

2 Ligações Semirrígidas Mistas

Neste capítulo são apresentados os conceitos relacionados ao estudo de ligações semirrígidas, e as modificações necessárias para a inclusão da parcela mista nas formulações da ligação em aço. O dimensionamento é realizado por meio do método das componentes, preconizado pelo *Eurocode*.

2.1. Introdução às ligações semirrígidas

Os pilares têm influência nas parcelas de resistência e estabilidade das ligações dos elementos de viga e pilar, considerando-se a análise do comportamento global das estruturas metálicas. Essa influência varia de acordo com o comportamento da ligação: rígida, resistindo à sollicitação de flexão, forças normais e cisalhamento; flexíveis, atuando sobre as sollicitações de cisalhamento e normais. Porém, o comportamento real das ligações ocorre no intermédio entre as ligações rígidas e flexíveis.

Em pórticos com ligações rígidas, conforme Figura 2.1, pode ocorrer a diminuição da sollicitação dos pilares e por consequência seu superdimensionamento e o aumento da sollicitação da viga, que não foi dimensionada prevendo tal sollicitação. Para o caso de ligações flexíveis, conforme Figura 2.2, o pilar pode receber sollicitações não dimensionadas devido à transmissão não prevista, comprometendo possivelmente a sollicitação a flexo-compressão do elemento.

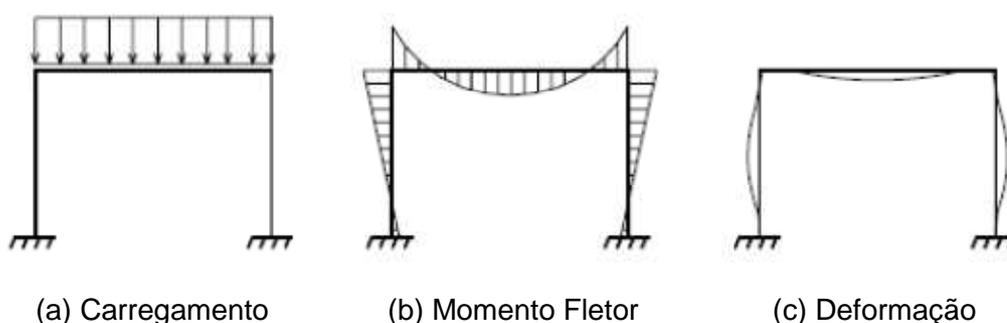


Figura 2.1 – Pórtico de ligações rígidas.

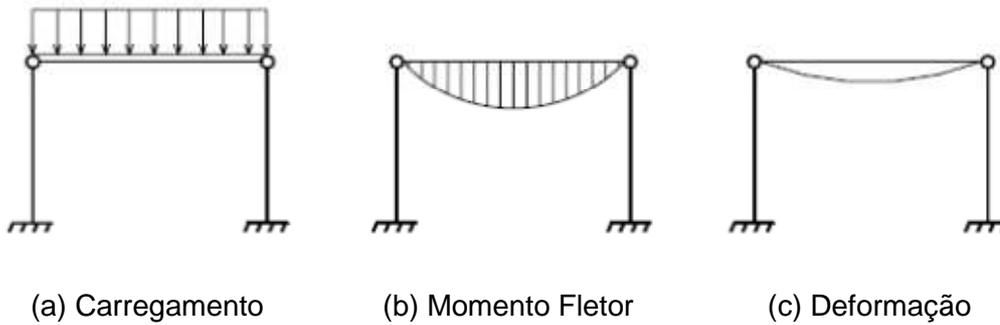


Figura 2.2 – Pórtico de ligações flexíveis.

Porém, pode-se aproximar ao comportamento real da estrutura com a utilização de ligações semirrígidas, onde há transmissão relativa entre os elementos, apresentado na Figura 2.3. Os nós podem ser modelados por meio de elementos de mola equivalentes, tendo suas características em função da rigidez e resistência à flexão da ligação, ou seja, curvas momento *versus* rotação. Como pode ser verificado, em relação às ligações flexíveis e rígidas, há alteração da concepção, porém, é mantida a configuração da estrutura.

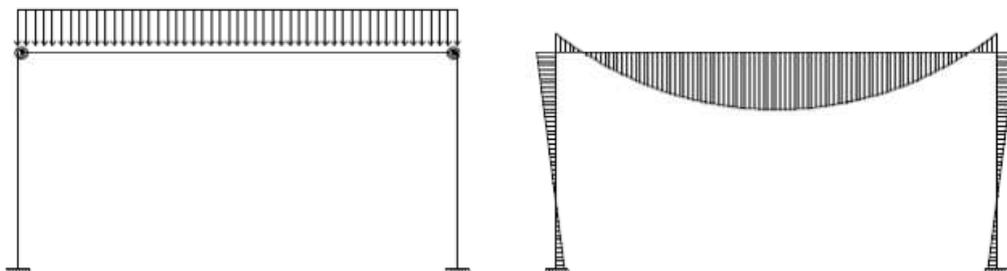


Figura 2.3 – Pórtico de ligações semirrígidas.

As ligações semirrígidas apresentam momentos fletores negativos e positivos inferiores aos calculados para as ligações rígidas e as ligações flexíveis, respectivamente.

Para o caso de ligações flexíveis, a viga se comporta como bi-apoiada, devido a não transmissão de rotação. Dessa forma, o momento máximo positivo atuante será encontrado no meio do vão e é representado pela equação (2.1) e Figura 2.4.

$$M_{Rd+} = \frac{ql^2}{8} \quad (2.1)$$

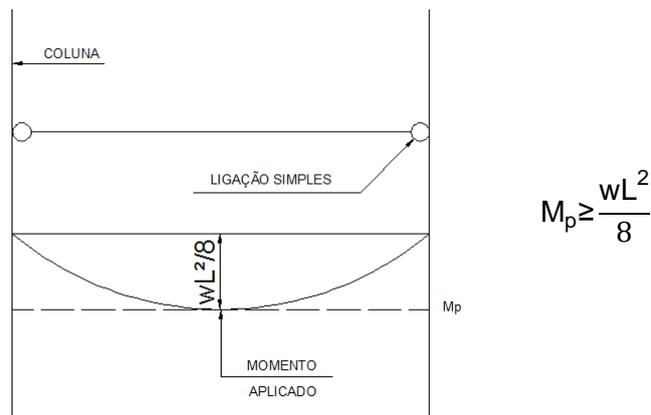


Figura 2.4 – Viga bi-apoiada.

Considerando-se o caso de ligações rígidas, o sistema estrutural considera o engaste nas duas extremidades da viga, com solicitações atuantes sobre as ligações, que são transmitidos para os pilares. Essa configuração exige maiores seções para a viga do que no caso em que a estrutura fosse calculada com ligações flexíveis, além de exigir seções mais rígidas e resistentes dos pilares. Os momentos atuantes serão então representados pela equação (2.2) e pela equação (2.3), positivo e negativo, respectivamente.

$$M_{Rd+} = \frac{ql^2}{24} \quad (2.2)$$

$$M_{Rd-} = \frac{ql^2}{12} \quad (2.3)$$

Pode-se ainda restringir os pontos de apoio, que representaram uma continuidade parcial da viga, anteriormente considerada bi-apoiada ou bi-engastada. Dessa forma, apresentar-se-á mais equilibrado. Com essa modificação, as solicitações atuantes passam a ser representados pela equação (2.4) e pela equação (2.5).

$$M_{Rd-} = \frac{ql^2}{24} \quad (2.4)$$

$$M_{Rd+} = \frac{ql^2}{12} \quad (2.5)$$

O momento positivo representa a sollicitação relativa ao meio do vão da viga e o momento negativo, o momento sobre os apoios. Com isso há uma melhor distribuição das sollicitações sobre a viga, com sollicitação sobre os apoios que são transmitidos as ligações, diminuindo as sollicitações sobre a viga. Seguindo-se esse raciocínio, pode-se prever uma viga mais esbelta, sem impactar nas deformações centrais do vão.

As ligações aqui apresentadas têm como referência ligações aparafusadas com placa de extremidade, podendo variar na configuração estendida, conhecida como *extended end plate*, ou ajustada, *flush endplate*. Para a consideração da parcela mista, é feita a inclusão da seção da laje de concreto, armadura longitudinal e conectores de cisalhamento.

Em cada uma dessas estruturas atuam sollicitações, que de modo geral estão representados na Figura 2.5, que indicam o caso de nós internos, ou seja, com sollicitação bilateral.

A Figura 2.6 apresenta alguns tipos de ligações com placa de extremidade, para nós externos. Figura 2.7 a mostra o caso de ligações internas.

