt	24,40 cm		
Mcap	12132,41 kNcm		
ANÁLISE RÍGIDA			
dt	29,52 cm		
Mcap	12747,03 kNcm		
L	7,50 cm		
Ly	3,20 cm		
LR	5,98 cm		

Tabela 4 – Análise comparativa MEF – Teste 01 (0 kN)

TESTE ANÁLISE	FLEXÍVEL		SEMIRRÍGIDO		RÍGIDO	
	Mx MEF	My MEF	Mx calculado	My calculado	My calculado	My calculado
	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm
1	12500	11000	12747	10646	12132	12747
			1,94%	-3,32%	9,33%	13,71%

Tabela 5 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 01 (0 kN)

Mx teste	Mx calculado
kNcm	kNcm
12300	12747
	3,51%

- Axial = 222 kN

Tabela 6 – Momentos resistentes – Teste 01 (222 kN)

MENOR INERCIA		MAIOR INERCIA			
Tu	431,81 kN	Tu	431,81 kN		
y	6,90 cm	y	6,90 cm		
mp	44,84 kNcm/cm ²	mp	44,84 kNcm/cm ²		
ANÁLISE FLEXÍVEL		ANÁLISE RÍGIDA			
B'	27,14 cm				
ly	3,20 cm				
Lf	2,82 cm				
Tp	380,26 kN				
dt	20,60 cm			dt	28,35 cm
Mcap	12933,05 kNcm			Mcap	15426,10 kNcm
ANÁLISE SEMIRRÍGIDA					
dt	24,40 cm				
Mcap	14419,01 kNcm				
ANÁLISE RÍGIDA					
dt	28,35 cm				
Mcap	15426,10 kNcm				
L	7,50 cm				
Ly	3,20 cm				
LR	5,89 cm				

Tabela 7 – Análise comparativa MEF – Teste 01 (222 kN)

TESTE ANÁLISE	FLEXÍVEL		SEMIRRÍGIDO		RÍGIDO
	Mx MEF	My MEF	Mx calculado	My calculado	My calculado
	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm
1	14900	12800	15426	12933	15426
			3,41%	1,03%	11,23%
					17,02%

- Axial = 411 kN

Tabela 8 – Momentos resistentes – Teste 05 (411 kN)

MENOR INERCIA		MAIOR INERCIA			
Tu	431,81 kN	Tu	431,81 kN		
y	8,90 cm	y	8,90 cm		
mp	44,84 kNcm/cm ²	mp	44,84 kNcm/cm ²		
ANÁLISE FLEXÍVEL		ANÁLISE RÍGIDA			
B'	27,14 cm				
ly	3,20 cm				
Lf	2,82 cm				
Tp	380,26 kN				
dt	20,60 cm			dt	27,35 cm
Mcap	14879,75 kNcm			Mcap	17296,78 kNcm
ANÁLISE SEMIRRÍGIDA					
dt	24,40 cm				
Mcap	16365,71 kNcm				
ANÁLISE RÍGIDA					
dt	27,35 cm				
Mcap	17296,78 kNcm				
L	7,50 cm				
Ly	3,20 cm				
LR	6,34 cm				

Tabela 9 – Análise comparativa MEF – Teste 05 (411 kN)

TESTE ANÁLISE	FLEXÍVEL		SEMIRRÍGIDO		RÍGIDO
	Mx MEF	My MEF	Mx calculado	My calculado	My calculado
	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm
5	16900	14000	17297	14880	17297
			2,29%	5,91%	14,46%
					19,06%

Tabela 10 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 05 (411 kN)

Mx teste	Mx calculado
kNcm	kNcm
16700	17297
	3,45%

- Axial = 690 kN

Tabela 11 – Momentos resistentes – Teste 07 (690 kN)

MENOR INERCIA		MAIOR INERCIA			
Tu	431,81 kN	Tu	431,81 kN		
y	11,85 cm	y	11,85 cm		
mp	44,84 kNcm/cm ²	mp	44,84 kNcm/cm ²		
ANÁLISE FLEXÍVEL		ANÁLISE RÍGIDA			
B'	27,14 cm				
ly	3,20 cm				
Lf	2,82 cm				
Tp	380,26 kN				
dt	20,60 cm			dt	25,88 cm
Mcap	17753,45 kNcm			Mcap	19368,83 kNcm
ANÁLISE SEMIRRÍGIDA					
dt	24,40 cm				
Mcap	19239,41 kNcm				
ANÁLISE RÍGIDA					
dt	25,88 cm				
Mcap	19368,83 kNcm				
L	7,50 cm				
Ly	3,20 cm				
LR	7,35 cm				

Tabela 12 – Análise comparativa MEF – Teste 07 (690 kN)

TESTE ANÁLISE	FLEXÍVEL		SEMIRRÍGIDO		RÍGIDO	
	Mx MEF	My MEF	Mx calculado	My calculado	My calculado	My calculado
	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm
7	19700	15000	19369	17753	19239	19369
			-1,71%	15,51%	22,04%	22,56%

Tabela 13 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 07 (690 kN)

Mx teste	Mx calculado
kNcm	kNcm
19600	19369
	-1,19%

- Axial = 1112 kN

Tabela 14 – Momentos resistentes – Teste 07 (1112 kN)

MENOR INERCIA		MAIOR INERCIA	
Tu	431,81 kN	Tu	431,81 kN
y	16,30 cm	y	16,30 cm
mp	44,84 kNcm/cm ²	mp	44,84 kNcm/cm ²
ANÁLISE FLEXÍVEL		ANÁLISE RÍGIDA	
B'	27,14 cm		
ly	3,20 cm		
Lf	2,82 cm		
Tp	380,26 kN		
dt	20,60 cm	dt	23,65 cm
Mcap	22100,05 kNcm	Mcap	20940,94 kNcm
ANÁLISE SEMIRRÍGIDA			
dt	24,40 cm		
Mcap	23586,01 kNcm		
ANÁLISE RÍGIDA			
dt	23,65 cm		
Mcap	20940,94 kNcm		
L	7,50 cm		
Ly	3,20 cm		
LR	9,19 cm		

Tabela 15 – Análise comparativa MEF – Teste 07 (1112 kN)

TESTE ANÁLISE	FLEXÍVEL		SEMIRRÍGIDO		RÍGIDO	
	Mx MEF	My MEF	Mx calculado	My calculado	My calculado	My calculado
	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm
7	22600	16400	20941	22100	23586	20941
			-7,92%	25,79%	30,47%	21,68%

5.2 Teste 04

A placa de base do teste 04 é aquela que apresenta a chapa da placa de base um pouco mais espessa que a primeira, com chapa de 38 mm (1 ½”) e chumbadores de 19 (3/4”) menor resistência. Resistências de $f_{y,ch} = 255$ MPa e $f_{u,ca} = 492$ MPa, respectivamente. O teste foi realizado com uma força axial de 411 kN, sendo que estão comparados resultados com cargas axiais de 1112 kN, via MEF.