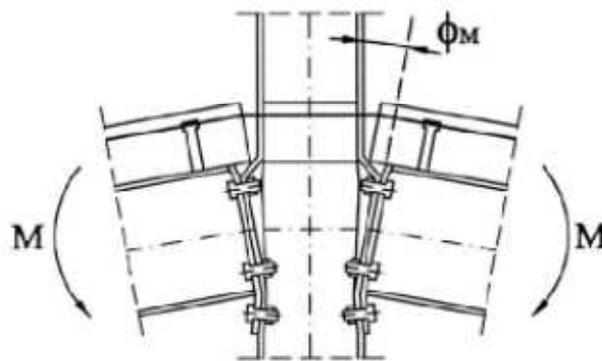


Figura 2.5 – Ligação com placa de extremidade com sollicitação bilateral (Silva et al., 2001).

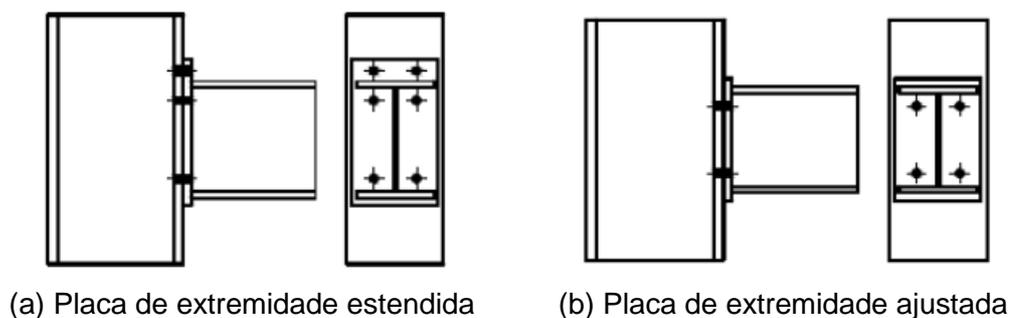


Figura 2.6 – Ligação em nós externos (Ramires, 2010).

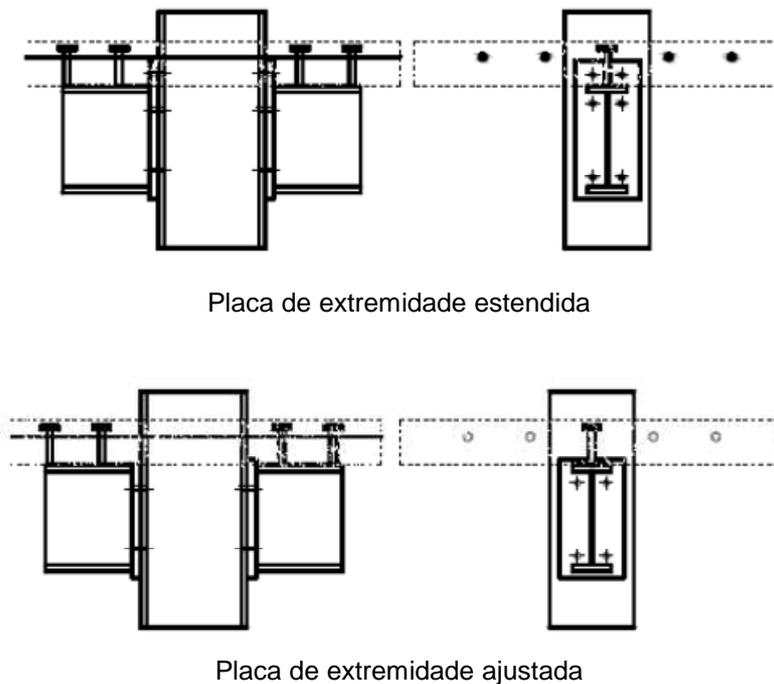


Figura 2.7 – Ligação em nós internos (Ramires, 2010).

2.2. Ligações aparafusadas e efeito alavanca

As ligações aparafusadas podem ser classificadas de duas maneiras: ligação do tipo contato (*bearing type*) e do tipo atrito (*friction type*). Para o primeiro tipo, os parafusos comuns ou de alta resistência podem ser utilizados, sendo em ambos os casos, solicitados ao corte (cisalhamento) e/ou à tração. A transmissão das solicitações no parafuso comum pode ser visto na Figura 2.8. Nesse tipo de parafuso a tração é transmitida diretamente no corpo do parafuso e pelo contato de sua superfície lateral com a face do furo por causa do deslizamento entre as chapas ligadas.

Já para o caso de ligações aparafusadas do tipo atrito, só pode ser utilizado parafuso de alta resistência, uma vez que a resistência ao deslizamento está relacionada com a protensão que é aplicada ao parafuso.

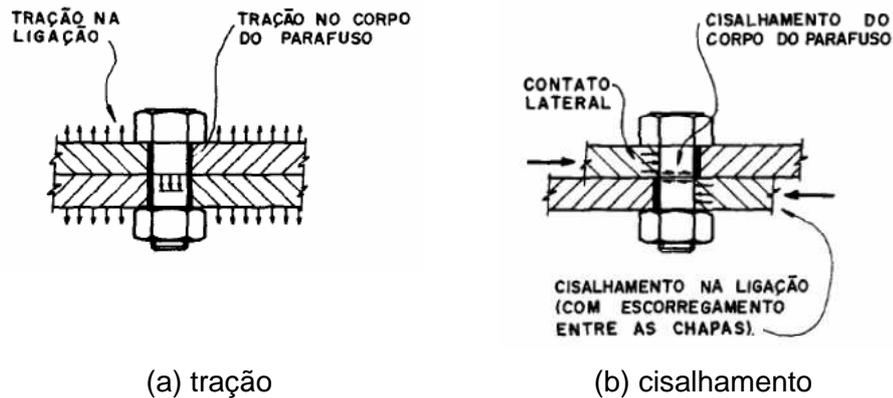


Figura 2.8 – Transmissão das solicitações em parafusos comuns (CBCA, 2004).

O torque aplicado nos parafusos de alta resistência aumenta a resistência ao deslizamento, aumentando a mobilização da força de atrito. Portanto, para que uma ligação seja do tipo atrito, não deve existir o deslizamento entre as partes componentes da ligação, e tal fato ocorre quando a força cortante que atua no parafuso não é maior do que a resistência ao deslizamento. Caso contrário, a ligação deixa de ser do tipo atrito e passa a ser uma ligação do tipo contato.

A Figura 2.9 representa, de uma forma simples, o comportamento de uma ligação aparafusada por atrito, de acordo com o gráfico força *versus* deslocamento. Nesse gráfico observa-se a existência de quatro fases no comportamento desse tipo de ligação. Na fase a ocorre a aplicação da força F ; quando esta é menor do que a resistência ao deslizamento, somente ocorrem deslocamentos referentes à deformação elástica das placas. Na fase b, a força F aplicada supera a resistência ao deslizamento, o deslocamento que ocorre é proveniente da acomodação dos parafusos. Na fase c a deformação do conjunto ocorre elasticamente. Na fase d a deformação do conjunto será inelástica e haverá falha na ligação.

O efeito alavanca (*prying action*) deve ser verificado para as ligações aparafusadas. Esse efeito corresponde ao acréscimo da força de tração no parafuso e um efeito adicional de flexão na chapa de extremidade, devido à restrição da deformação da chapa, diminuindo a rigidez da ligação (De Nardin, 2003).

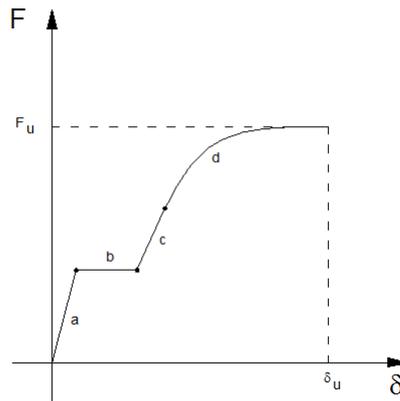


Figura 2.9 – Comportamento força *versus* deslocamento relativo.

A Figura 2.10 mostra as condições possíveis, conforme De Nardin (2003): quando a chapa de extremidade é espessa, as deformações por flexão sob a atuação da força são pequenas; chapa de menor espessura deforma-se sob a atuação da força; se a deformação da chapa é impedida ocorre uma força adicional Q de tração nos parafusos que provoca a flexão na chapa de extremidade.

De acordo com a NBR 8800:2008 a verificação do efeito alavanca tem por objetivo determinar a força de tração solicitante de cálculo em parafusos e barras redondas rosqueadas. Esse efeito é produzido pela deformação das partes ligadas. Na Figura 2.11 é possível visualizar a ação desse efeito.

2.3. Ligações mistas

Quando se passa a considerar a influência dos elementos relacionados a estrutura de concreto, a ligação será dimensionada por meio do sistema misto, com contribuição do aço e do concreto que a formam.

A utilização de estruturas mistas visa o melhor aproveitamento das componentes envolvidas: as vigas metálicas e a melhor resistência à tração; a laje de concreto com melhores respostas as solicitações de compressão. Para que haja a integração entre esses dois elementos, é necessária uma ligação mais resistente que a ligação química formada na superfície dos materiais aço e concreto. Essa ligação é feita com elementos denominados conectores de cisalhamento. A Figura 2.12 apresenta os elementos componentes de uma ligação mista.

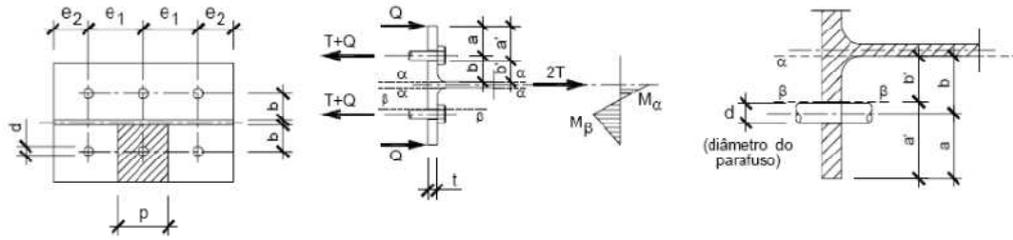


Figura 2.10 – Efeito alavanca (De Nardin, 2003).

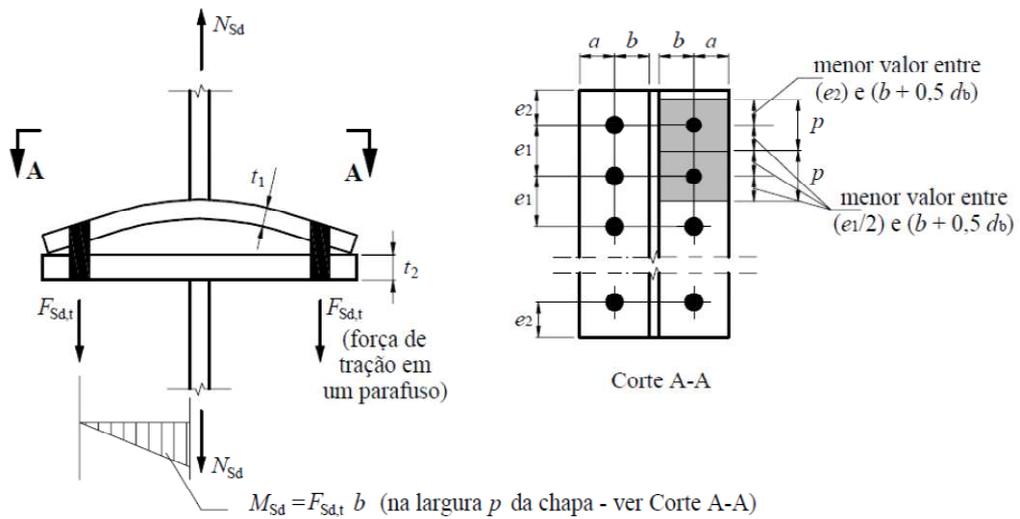


Figura 2.11 – Efeito alavanca (NBR 8800:2008).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0921385/CA

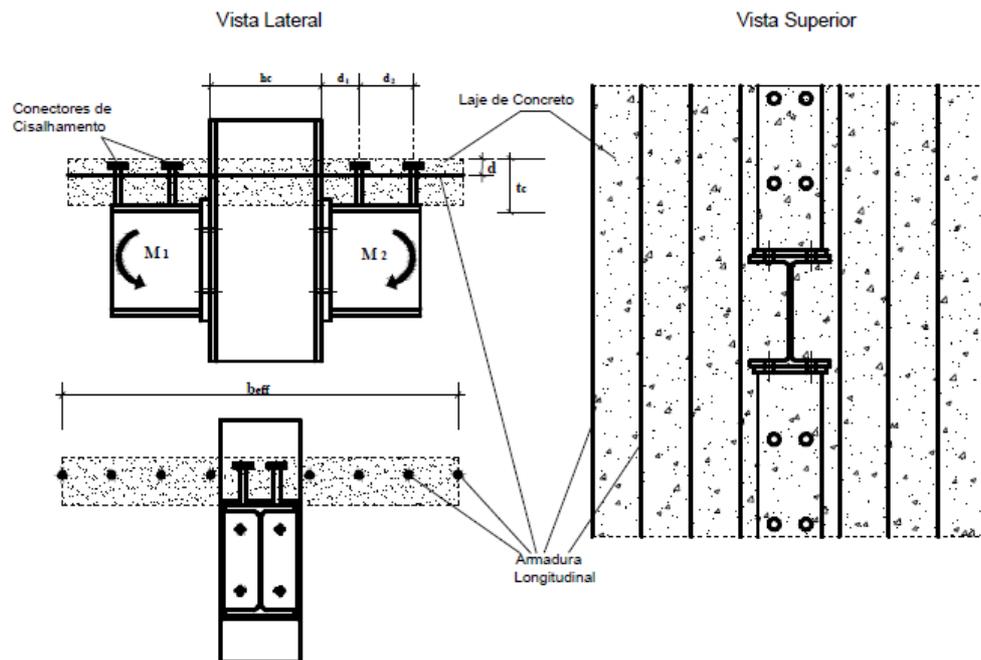


Figura 2.12 – Descrição do conjunto da ligação mista (Ramires, 2010).

2.3.1. Funcionamento básico do sistema misto

De acordo com o *Eurocode 4*, uma ligação mista é uma ligação entre um elemento misto e algum outro elemento onde a armadura tem a função de contribuir para a resistência da ligação.

A Figura 2.13 apresenta o funcionamento básico do sistema misto de uma estrutura. Considerando-se os dois materiais envolvidos, há o aumento da rigidez e da resistência, e redução da flecha das vigas, que evita o deslizamento do concreto por sobre as vigas de aço, devido à falta de aderência. Esse deslizamento é controlado através da inclusão do conector de cisalhamento, soldado a viga metálica. A interação entre os materiais é determinada pela quantidade de conectores, podendo ser parcial ou total. Dessa forma, alcança-se o melhor desempenho entre os materiais, ou seja, a laje em concreto, resistindo às forças compressivas e a viga metálica, às forças de tração.

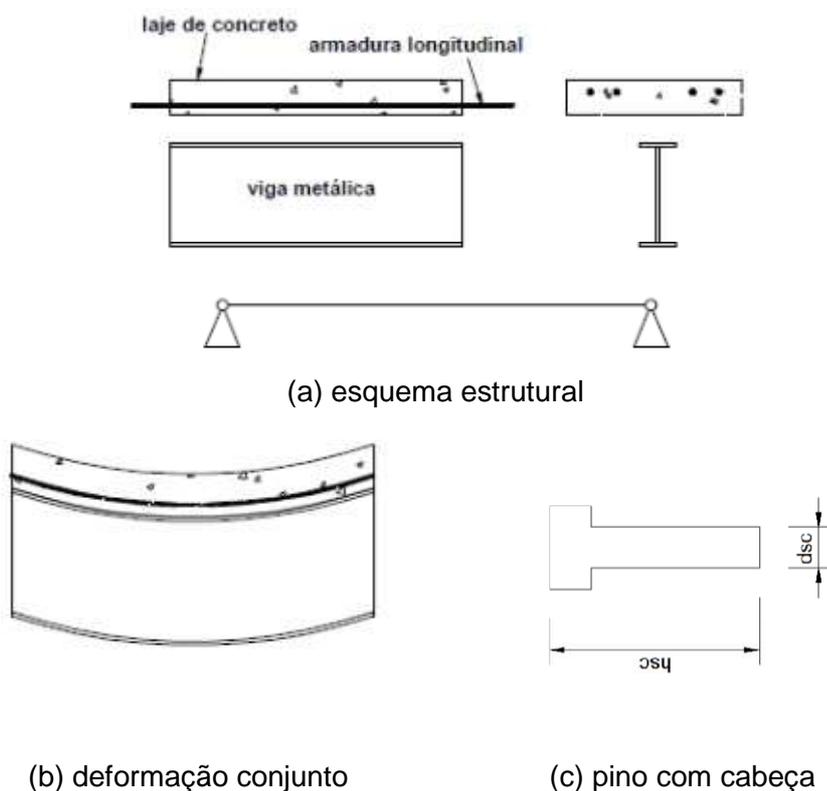


Figura 2.13 – Funcionamento básico do sistema misto (adaptado de Ramires, 2010).

A escolha da caracterização do modo de interação da estrutura influencia a deformação da seção transversal, conforme se verifica na Figura 2.14. No caso da Figura 2.14(a) o deslizamento relativo não é desprezível entre o aço e o concreto. Nesse caso a interação que ocorre entre os materiais é parcial, fazendo com que o conector de cisalhamento comece a interagir com a armadura tracionada. Para a Figura 2.14(b) esse deslizamento é desprezível, ou seja, não há movimento relativo entre a laje de concreto e a viga metálica, ocorrendo a interação total.

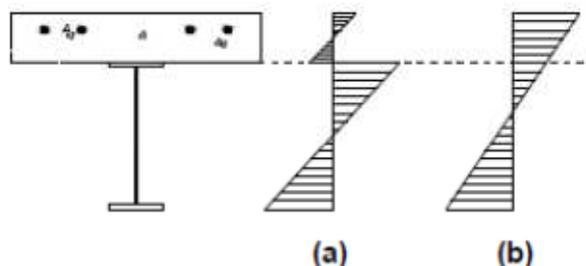


Figura 2.14 – Modos de interação (Ramires, 2010).