- Axial = 411 kN

Tabela 16 – Momentos resistentes – Teste 04 (411 kN)

MENOR INERCIA		MAIOR INERCIA			
Tu	210,35 kN	Tu	210,35 kN		
y	6,56 cm	y	6,56 cm		
mp	92,54 kNcm/cm ²	mp	92,54 kNcm/cm ²		
ANÁLISE FLEXÍVEL		ANÁLISE RÍGIDA			
B'	27,14 cm				
ly	3,20 cm				
Lf	11,94 cm				
Tp	210,35 kN				
dt	20,60 cm			dt	28,52 cm
Mcap	14372,23 kNcm			Mcap	11966,35 kNcm
ANÁLISE SEMIRRÍGIDA					
dt	24,40 cm				
Mcap	12660,19 kNcm				
ANÁLISE RÍGIDA					
dt	28,52 cm				
Mcap	11966,35 kNcm				
L	7,50 cm				
Ly	3,20 cm				
LR	8,58 cm				

Tabela 17 – Análise comparativa MEF – Teste 04 (411 kN)

TESTE ANÁLISE	FLEXÍVEL		SEMIRRÍGIDO		RÍGIDO	
	Mx MEF	My MEF	Mx calculado	My calculado	My calculado	My calculado
	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm
4	12100	12700	11966	14372	12660	11966
			-1,12%	11,64%	-0,31%	-6,13%

Tabela 18 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 04 (411 kN)

Mx teste	Mx calculado
kNcm	kNcm
12700	11966
	-6,13%

- Axial = 1112 kN

Tabela 19 – Momentos resistentes – Teste 04 (1112 kN)

MENOR INERCIA		MAIOR INERCIA	
Tu	210,35 kN	Tu	210,35 kN
y	13,96 cm	y	13,96 cm
mp	92,54 kNcm/cm ²	mp	92,54 kNcm/cm ²
ANÁLISE FLEXÍVEL		ANÁLISE RÍGIDA	
B'	27,14 cm		
ly	3,20 cm		
Lf	11,94 cm		
Tp	210,35 kN		
dt	20,60 cm	dt	24,82 cm
Mcap	21592,53 kNcm	Mcap	17249,92 kNcm
ANÁLISE SEMIRRÍGIDA			
dt	24,40 cm		
Mcap	19880,49 kNcm		
ANÁLISE RÍGIDA			
dt	24,82 cm		
Mcap	17249,92 kNcm		
L	7,50 cm		
Ly	3,20 cm		
LR	9,47 cm		

Tabela 20 – Análise comparativa MEF – Teste 04 (1112 kN)

TESTE ANÁLISE	FLEXÍVEL		SEMIRRÍGIDO		RÍGIDO	
	Mx MEF	My MEF	Mx calculado	My calculado	My calculado	My calculado
	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm
4	21400	16600	17250	21593	19880	17250
			-24,06%	23,12%	16,50%	3,77%

5.3 Teste 06

O teste 06 é o modelo que apresenta a chapa mais espessa dentre as placas analisadas. Esta chapa agora possui 51 mm de espessura (2") com resistência de $f_{y,ch} = 265$ MPa e chumbadores na dimensão e resistência padrão de 19 mm e $f_{u,ca} = 1010$ MPa, respectivamente. Gomez apresenta os resultados com uma carga axial de 411 kN, mas foram comparados também com os resultados de Fasae (2018) para uma carga axial de 1112 kN.

- Axial = 411 kN

Tabela 21 – Momentos resistentes – Teste 06 (411 kN)

MENOR INERCIA		MAIOR INERCIA			
Tu	431,81 kN	Tu	431,81 kN		
y	8,90 cm	y	8,90 cm		
mp	170,97 kNcm/cm ²	mp	170,97 kNcm/cm ²		
ANÁLISE FLEXÍVEL		ANÁLISE RÍGIDA			
B'	27,14 cm				
ly	3,20 cm				
Lf	10,74 cm				
Tp	431,81 kN				
dt	20,60 cm			dt	27,35 cm
Mcap	23854,74 kNcm			Mcap	17296,78 kNcm
ANÁLISE SEMIRRÍGIDA					
dt	24,40 cm				
Mcap	20855,90 kNcm				
ANÁLISE RÍGIDA					
dt	27,35 cm				
Mcap	17296,78 kNcm				
L	7,50 cm				
Ly	3,20 cm				
LR	11,67 cm				

Tabela 22 – Análise comparativa MEF – Teste 06 (411 kN)

TESTE ANÁLISE	FLEXÍVEL		SEMIRRÍGIDO		RÍGIDO	
	Mx MEF	My MEF	Mx calculado	My calculado	My calculado	My calculado
	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm
6	20000	14300	17297	23855	20856	17297
			-15,63%	40,05%	31,43%	17,33%

Tabela 23 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 06 (411 kN)

Mx teste	Mx calculado
kNcm	kNcm
18700	17297
	-8,11%

- Axial = 1112 kN

Tabela 24 – Momentos resistentes – Teste 06 (1112 kN)

MENOR INERCIA		MAIOR INERCIA			
Tu	431,81 kN	Tu	431,81 kN		
y	16,30 cm	y	16,30 cm		
mp	170,97 kNcm/cm ²	mp	170,97 kNcm/cm ²		
ANÁLISE FLEXÍVEL		ANÁLISE RÍGIDA			
B'	27,14 cm				
ly	3,20 cm				
Lf	10,74 cm				
Tp	431,81 kN				
dt	20,60 cm			dt	23,65 cm
Mcap	31075,04 kNcm			Mcap	20940,94 kNcm
ANÁLISE SEMIRRÍGIDA					
dt	24,40 cm				
Mcap	28076,20 kNcm				
ANÁLISE RÍGIDA					
dt	23,65 cm				
Mcap	20940,94 kNcm				
L	7,50 cm				
Ly	3,20 cm				
LR	12,09 cm				

Tabela 25 – Análise comparativa Gomez (2010) – Teste 06 (1112 kN)

TESTE ANÁLISE	FLEXÍVEL		SEMIRRÍGIDO		RÍGIDO	
	Mx MEF	My MEF	Mx calculado	My calculado	My calculado	My calculado
	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm
6	23900	16700	20941	31075	28076	20941
			-14,13%	46,26%	40,52%	20,25%

5.4 Análise dos Resultados

Os resultados das resistências à flexão das placas de base, pelos métodos analíticos, foram comparados aos resultados obtidos por elementos finitos na maior e menor inércia e por testes, realizados na maior inércia.

Tabela 26 – Comparativo dos resultados do modelo analítico com testes de Gomez (2010) na maior inércia e MEF de Fasaee *et al.* (2018) na menor inércia