Adota-se para o cálculo inicial a interação total dos conectores, assumindo-se que a força de transferência total é resistida pela armadura, consolidando-se assim a interação total entre o aço e o concreto, conforme Figura 2.15.

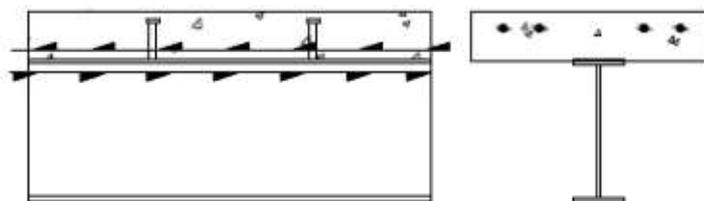


Figura 2.15 – Transferência da força de cisalhamento do sistema misto (Ramires, 2010).

Serão apresentadas as considerações relativas ao conector do tipo pino com cabeça ou *stud* por representar o utilizado nesta tese. Sua configuração é apresentada na Figura 2.13(c).

O *Eurocode 4* (2001) apresenta uma formulação sugerida para o dimensionamento dos conectores tipo pino com cabeça, conforme equação (2.6) e equação (2.7).

$$q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \phi_{sc} \cdot \sqrt{E_c \cdot f_{ck}} \quad (2.6)$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$q_n = A_{sc} \cdot \phi_{sc} \cdot f_{usc} \quad (2.7)$$

$$\phi_{sc} = 0,8 \cdot A_{sc}$$

Onde A_{sc} é a área da seção transversal do conector; E_c é o módulo de elasticidade da seção do concreto, em MPa, para $22 \text{ kN/m}^3 < \gamma < 25 \text{ kN/m}$. A menor das duas equações acima corresponderá à resistência, sendo avaliadas a resistência do cone de concreto ao redor do conector e a resistência do conector submetido a tração, conhecidos também como modos de ruptura 1 e modo de ruptura 2, respectivamente.

Para fins práticos, muitos autores sugerem aproximações dos valores de resistência do conector. No *Eurocode 4*, para o conector tipo pino com cabeça, de diâmetro 19 mm, esse valor é de $k_{sc}=100 \text{ kN/mm}$, considerando imersão total na laje de concreto.

Deve-se observar que a resistência apresentada está relacionada às regiões em compressão em vigas bi-apoiadas, onde as solicitações concentram-se no meio do vão.

A armadura longitudinal é uma componente que também influencia a região de momento negativo. Tendo a função de acrescentar resistência à laje de concreto, aumentando a resistência contra fissuras e agindo para a redução da possibilidade de colapso da estrutura nas regiões de momento negativo, esta armadura tem a resistência total, até que o concreto tracionado alcance o limite a tração f_{ctm} , surgindo a partir desse ponto, fissuras perpendiculares a direção da armadura reduzindo a rigidez. A Figura 2.16 apresenta essa redução, que caracteriza o comportamento idealizado de um tirante de concreto, conforme CEB-FIP (1999), comparando uma barra isolada e outra envolvida por concreto.

Pode-se notar pelo gráfico que o tirante envolvido por concreto tem redução de rigidez inicial devido ao alongamento da barra, o que ocasiona a redução da barra e da rigidez do conjunto; porém, o alongamento é superior a da barra isolada, bem como maior resistência. Destaca-se que o comportamento apresentado representa o idealizado para o tirante de concreto.

O gráfico da Figura 2.16 ainda descreve as várias fases de fissuração, sendo as letras minúsculas as fases e as letras maiúsculas as mudanças dessas: “a”, que marca a formação da primeira fissura, correspondente a “R”; “b”

segue até o ponto “S”, onde ocorre a última fissura. Após estas duas fases, surgem as fases de fissuras estabilizadas, “c”, finalizada pelo ponto “Y”, onde ocorre o escoamento da armadura. Dessa região em diante caracteriza-se a fase de pós-escoamento, representada pela fase “d”.

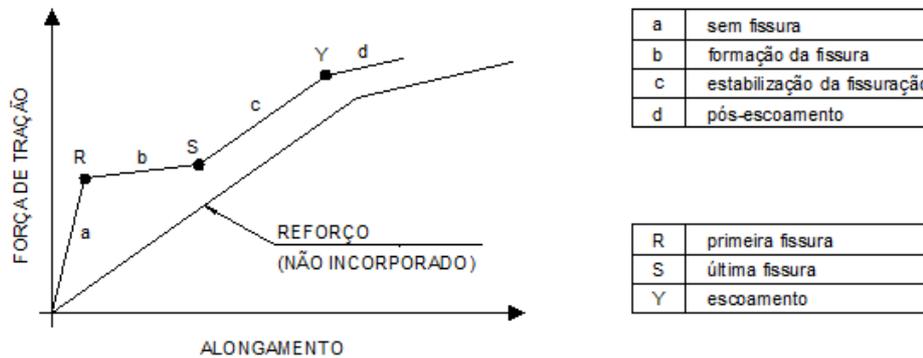


Figura 2.16 – Comportamento idealizado de um tirante de concreto armado (adaptado de CEB-FIP, 1999).

As forças de tração na armadura, entre as fissuras, são transferidas para o concreto por meio de forças de aderência, havendo um fator de enrijecimento do concreto nesta região. A distância entre fissuras pode ser tomada, para simplificações, como o dobro do comprimento de introdução por transmissão l_t .

A força a ser introduzida no concreto por aderência, a fim de promover a fissuração dentro da área efetiva de concreto, $A_{c,ef}$, no final do comprimento de introdução, é expressa pela equação (2.8).

$$F_{cr} = A_{c,ef} \cdot f_{ctm} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{s,ef}) \cdot k_c \quad (2.8)$$

Onde f_{ctm} é a resistência à tração média do concreto; α é a razão entre os módulos de elasticidade longitudinal do aço e do concreto E_s/E_{ci} ; e $\rho_{s,ef}$ é a taxa efetiva da armadura, sendo $A_r/A_{c,ef}$.

As deformações específicas ao longo do tirante de concreto armado podem ser expressas por meio da Figura 2.17 em termos de tensões e deformações, descritas através do efeito de enrijecimento das armaduras, sendo divididas em quatro etapas.

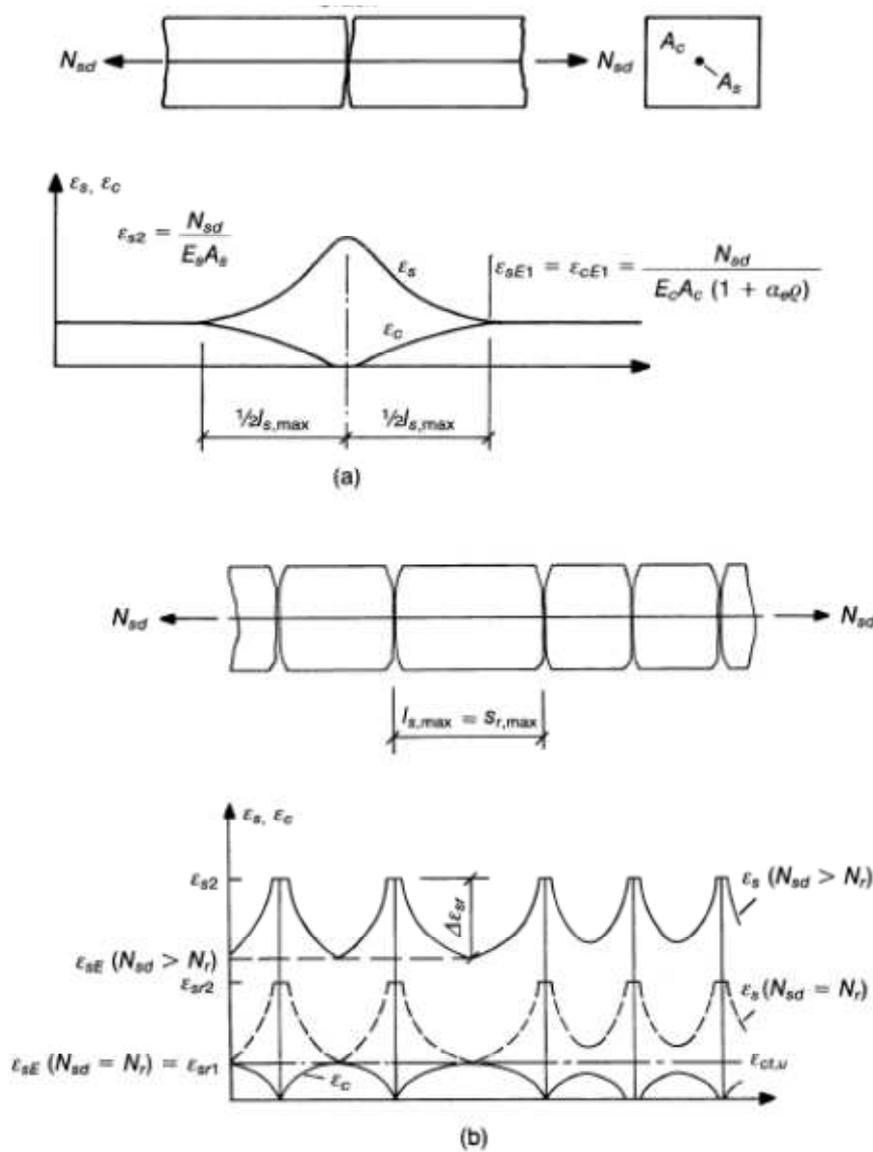


Figura 2.17 – Deformações ao longo do tirante de concreto armado: (a) formação da primeira fissura; (b) estado de fissuração estabilizado (CEB-FIP, 1999).