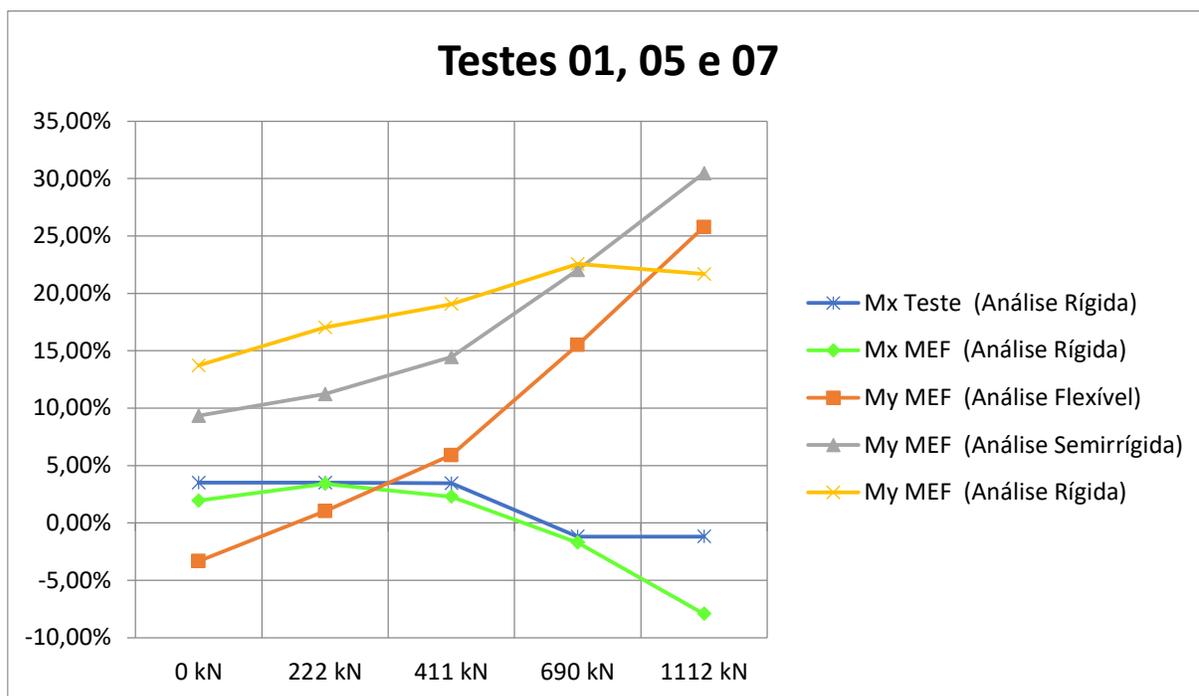
Teste	Esforço Axial	Mx Teste (Análise Rígida)	Mx MEF (Análise Rígida)	My MEF (Análise Flexível)	My MEF (Análise Semirrígida)	My MEF (Análise Rígida)
Teste 1 = Teste 5 = Teste 7	0 kN	3,51%	1,94%	-3,32%	9,33%	13,71%
	222 kN	-	3,41%	1,03%	11,23%	17,02%
	411 kN	3,45%	2,29%	5,91%	14,46%	19,06%
	690 kN	-1,19%	-1,71%	15,51%	22,04%	22,56%
	1112 kN	-	-7,92%	25,79%	30,47%	21,68%
Teste 4	411 kN	-6,13%	-1,12%	11,64%	-0,31%	-6,13%
	1112 kN	-	-24,06%	23,12%	16,50%	3,77%
Teste 6	411 kN	-8,11%	-15,63%	40,05%	31,43%	17,33%
	1112 kN	-	-14,13%	46,26%	40,52%	20,25%

Percebe-se que como descrito nas metodologias do item 4, o comportamento das placas analisadas exibe diferentes comportamentos através da alteração de espessura da chapa da placa de base, exibindo comportamento mais rígidos ou mais flexíveis, sendo que a plastificação da chapa altera todo o diagrama de forças que ocorre no sistema. Outros dois fatores que são de extrema importância na análise são a resistência do chumbador (que também altera todo o diagrama de forças) e a força axial de compressão presente no sistema.

É muito claro, através do resultado dos testes realizados por Gomez apresentados na Tabela 1, que com um acréscimo de forças axiais de compressão, a placa de base passa a ter uma resistência a maiores esforços de flexão no sentido de maior inércia do perfil. Através dos resultados de menor inércia, percebemos que também há este comportamento, independente da plastificação ou não da chapa.

Comparado os resultados encontrados pela metodologia utilizada, percebe-se que a precisão do modelo já usual de placa rígida na maior inércia apresenta resultados bem satisfatórios, possuindo divergências na ordem de 1 a 8% quando comparados aos testes e de 1 a 15% quando comparados às análises por elementos finitos, sendo destacado que para o teste 4 em específico (chumbadores de menor resistência), a precisão encontrada foi aquém da esperada para uma alta carga axial.

Figura 6 – Gráfico comparativo do modelo analítico (Testes 01, 05 e 07)



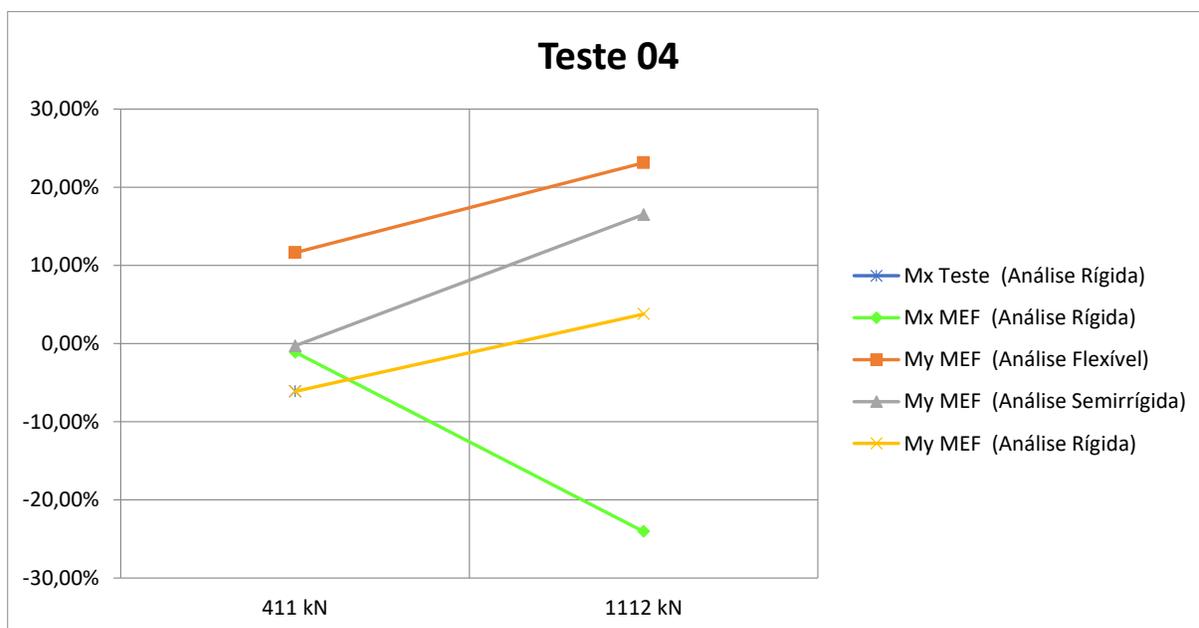
Pode-se observar que na placa de base “tipo”, com chapas não muito espessas e chumbadores de alta resistência, os valores para maior inércia são bem validados como placas rígidas na maior inércia, não ultrapassando a margem de 10 %.

Já na menor inércia, a placa analisada como flexível apresenta pequenos erros para as menores forças axiais e tende a diminuir sua precisão com o acréscimo da força de compressão na base. Este comportamento também é visto na análise como semirrígida, porém com erros maiores. Na análise como rígida, este comportamento se inverte, sendo que com o acréscimo de forças axiais no sistema, a curva de erros tende a diminuir.

Nos modelos 01, 05 e 07, avaliando os comportamentos propostos de forma analítica, percebe-se uma precisão bem aceitável até a faixa de 500 kN (dentro de 5%) considerando a placa como rígida na maior inércia e flexível na menor. Entre 500 e 1000 kN, os valores referentes a maior inércia atendem enquanto na menor não. As mesas do perfil tendem a escoar e as linhas de escoamento tendem a aproximar da alma do perfil, como mostrado na Figura 3. Isso faz com que o valor do braço de alavanca reduza (dt) calculado na equação 19, comportamento que não é definido pelos modelos analíticos apresentados.