ETAPA I – Não fissurado

O comportamento linear ocorre até que o concreto fissure, que se dá a mais ou menos de 20 a 25% do momento último. Os valores de rigidez inicial são elevados, indicando que o comportamento inicial é governado pela rigidez axial à tração da laje de concreto. A deformação específica é descrita pela equação (2.9).

$$\epsilon_{s,m} = \epsilon_{s1}, \quad 0 < \sigma_s < \sigma_{sr1} \quad (2.9)$$

Esta etapa, como descrito anteriormente, tem seu final representado pela formação da primeira fissura, onde se inicia a Etapa II.

ETAPA II – Início da formação das fissuras

A rigidez nesta fase diminui em relação à fase inicial, porém o comportamento mantém-se próximo do linear. As fissuras na face do pilar distribuem-se rapidamente para as extremidades da laje, com o desenho variando de acordo com o tipo de ligação: ligações mais flexíveis permitem maior uniformidade de fissuras, normalmente na direção transversal ao eixo da viga; ligações mais rígidas apresentam fissuras mais inclinadas. Outro fator que pode influenciar a uniformidade das fissuras é o diâmetro das barras da armadura. A equação (2.10) apresenta a deformação específica desta etapa.

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s1} - \frac{\beta_t \cdot (\sigma_s - \sigma_{sr1}) + (\sigma_{sm} - \sigma_s)}{(\sigma_{sm} - \sigma_{sr1})} (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad (2.10)$$

$\sigma_{sr1} < \sigma_s < \sigma_{sm}$

O fim desta etapa é verificado pelo término da fissuração, o que representa a estabilização das fissuras. A partir deste momento, somente a armadura é responsável pela resistência do sistema.

ETAPA III – Fissuras estabilizadas

Caracterizada pela não linearidade física dos materiais, há o aumento de extensão e de abertura das fissuras do concreto da laje. A equação (2.11) apresenta a deformação específica da etapa.

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s2} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}), \quad \sigma_{sm} < \sigma_s \leq f_y \quad (2.11)$$

Esta etapa é limitada pelo início do escoamento da barra da armadura.

ETAPA IV – Pós-escoamento

Caracterizado pela não linearidade geométrica, podendo ser representado pela mudança de comportamento de uma ligação ou elemento, ou a mudança da zona de contato entre os elementos da ligação.

Estima-se que o momento de plastificação esteja em torno de 75 a 90% do momento último, sendo resultado do escoamento significativo dos componentes

da ligação, da barra da armadura ou da mesa inferior da viga. A equação (2.12) apresenta a deformação específica para esta etapa.

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) + \bar{\delta} \cdot \left(\frac{1 - \sigma_{sr1}}{f_y} \right) \cdot (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sr1}), \quad (2.12)$$

$$f_y < \sigma_s \leq f_u$$

Onde σ_{sm} é a tensão do aço na seção da fissura, quando a última fissura se forma; β_t vale 0,40 e $\bar{\delta}$ vale 0,80; ε_{s1} é a deformação específica do aço no concreto não fissurado; ε_{s2} é a deformação do aço na fissura; ε_{sr1} é a deformação do aço no ponto de escorregamento nulo sob tensões atingido f_{ctm} ; ε_{sr2} é a deformação do aço na fissura sob tensões atingindo f_{ctm} e ε_{sy} é a deformação correspondente a tensão de escoamento; σ_s é a tensão do aço na fissura; sendo σ_{sr1} é a tensão do aço na seção da fissura, quando a primeira fissura se forma, e é expressa pela equação (2.13).

$$\sigma_{sr1} = \left(f_{ctm} \cdot k_c \cdot \frac{(1 + \alpha \rho_s)}{\rho_s} \right) \quad (2.13)$$

O valor $\Delta\varepsilon_{sr} = \varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}$ pode ser dado pela equação (2.14).

$$\Delta\varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} \cdot k_c \cdot (1 + \alpha \rho_s)}{\rho_s E_s} - \frac{f_{ctm} \cdot k_c}{E_c} = \frac{f_{ctm} \cdot k_c}{\rho_s E_s} \quad (2.14)$$

A Figura 2.18 apresenta o diagrama de tensão *versus* deformação específica, para as armaduras do interior do concreto, conforme características de cada uma das etapas.

Na tentativa de se considerar a não uniformidade das tensões transferidas pela armadura por aderência no final do comprimento de introdução, pode-se considerar nas expressões acima uma parcela da área efetiva de concreto. Esse fato é verificado pela introdução da parcela k_c , relativa ao concreto, permitindo a extensão da teoria dos membros fletidos, sujeitos a uma distribuição não uniforme de tensões normais, representada pela equação (2.15).

$$k_c = 0,9 \text{ ou } \frac{1}{1 + \frac{t_c}{2 \cdot z_0}} \quad (2.15)$$

Onde t_c é a espessura da mesa de concreto; z_0 é a distância entre os centros de gravidade das seções não fissuradas, sem a contribuição das armaduras, da mesa de concreto e da viga composta; e k_c vale 0,9, valor considerando-se as posições mais conservadoras.

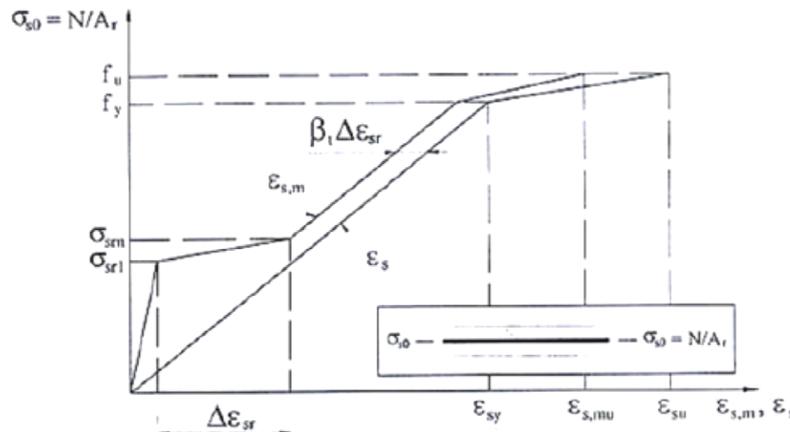


Figura 2.18 – Diagrama tensão versus deformação específica simplificada para armaduras envolvidas pelo concreto (CEB-FIP, 1999).

Por fim, o alongamento é representado pela equação (2.16).

$$\Delta_{u,r} = \left\{ \begin{array}{l} 2l_t \epsilon_{s,mu}, \quad \rho < 0,8\% \\ \left(\frac{L_a}{2} + l_t\right) \epsilon_{s,mu}, \quad \rho < 0,8\% \text{ e } < l_t \\ \left(\frac{L_a}{2} + l_t\right) \epsilon_{s,mu} + (e - l_t) \epsilon_{s,mu}, \quad \rho \geq 0,8\% \text{ e } > l_t \end{array} \right\} \quad (2.16)$$

Onde $\epsilon_{s,mu}$ e $\epsilon_{s,myu}$ são a deformação específica média última e de escoamento da armadura envolvida pelo concreto, tomando-se ϵ_{s2} igual a ϵ_{su} e ϵ_{s2} igual a ϵ_{sy} , respectivamente.

O comprimento de transmissão l_t sobre o qual o deslocamento último é estimado pode ser obtido pela equação (2.17).

$$l_t = \frac{k_c f_{ctm} \varnothing}{4T_{sm} \rho_s} \quad (2.17)$$

Onde ϕ é o diâmetro das armaduras e τ_{sm} é a tensão de aderência média ao longo do comprimento de introdução, podendo ser adotado por um valor de $1,8f_{ctm}$.

Considerando-se os nós compostos, a primeira fissura, que será a principal, ocorrerá entre a face do elemento de apoio e o primeiro conector, havendo o escoamento do aço no interior da mesma, o que pode levar a ruptura.

A metodologia apresentada tem utilização para elementos tracionados. Há necessidade de ajustes para o caso de membros fletidos. Mesmo considerando-se alguns parâmetros com o intuito de se admitir a não uniformidade de tensões a flexão, a limitação da influência da armadura à área em volta da mesma e a influência da curvatura ainda não são abordadas, havendo assim diferenças entre os resultados teóricos e experimentais.