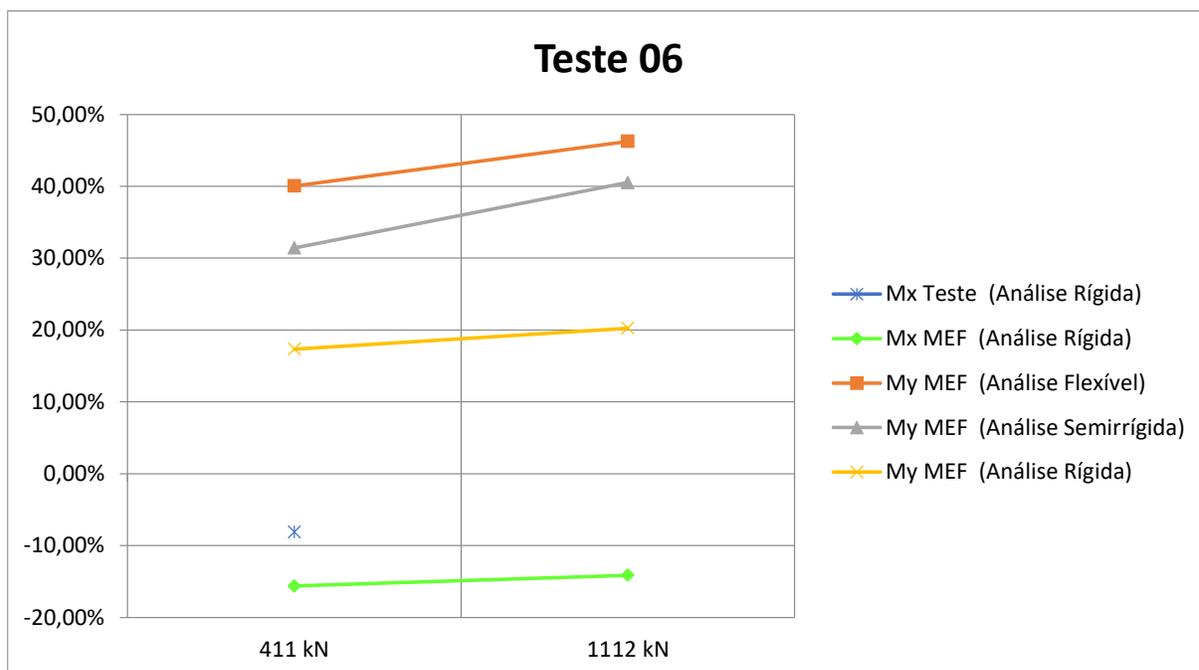
A partir de uma carga crítica, a placa passa a exibir um comportamento mais próximo de rígido que flexível, sendo encontrado em um ponto próximo aos 20% de erro e carga de 1000 kN da Figura 6.

Figura 7 – Gráfico comparativo do modelo analítico (Teste 04)



Com a carga de 411 kN, os resultados analíticos para as placas exibem um comportamento rígido na maior inércia e semirrígido na menor, com grande precisão quando comparados aos modelos de elementos finitos de Fasaee (2018), com -1,13% e -0,31% respectivamente. O gráfico também mostra que com o acréscimo de forças axiais no sistema tende a diminuir a precisão dos modelos analíticos apresentados.

Figura 8 – Gráfico comparativo do modelo analítico (Teste 06)



A placa do teste 6 apresenta um comportamento esperado para uma chapa mais espessa, porém diferente do proposto pela metodologia de Fasaee (2018) apresentada ao Journal of Constructional Steel Research.

Submetida a baixas ou altas cargas axiais, a placa exibiu um comportamento mais próximo de rígida que flexível na menor inércia para esta placa de maior espessura. A precisão ficou na faixa de 20%, possuindo a necessidade de mais resultados para validação do modelo.

Na maior inércia, o comportamento rígido era esperado devido a menor probabilidade de plastificação da chapa, uma vez que se trata de uma chapa espessa. Quando comparado ao teste, ficou no bom valor de 8,11% enquanto no modelo de elementos finitos, na faixa de 15%. Sendo no geral um caso que exige um pouco mais de atenção e testes para validação dos modelos, tanto por *software* quanto analíticos.

5.5 Esforços Combinados

Com base nas descrições apresentadas nos itens acima, foram encontrados os resultados de resistência ao momento fletor em ambas as direções para as metodologias que apresentam a menor porcentagem de erro, apresentados na Tabela 27.

Tabela 27 – Momentos resistentes finais com base nos menores índices de erro

Teste	Esforço Axial	$M_{r, x}$	$M_{r, y}$
	0 kN	12747 kNcm	10646 kNcm
Teste 1 =	222 kN	15426 kNcm	12933 kNcm
Teste 5 =	411 kN	17297 kNcm	14880 kNcm
Teste 7	690 kN	19369 kNcm	17753 kNcm
	1112 kN	20941 kNcm	20941 kNcm
Teste 4	411 kN	11966 kNcm	12660 kNcm
	1112 kN	17250 kNcm	17250 kNcm
Teste 6	411 kN	17297 kNcm	17297 kNcm
	1112 kN	20941 kNcm	20941 kNcm

Descrito pela equação 27, espera-se que a combinação dos esforços de flexão na maior e menor inércia exiba um comportamento elíptico. O procedimento para a determinação dos pares de momento e da curva de resistência foi de entre o valor 0 e $M_{r, x}$, acrescentar o M_x de forma contínua e encontrar o M_y que respeite a equação 27.

O procedimento para determinação dos pares ordenados de M_y para cada M_x intermediário foi através da ferramenta “Solver” do Microsoft Excel, alternando o valor de M_y e travando o erro da equação com o valor de 1,0 na coluna “i”, sendo esta a equação 28 definida anteriormente. Os valores ao lado direito de cada momento fletor refere-se a cada parcela da

equação $\left(\frac{M}{M_r}\right)^2$.

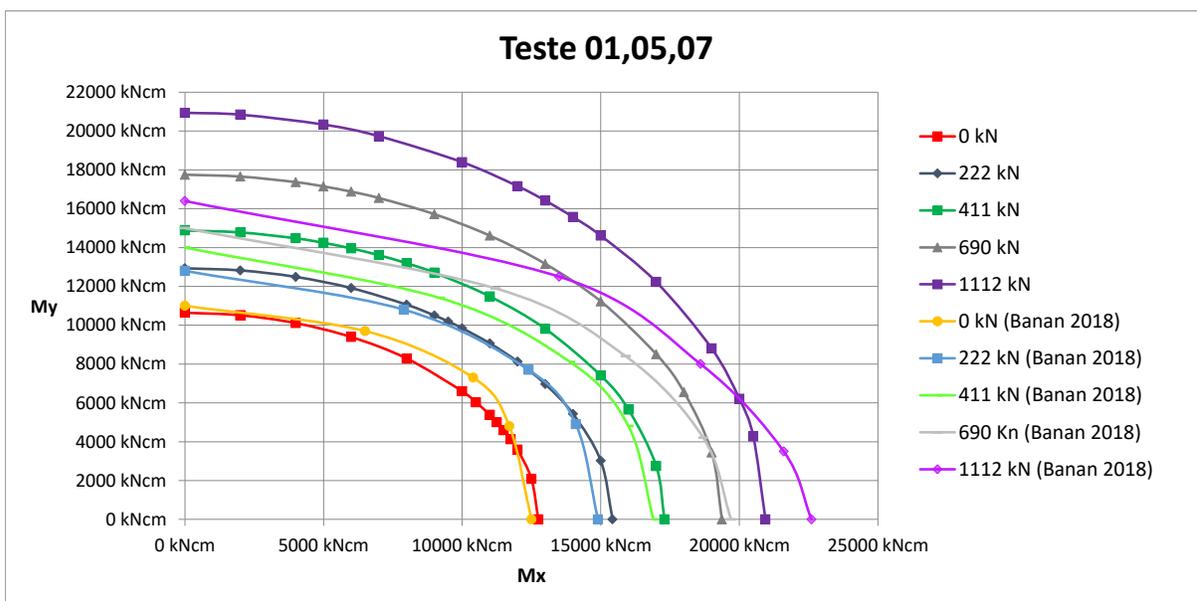
As Tabelas e Gráficos abaixo apresentam os valores de combinação encontrados através da metodologia descrita.