2.4. Dimensionamento segundo o *Eurocode*

O comportamento das ligações pode ser classificado pelo *Eurocode 3*, estando divididas em rígidas, semirrígidas e flexíveis. Essa classificação é apresentada no gráfico momento *versus* rotação, conforme Figura 2.19. Os diferentes comportamentos são separados através de limites definidos por linhas, conhecidos como limite superior ou inferior. A determinação das fronteiras ou limites é realizada conforme recomendação desse código. Para o comportamento rígido, têm-se o valor da rigidez rotacional inicial de uma ligação, $S_{j,ini}$, dado pela equação (2.18), que corresponde ao limite superior.

$$S_{j,ini} \geq \frac{k_b E I_b}{L_b} \quad (2.18)$$

Onde k_b vale 8 para pórticos onde os sistemas de travamento ou contraventamento reduzem o deslocamento horizontal pelo menos 80%; ou 25, para os demais pórticos, desde que em todos os andares K_b / K_c seja maior ou igual a 0,1, onde K_b é o valor médio de I_b/L_b para todas as vigas do último pavimento da edificação, K_c é o valor médio de I_c/L_c para todas as colunas neste pavimento, I_b é momento de inércia da viga, I_c é momento de inércia da coluna L_b , é o vão da viga (centro a centro da coluna), L_c é o comprimento da coluna no pavimento.

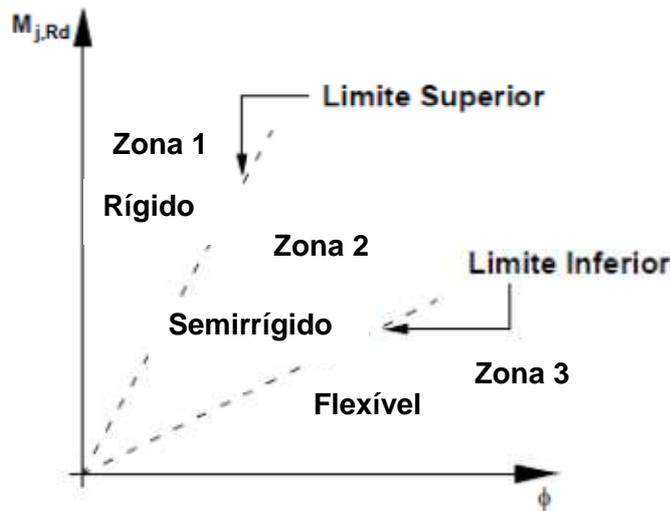


Figura 2.19 – Gráfico momento versus rotação e curva bilinear de comportamento.

Para o comportamento flexível, o limite inferior é dado pela rigidez rotacional inicial apresentada na equação (2.19).

$$S_{j,ini} \leq \frac{0,5EI_b}{L_b} \quad (2.19)$$

O comportamento semirrígido, então, é determinado pelos valores intermediários entre os dois comportamentos descritos. Vale ressaltar que, conforme orientações do *Eurocode 3*, todas as ligações com valores entre os limite superior e inferior são classificadas como semirrígidas, mas ligações na zona 1 e 3 podem opcionalmente ser tratado como semirrígida.

No *Eurocode 3* são determinados os parâmetros relativos ao dimensionamento das ligações, como a resistência e a rigidez. Esses parâmetros são definidos por meio do Método das Componentes. Nos itens seguintes, será apresentado esse método de dimensionamento.

2.4.1. Método das Componentes

As ligações semirrígidas, dimensionadas pelo *Eurocode 3* (2003), são baseadas no Método das Componentes. Esse método estima a resistência e a rigidez inicial relativos aos principais componentes que influenciam o

comportamento da ligação. A força ou rigidez de qualquer linha de parafusos pode ser determinada pela parcela de contribuição sobre esta linha, não havendo influência da distância ao centro de compressão ou o braço de alavanca, conforme distribuição triangular tradicional das solicitações, de acordo com os fundamentos da distribuição plástica. As linhas de parafusos próximas à mesa tracionada da viga ou dos enrijecedores têm maior contribuição para a resistência e a rigidez da ligação.

De forma simplificada, pode-se descrever o método das componentes como o dimensionamento de uma ligação considerando-se uma série de elementos básicos, e as propriedades mecânicas distribuídas em três regiões distintas: zona tracionada, zona comprimida e a zona de cisalhamento. A Figura 2.20 representa essas zonas.

O modelo mecânico é apresentado por um conjunto de elementos elasto-plásticos ideais, conhecidos como molas, que representam a rigidez e a resistência à flexão, e outros elementos rígido-plásticos, caracterizando a resistência à flexão da ligação.

A montagem do modelo mecânico é a primeira etapa para o método, onde se identificada as componentes básicas que influenciam o comportamento da ligação. Nas Figura 2.21 e Figura 2.22 são apresentados alguns tipos de ligações, consideradas pelo *Eurocode 3* (2003), com seus respectivos modelos mecânicos, onde cada mola representará um componente, identificado por um dos modelos da figura. Verificam-se as componentes que controlam o comportamento dessas ligações: alma do pilar submetida ao cisalhamento (1), alma do pilar submetida à compressão (2), mesa do pilar submetida à flexão (4), placa de extremidade submetida à flexão (5), parafuso submetido à tração (10), alma do pilar submetido à tração (3), mesa e alma da viga submetida à compressão (7), alma da viga submetida à tração (8), armadura submetida à tração (21), conector submetido ao cisalhamento (22). Essas componentes dependem da distribuição e do número de linhas de parafusos do modelo, que são avaliadas individualmente e em grupo, considerando-se as combinações possíveis. A Figura 2.23 apresenta os componentes relativos a uma ligação com placa de extremidade estendida.

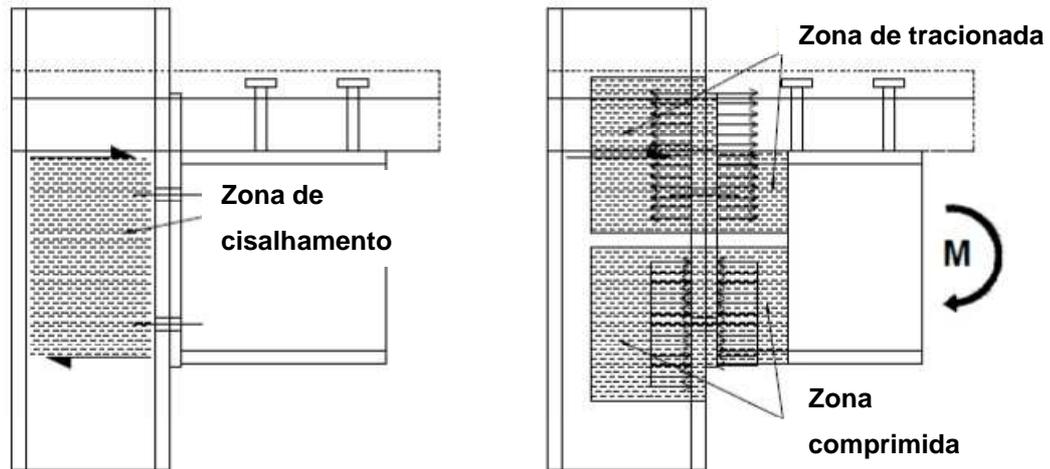


Figura 2.20 – Zonas de verificação (Ramires, 2010).

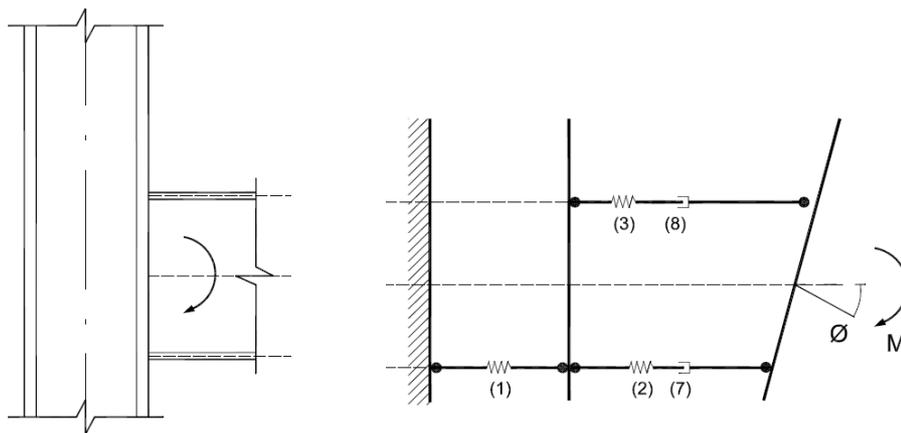
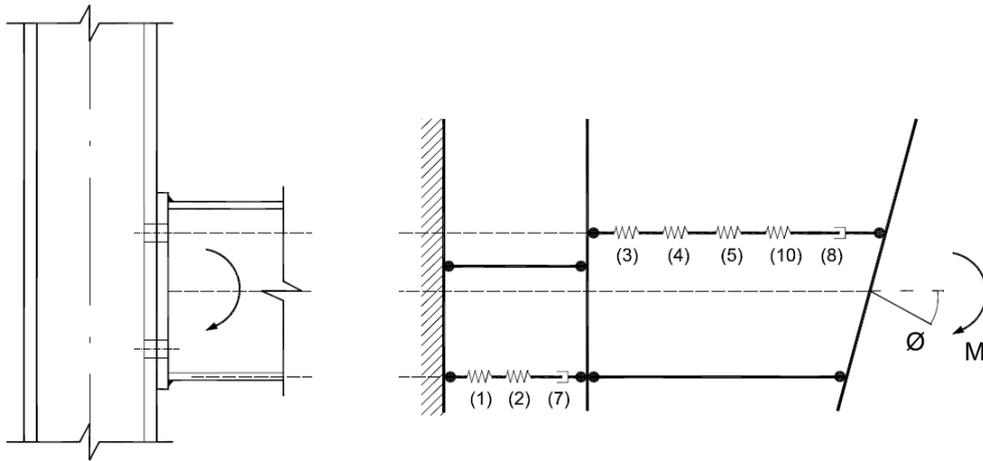
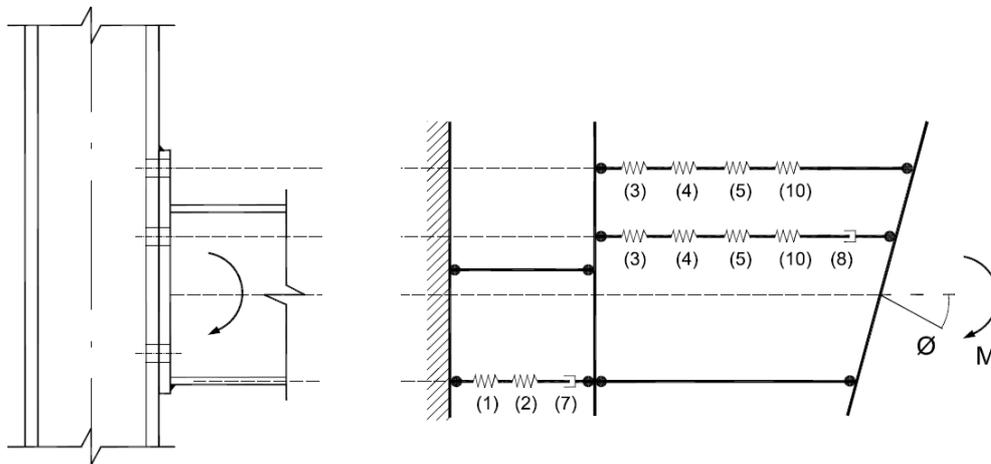


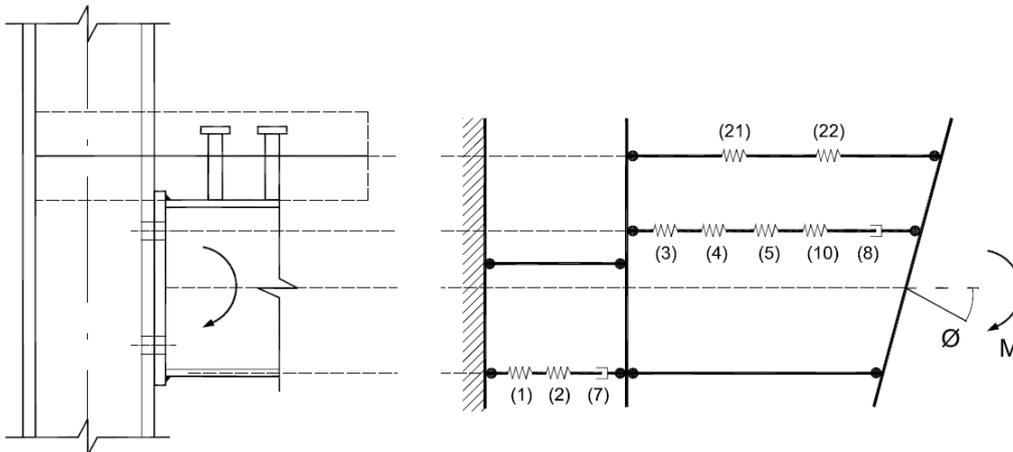
Figura 2.21 – Modelo mecânico de ligações viga-pilar soldada (adaptado de Ramires, 2010).



(a) Ligação com placa de extremidade ajustada (*flush endplate*)

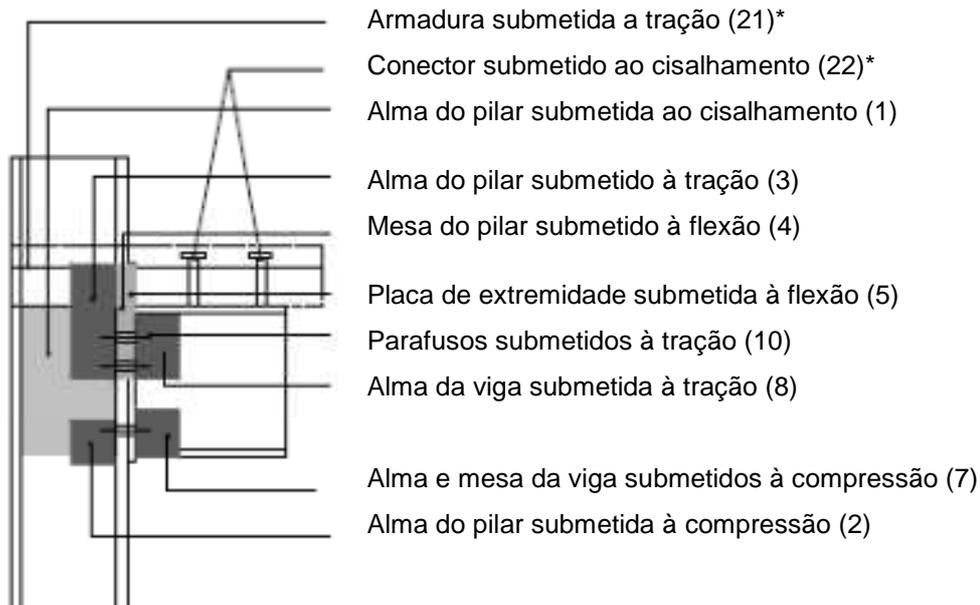


(b) Ligação com placa de extremidade estendida (*extended end plate*)



(c) Ligação mista com placa de extremidade ajustada

Figura 2.22 – Modelo mecânico de ligações viga-pilar com placa de extremidade (adaptado de Ramires, 2010).



* Numeração criada seguindo a sequência do *Eurocode*.

Figura 2.23 – Componentes da ligação mista com placa de extremidade estendida (adaptado de Ramires, 2010).

2.4.1.1. Comportamento Estrutural das Ligações

2.4.1.1.1. Ligações em aço

O método das componentes permite a análise por meio de um elemento reduzido, em forma de “T”, denominado *T-Stub*, caracterizado por dois “T” ligados às mesas pela linha média entre uma ou mais linhas de parafusos. A Figura 2.24 apresenta a identificação e a orientação do *T-Stub*. Esses dados são usados para o cálculo da resistência e da rigidez, devido à flexão na mesa do pilar e a flexão na parte estendida da placa de extremidade.

Inicialmente, para a análise da ligação, considera-se o modelo onde a mesa é ligada a linha média de dois parafusos. O mecanismo de ruptura ocorre de acordo com um dos três mecanismos de colapso, de acordo com a Figura 2.25. Verificam-se as possíveis formações das rótulas plásticas, na interseção da mesa e alma e na linha de parafusos da mesa do *T-Stub*.

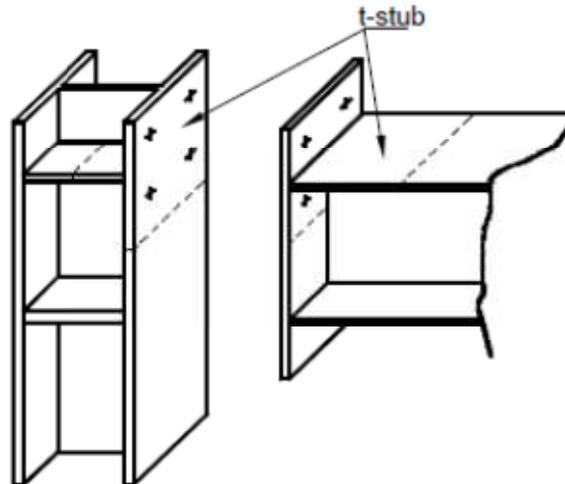


Figura 2.24 – Orientação do T-Stub (adaptado de Eurocode 3, 2003).

Inicialmente, para a análise da ligação, considera-se o modelo onde a mesa é ligada a linha média de dois parafusos. O mecanismo de ruptura ocorre de acordo com um dos três mecanismos de colapso, de acordo com a Figura 2.25. Verificam-se as possíveis formações das rótulas plásticas, na interseção da mesa e alma e na linha de parafusos da mesa do T-Stub.