Tabela 28 – Tabela de esforços combinados pelo método analítico (Testes 01,05 e 07)

TESTE 01, 05 e 07														
0 kN				222 kN					411 kN					
Mx	My	i		Mx	My	i		Mx	My	i				
0 kNcm	0,000	10646 kNcm	1,000	1,000	0 kNcm	0,000	12933 kNcm	1,000	1,000	0 kNcm	0,000	14880 kNcm	1,000	1,000
2000 kNcm	0,025	10514 kNcm	0,975	1,000	2000 kNcm	0,017	12824 kNcm	0,983	1,000	2000 kNcm	0,013	14780 kNcm	0,987	1,000
4000 kNcm	0,098	10108 kNcm	0,902	1,000	4000 kNcm	0,067	12491 kNcm	0,933	1,000	4000 kNcm	0,053	14477 kNcm	0,947	1,000
6000 kNcm	0,222	9393 kNcm	0,778	1,000	6000 kNcm	0,151	11915 kNcm	0,849	1,000	5000 kNcm	0,084	14245 kNcm	0,916	1,000
8000 kNcm	0,394	8288 kNcm	0,606	1,000	8000 kNcm	0,269	11058 kNcm	0,731	1,000	6000 kNcm	0,120	13956 kNcm	0,880	1,000
10000 kNcm	0,615	6602 kNcm	0,385	1,000	9000 kNcm	0,340	10504 kNcm	0,660	1,000	7000 kNcm	0,164	13607 kNcm	0,836	1,000
10500 kNcm	0,679	6036 kNcm	0,321	1,000	9500 kNcm	0,379	10190 kNcm	0,621	1,000	8000 kNcm	0,214	13193 kNcm	0,786	1,000
11000 kNcm	0,745	5379 kNcm	0,255	1,000	10000 kNcm	0,420	9847 kNcm	0,580	1,000	9000 kNcm	0,271	12707 kNcm	0,729	1,000
11250 kNcm	0,779	5006 kNcm	0,221	1,000	11000 kNcm	0,508	9067 kNcm	0,492	1,000	11000 kNcm	0,404	11483 kNcm	0,596	1,000
11500 kNcm	0,814	4592 kNcm	0,186	1,000	12000 kNcm	0,605	8127 kNcm	0,395	1,000	13000 kNcm	0,565	9816 kNcm	0,435	1,000
11750 kNcm	0,850	4127 kNcm	0,150	1,000	13000 kNcm	0,710	6962 kNcm	0,290	1,000	15000 kNcm	0,752	7410 kNcm	0,248	1,000
12000 kNcm	0,886	3591 kNcm	0,114	1,000	14000 kNcm	0,824	5431 kNcm	0,176	1,000	16000 kNcm	0,856	5653 kNcm	0,144	1,000
12500 kNcm	0,962	2086 kNcm	0,038	1,000	15000 kNcm	0,946	3018 kNcm	0,054	1,000	17000 kNcm	0,966	2746 kNcm	0,034	1,000
12747 kNcm	1,000	0 kNcm	0,000	1,000	15426 kNcm	1,000	0 kNcm	0,000	1,000	17297 kNcm	1,000	0 kNcm	0,000	1,000

TESTE 01, 05 e 07									
690 kN					1112 kN				
Mx	My	i			Mx	My	i		
0 kNcm	0,000	17753 kNcm	1,000	1,000	0 kNcm	0,000	20941 kNcm	1,000	1,000
2000 kNcm	0,011	17658 kNcm	0,989	1,000	2000 kNcm	0,009	20845 kNcm	0,991	1,000
4000 kNcm	0,043	17370 kNcm	0,957	1,000	5000 kNcm	0,057	20335 kNcm	0,943	1,000
5000 kNcm	0,067	17151 kNcm	0,933	1,000	7000 kNcm	0,112	19736 kNcm	0,888	1,000
6000 kNcm	0,096	16880 kNcm	0,904	1,000	10000 kNcm	0,228	18399 kNcm	0,772	1,000
7000 kNcm	0,131	16553 kNcm	0,869	1,000	12000 kNcm	0,328	17162 kNcm	0,672	1,000
9000 kNcm	0,216	15720 kNcm	0,784	1,000	13000 kNcm	0,385	16417 kNcm	0,615	1,000
11000 kNcm	0,323	14612 kNcm	0,677	1,000	14000 kNcm	0,447	15573 kNcm	0,553	1,000
13000 kNcm	0,450	13160 kNcm	0,550	1,000	15000 kNcm	0,513	14613 kNcm	0,487	1,000
15000 kNcm	0,600	11232 kNcm	0,400	1,000	17000 kNcm	0,659	12228 kNcm	0,341	1,000
17000 kNcm	0,770	8508 kNcm	0,230	1,000	19000 kNcm	0,823	8805 kNcm	0,177	1,000
18000 kNcm	0,864	6556 kNcm	0,136	1,000	20000 kNcm	0,912	6207 kNcm	0,088	1,000
19000 kNcm	0,962	3449 kNcm	0,038	1,000	20500 kNcm	0,958	4275 kNcm	0,042	1,000
19369 kNcm	1,000	0 kNcm	0,000	1,000	20941 kNcm	1,000	0 kNcm	0,000	1,000

Figura 9 – Gráfico dos esforços combinados (Testes 01, 05 e 07)

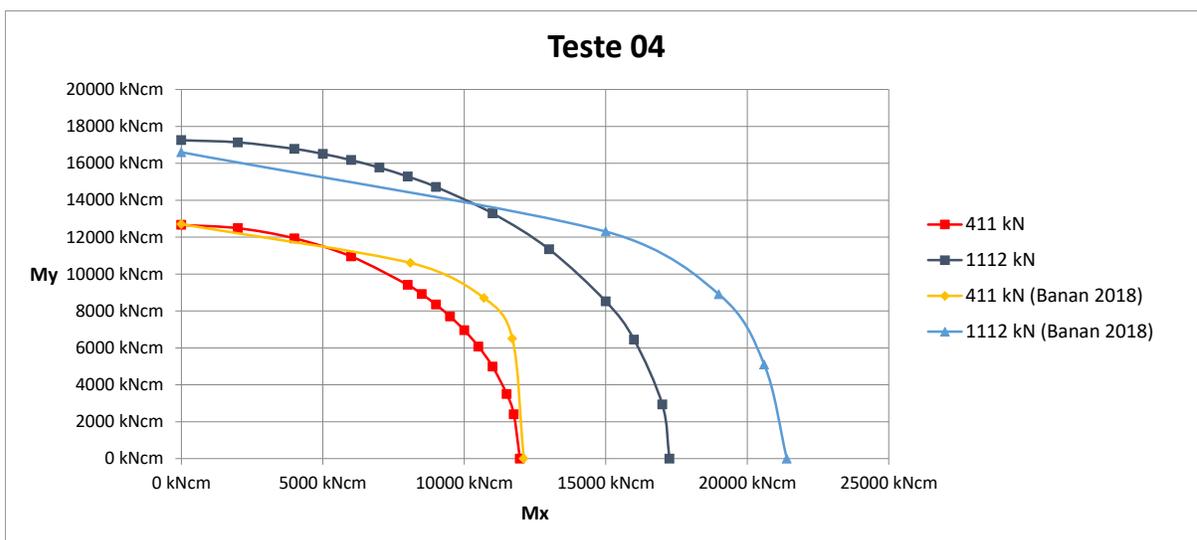


Através da curva, percebe-se com clareza o acréscimo de resistência com o aumento de compressão no sistema. As curvas também podem servir como um ábaco para verificação do sistema em função dos esforços axiais para a base nas condições especificadas dos testes 01, 05 e 07 de Gomez (2010).

Tabela 29 – Tabela de esforços combinados pelo método analítico (Teste 04)

TESTE 04								
411 kN					1112 kN			
Mx		My	i		Mx		My	i
0 kNcm	0,000	12660 kNcm	1,000	1,000	0 kNcm	0,000	17250 kNcm	1,000
2000 kNcm	0,028	12482 kNcm	0,972	1,000	2000 kNcm	0,013	17134 kNcm	0,987
4000 kNcm	0,112	11932 kNcm	0,888	1,000	4000 kNcm	0,054	16780 kNcm	0,946
6000 kNcm	0,251	10953 kNcm	0,749	1,000	5000 kNcm	0,084	16509 kNcm	0,916
8000 kNcm	0,447	9415 kNcm	0,553	1,000	6000 kNcm	0,121	16173 kNcm	0,879
8500 kNcm	0,505	8911 kNcm	0,495	1,000	7000 kNcm	0,165	15766 kNcm	0,835
9000 kNcm	0,566	8343 kNcm	0,434	1,000	8000 kNcm	0,215	15283 kNcm	0,785
9500 kNcm	0,630	7698 kNcm	0,370	1,000	9000 kNcm	0,272	14716 kNcm	0,728
10000 kNcm	0,698	6953 kNcm	0,302	1,000	11000 kNcm	0,407	13288 kNcm	0,593
10500 kNcm	0,770	6072 kNcm	0,230	1,000	13000 kNcm	0,568	11339 kNcm	0,432
11000 kNcm	0,845	4983 kNcm	0,155	1,000	15000 kNcm	0,756	8518 kNcm	0,244
11500 kNcm	0,924	3499 kNcm	0,076	1,000	16000 kNcm	0,860	6447 kNcm	0,140
11750 kNcm	0,964	2395 kNcm	0,036	1,000	17000 kNcm	0,971	2926 kNcm	0,029
11966 kNcm	1,000	0 kNcm	0,000	1,000	17250 kNcm	1,000	0 kNcm	0,000

Figura 10 – Gráfico dos esforços combinados (Teste 04)

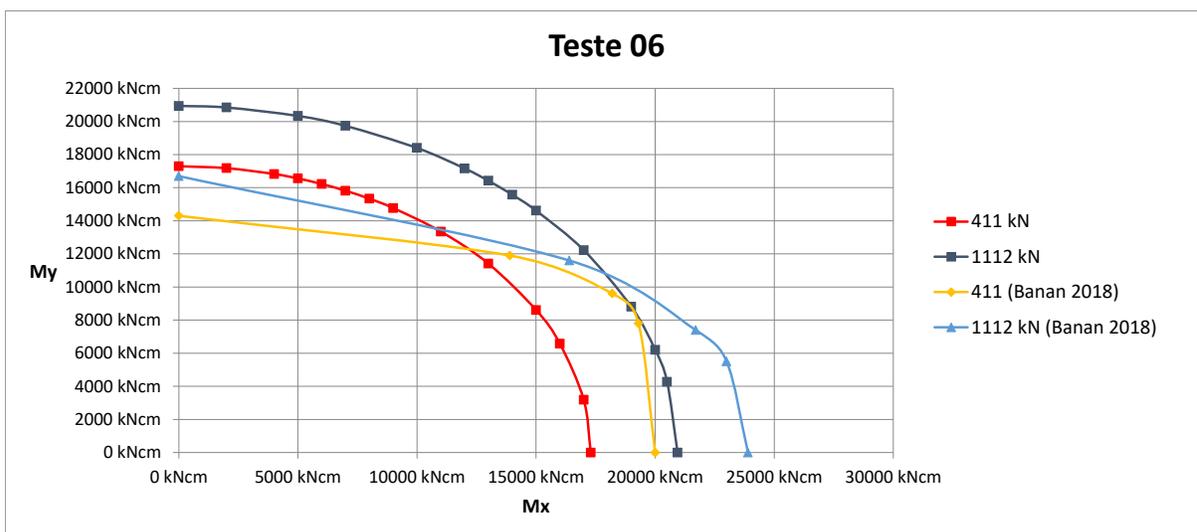


Para o teste 04, caso com chapa de espessura intermediária e chumbadores de menor resistência, é possível ver como há um acréscimo maior de resistência na direção de maior inércia (M_x) que na menor inércia (M_y) em função da compressão.

Tabela 30 – Tabela de esforços combinados pelo método analítico (Teste 06)

TESTE 06									
411 kN					1112 kN				
Mx		My		i	Mx		My		i
0 kNcm	0,000	17297 kNcm	1,000	1,000	0 kNcm	0,000	20941 kNcm	1,000	1,000
2000 kNcm	0,013	17181 kNcm	0,987	1,000	2000 kNcm	0,009	20845 kNcm	0,991	1,000
4000 kNcm	0,053	16828 kNcm	0,947	1,000	5000 kNcm	0,057	20335 kNcm	0,943	1,000
5000 kNcm	0,084	16559 kNcm	0,916	1,000	7000 kNcm	0,112	19736 kNcm	0,888	1,000
6000 kNcm	0,120	16223 kNcm	0,880	1,000	10000 kNcm	0,228	18399 kNcm	0,772	1,000
7000 kNcm	0,164	15817 kNcm	0,836	1,000	12000 kNcm	0,328	17162 kNcm	0,672	1,000
8000 kNcm	0,214	15336 kNcm	0,786	1,000	13000 kNcm	0,385	16417 kNcm	0,615	1,000
9000 kNcm	0,271	14771 kNcm	0,729	1,000	14000 kNcm	0,447	15573 kNcm	0,553	1,000
11000 kNcm	0,404	13349 kNcm	0,596	1,000	15000 kNcm	0,513	14613 kNcm	0,487	1,000
13000 kNcm	0,565	11410 kNcm	0,435	1,000	17000 kNcm	0,659	12228 kNcm	0,341	1,000
15000 kNcm	0,752	8613 kNcm	0,248	1,000	19000 kNcm	0,823	8805 kNcm	0,177	1,000
16000 kNcm	0,856	6572 kNcm	0,144	1,000	20000 kNcm	0,912	6207 kNcm	0,088	1,000

Figura 11 – Gráfico dos esforços combinados (Teste 04)



No caso do teste 06, a plotagem do gráfico mostrou que o esforço axial de compressão aumenta a resistência da placa como um todo, mas tem um impacto um pouco menor que os anteriores. Em função do comportamento rígido em ambas as direções, esta placa que é duplamente simétrica apresenta resultados iguais em ambas às direções, fazendo com que a curva exiba uma curva circular.

6 CONCLUSÃO

Há um acervo muito restrito de dados de placas de base, principalmente submetidos à flexão na menor inércia. Uma grande parte dos profissionais no mercado utiliza o comportamento rígido em ambas as direções, justamente pela falta de informações em normativas nacionais sendo algo que não acontece na prática e pode resultar em várias placas subdimensionadas, gerando linhas de escoamento não previstas e eventuais colapsos em um elemento extremamente importante nas estruturas.

Este trabalho conseguiu mostrar que o comportamento da placa na direção de maior inércia diverge muito do comportamento na menor inércia em função de, além da geometria, a resistência dos materiais, espessura da chapa e com muita importância, as forças axiais do sistema que fazem as linhas de escoamento e diagrama de forças alternarem como um todo.

Com base nos modelos analíticos apresentados por Fasae *et al.* (2018) e referenciado por diversos outros artigos e literaturas, foram desenvolvidos modelos analíticos para cálculo das linhas de escoamento da chapa nos sistemas flexíveis e gerados diversos resultados para avaliação do comportamento das placas na menor inércia, sendo estes comparados e validados através dos resultados gerados pelos testes de Gomez (2010) e os modelos por MEF de Fasae (2018).

7 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ficam recomendados alguns estudos para validação dos resultados analisados neste trabalho e diversos outros, em função da alta complexidade e variáveis que envolvem as placas de base:

- Elaboração de testes para placas de base submetidas à flexão na menor inércia para geração de resultados práticos e compreensão dos diversos regimes de escoamentos;
- Elaboração de testes para placas de base com cargas horizontais inclinadas para validação do padrão elíptico de comportamento das cargas combinadas em ambas as direções;
- Elaboração de modelos com flexo-tração oblíqua;
- Analisar através dos modelos analíticos apresentados neste trabalho, o comportamento e capacidades para placas com perfis tubulares e compará-los aos resultados de Lee (2008);
- Analisar através dos modelos analíticos apresentados neste trabalho, o comportamento e capacidades para placas de mais de 4 chumbadores e compará-los aos resultados de Choi e Choi (2012);
- Desenvolvimento de um software de cálculo por VBA (*Visual Basic for Applications*) para verificação de resultados, gráficos e detalhes padronizados.

8 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete, 2014.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto. 1ª edição. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

BELLEI, I.H. Edifícios de múltiplos andares em aço. 2ª edição. São Paulo: Editora Pini, 2008.

LOUZADA, E. A. C. Modelo de cálculo de bases de pilares de aço submetidas a flexão composta oblíqua. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Minas Gerais, 2020.

MARTINS, M. M. Estudo de bases de pilares metálicos pelo método dos elementos finitos. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, 2002.

DRAKE, R.M.; ELKIN, S.J. Beam-column base plate design - LRFD method. Engineering Journal, 1999.

FISCHER, J.M; KLOIBER, L.A. Base plate and anchor rod design. AISC Steel Design Guide One. 2ª ed. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2006.

GOMEZ, I.R.; KANVINDE, A.M; DEIERLEIN, G.G. Exposed column base connections subjected to axial compression and flexure. Final report presented to the American Institute of Steel Construction, 2010.

TARGOWSKI, R.; LAMBLIN, D.; GUERLEMENT, G. Base plate connection under bending: experimental and numerical study. Journal of Constructional Steel Research (37-54), 1993.

LEE, D.Y. Seismic behavior of column-base plate connections bending about weak axis. Doctor of Philosophy (Civil and Environmental Engineering) Thesis. University of Michigan, 2001.

LEE, D.Y.; GOEL, S.C; STOJADINOVIC, B. Exposed column-base plate connections bending about weak axis I. Numerical parametric study. *International Journal of Steel Structures* (11-27), 2008.

LEE, D.Y.; GOEL, S.C; STOJADINOVIC, B. Exposed column-base plate connections bending about weak axis II. Experimental study. *International Journal of Steel Structures* (29-41), 2008.

CHOI, J.H.; CHOI, Y. An experimental study on inelastic behavior for exposed-type column bases under three-dimensional loadings. *Journal of Mechanical Science and Technology* (747-759), 2012.

KANVINDE, A.M.; HIGGINS, P.; COOKE, R.J.; PEREZ, J.; HIGGINS, J. Column base connections for hollow steel sections: seismic performance and strength models. *Journal of Structure Engineering* (141), 2014.

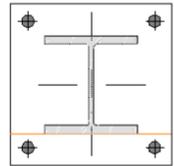
TSAVDARIDIS, K.D.; SHAHEEN, M.A.; BANIOPOULOS, C; SALEM, E. Analytical approach of anchor rod stiffness and steel base plate calculation under tension. *Structures* (207-218), 2016.

FASAEI, M.A.K.; BANAN, M.R.; GHAZIZADEH, S. Capacity of exposed column base connections subjected to uniaxial and biaxial bending moments. *Journal of Constructional Steel Research* (361-370), 2018.

DA SILVA SECO, L.; COUCHAUX, M.; HJIAJ, M., NEVES, L.C. Column base plates under biaxial bending moment and axial force. *Engineering Structures*, 2021.

KANVINDE, A.M; HASSAN, A.S; TORRES-RODAS; P; GIULIETTE, L. Strength characterization of exposed column base plates subjected to axial force and biaxial bending. *Engineering Structures*, 2021.

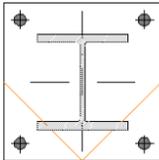
ANEXOS E APÊNDICES



CASO 1

$$\frac{B'}{2} = \frac{Hpb}{2}$$

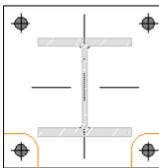
$$I_y = \frac{Bpb^3 - b^3}{2} - a1$$



CASO 2

$$\frac{B'}{2} = \sqrt{2 \left(\frac{Hpb}{2} \right)^2}$$

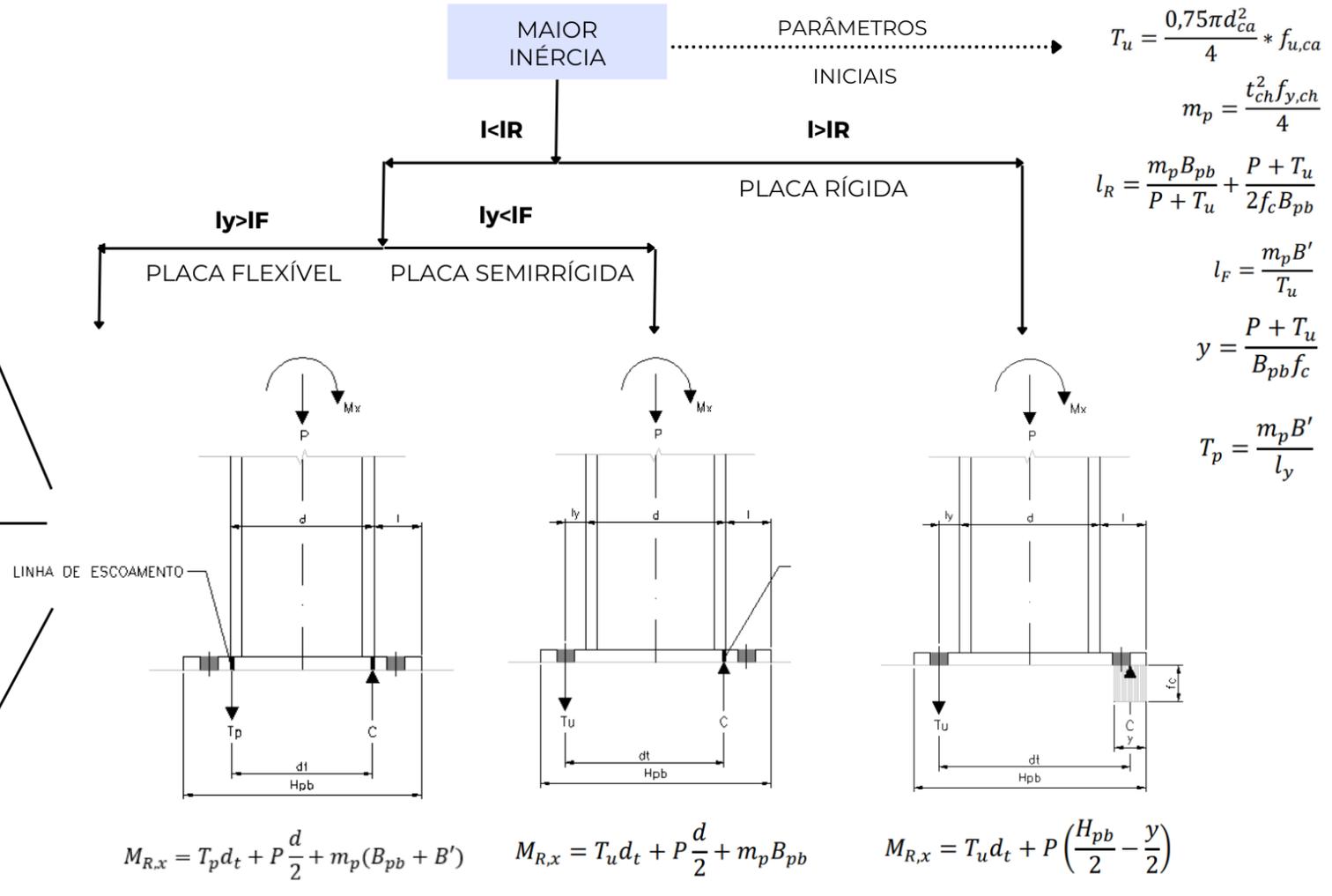
$$I_y = \sqrt{2 \left(\frac{Hpb}{2} - 2a1 \right)^2}$$

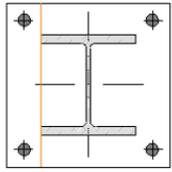


CASO 3

$$\frac{B'}{2} = 2a1 + \frac{\pi R}{4} = a1 \left(2 + \frac{\pi}{4} \right)$$

$$I_y = \frac{Bpb^3 - b^3}{2} - a1$$

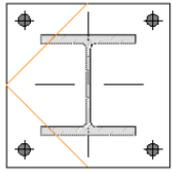




CASO 1

$$\frac{B'}{2} = \frac{Hpb}{2}$$

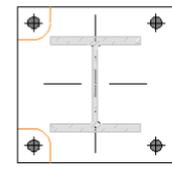
$$l_y = \frac{Bpb - b}{2} - a1$$



CASO 2

$$\frac{B'}{2} = \sqrt{2 \left(\frac{Hpb}{2} \right)^2}$$

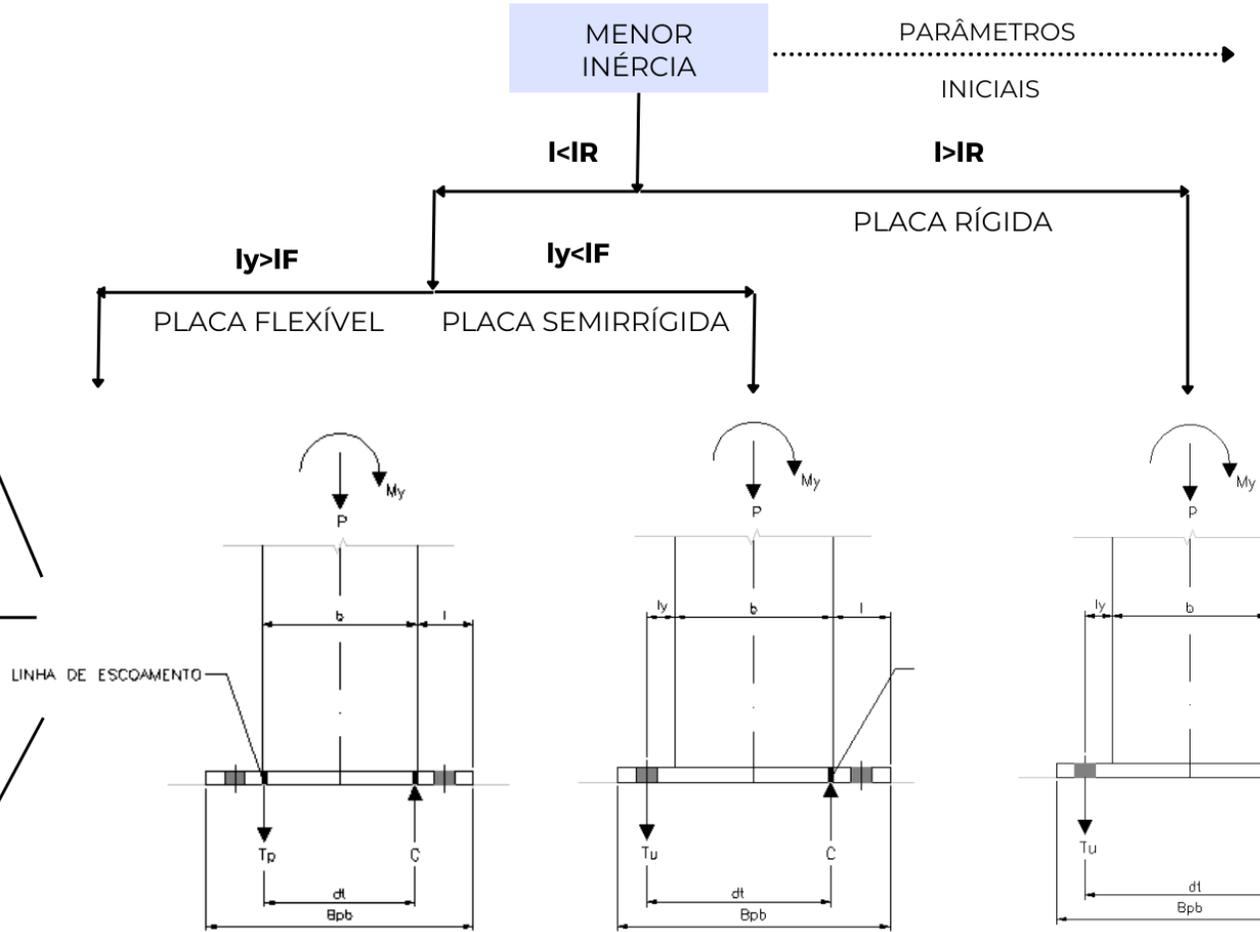
$$l_y = \sqrt{2 \left(\frac{\left(\frac{Hpb}{2} \right) - 2a1}{2} \right)^2}$$



CASO 3

$$\frac{B'}{2} = 2a1 + \frac{\pi R}{4} = a1 \left(2 + \frac{\pi}{4} \right)$$

$$l_y = \frac{Bpb - b}{2} - a1$$



$$T_u = \frac{0,75\pi d_{ca}^2}{4} * f_{u,ca}$$

$$m_p = \frac{t_{ch}^2 f_{y,ch}}{4}$$

$$l_R = \frac{m_p H_{pb}}{P + T_u} + \frac{P + T_u}{2 f_c H_{pb}}$$

$$l_F = \frac{m_p B'}{T_u}$$

$$y = \frac{P + T_u}{H_{pb} f_c}$$

$$T_p = \frac{m_p B'}{l_y}$$

$$M_{R,y} = T_p d_t + P \frac{b}{2} + m_p (H_{pb} + B')$$

$$M_{R,y} = T_u d_t + P \frac{d}{2} + m_p H_{pb}$$

$$M_{R,y} = T_u d_t + P \left(\frac{B_{pb}}{2} - \frac{y}{2} \right)$$

ESFORÇOS
COMBINADOS

$$i = \sqrt{\left(\frac{M_x}{M_{r,x}}\right)^2 + \left(\frac{M_y}{M_{r,y}}\right)^2}$$

M_x e M_y -> Momentos solicitantes

$M_{r,x}$ e $M_{r,y}$ -> Momentos resistente

$$i \leq 1,0$$

ATENDE!

$$i > 1,0$$

NÃO ATENDE!