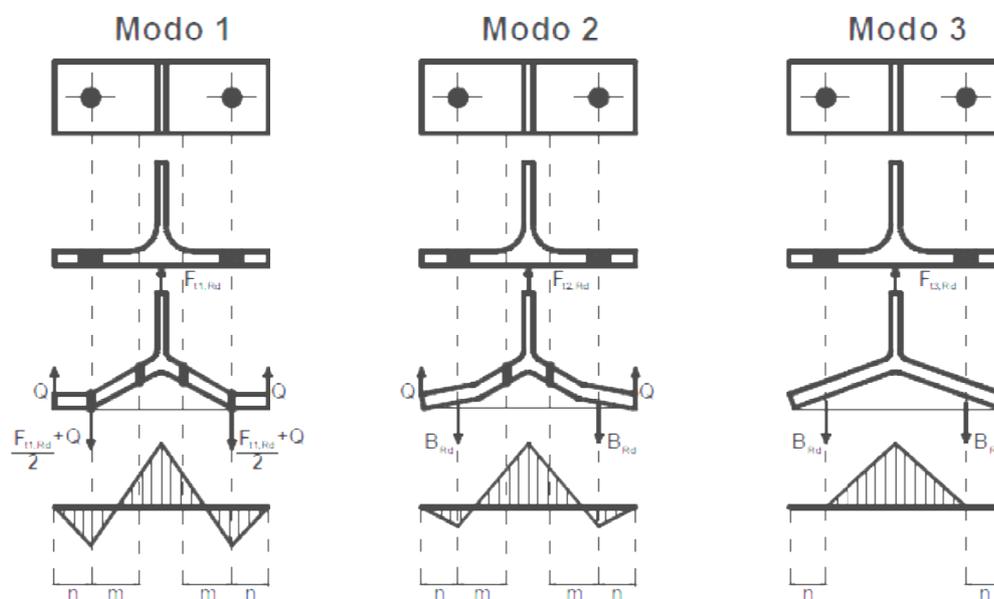


Figura 2.25 – Mecanismos de colapso (Rodrigues, 2007).

O primeiro mecanismo de colapso caracteriza-se pela formação de quatro rótulas plásticas, duas localizadas no eixo dos parafusos, duas devido ao

momento fletor causado pelo efeito da alavanca, e duas situadas na seção correspondente ao encontro da mesa com a alma. Nesse mecanismo, a espessura da mesa do *T-Stub* é o fator determinante. A força relativa ao efeito de alavanca, Q , atinge seu valor máximo, com a formação da rótula plástica na linha de parafusos.

O segundo mecanismo é caracterizado pela formação de duas rótulas plásticas nas seções que correspondem ao encontro da alma com a mesa do *T-Stub* e a ruptura dos parafusos. A força devido à alavanca, produz um incremento na ação do parafuso, $F_{t,Rd}$, que leva à ruptura antes do escoamento da mesa do *T-Stub* no eixo dos parafusos.

O terceiro mecanismo corresponde à ruptura somente do parafuso, tendo como fator determinante a rigidez da mesa do *T-Stub* em relação à capacidade de resistência à tração dos parafusos. Assim, não há formação de rótulas plásticas nos parafusos. As duas rótulas formadas na mesa podem ser por dois mecanismos distintos, ou charneiras plásticas, como mostrado na Figura 2.26.

O parâmetro mais significativo na determinação da resistência de cada componente está associado à largura efetiva e sua relação com as charneiras plásticas. Essas charneiras significam a simplificação da largura efetiva devido ao efeito de um carregamento concentrado.

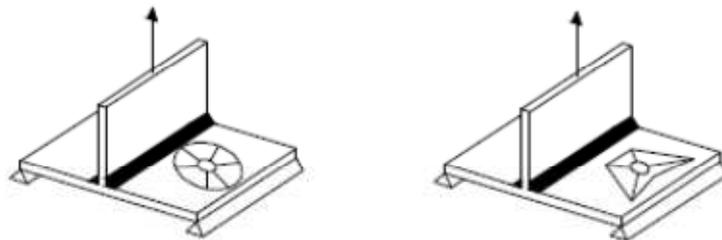


Figura 2.26 – Formação das charneiras plásticas (Ramires, 2010).

Ressalta-se que a forma não circular da charneira representa a forma de carregamentos mais complexa de determinar. As variações das formas representadas envolvem a ruptura pela borda lateral, superior, inferior e entre parafusos. Como as linhas de parafusos podem ser analisadas individualmente ou em grupo, pode-se também estudar a formação das charneiras em grupo ou individual, conforme a Figura 2.27, sendo que a distância vertical é representada por p e a horizontal por p_2 .

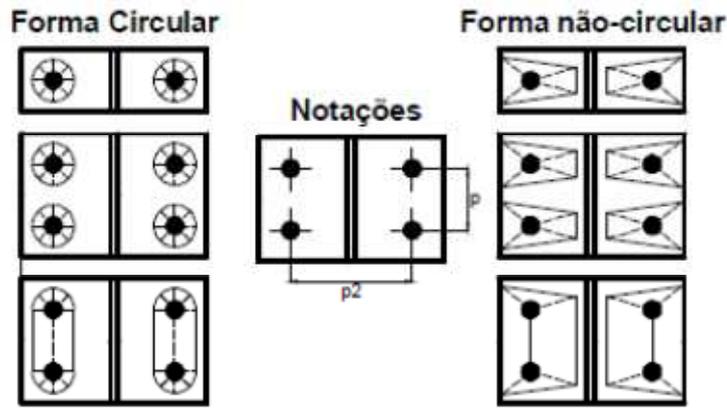


Figura 2.27 – Algumas combinações das charneiras plásticas e notações geométricas (Ramires, 2010).

As regiões que interligam os elementos viga e pilar podem ser utilizadas para a determinação da resistência das componentes básicas da ligação, conforme Tabela 2.1 a Tabela 2.2, quando realizado o dimensionamento de uma ligação semirrígida em aço e mista, conforme o *Eurocode 3* e 4. Essas componentes divididas pelas regiões principais, conforme Figura 2.29, serão descritas individualmente a seguir.

Tabela 2.1 – Componentes básicos da ligação em aço – parte 1 (adaptado de *Eurocode 3*).

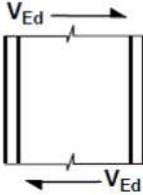
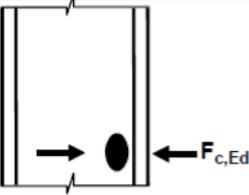
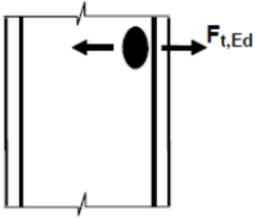
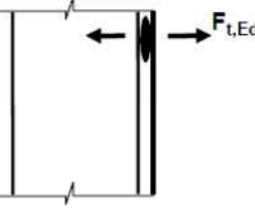
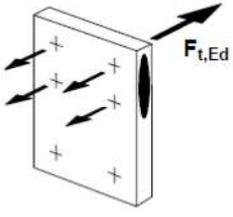
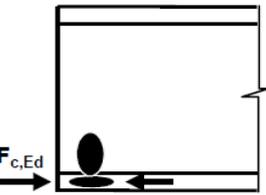
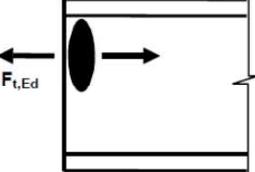
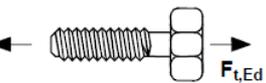
Componentes		Item na tese		
		Resistência de projeto	Coefficiente de rigidez	
1	Alma do pilar submetida ao cisalhamento		2.5.1.1	2.5.1.1
2	Alma do pilar submetida a compressão		2.5.1.2	2.5.1.2

Tabela 2.2 – Componentes básicos da ligação – parte 2 (adaptado de Eurocode 3).

Componentes			Item na tese	
			Resistência de projeto	Coefficiente de rigidez
3	Alma do pilar submetida a tração		2.5.1.3	2.5.1.3
4	Mesa do pilar a flexão		2.5.1.4	2.5.1.4
5	Placa de extremidade a flexão		2.5.1.5	2.5.1.5
7	Alma e Mesa da Viga submetidos à Compressão		2.5.1.6	2.5.1.6
8	Alma da Viga Submetida à Tração		2.5.1.7	2.5.1.7
10	Parafusos submetidos à Tração		2.5.1.8	2.5.1.8

2.4.1.1.2. Ligações Mistas

De modo geral, a contribuição da porção mista da ligação está concentrada na armadura longitudinal, a qual fica ancorada através do concreto, conectado a estrutura metálica por meio dos conectores de cisalhamento, que tende a impedir o deslizamento relativo entre os dois elementos, conforme apresentado na Figura 2.28. As componentes que compõem esse sistema atuam individualmente e em grupo para resistir às solicitações, mostrando o princípio da transmissão de esforços da ligação mista.

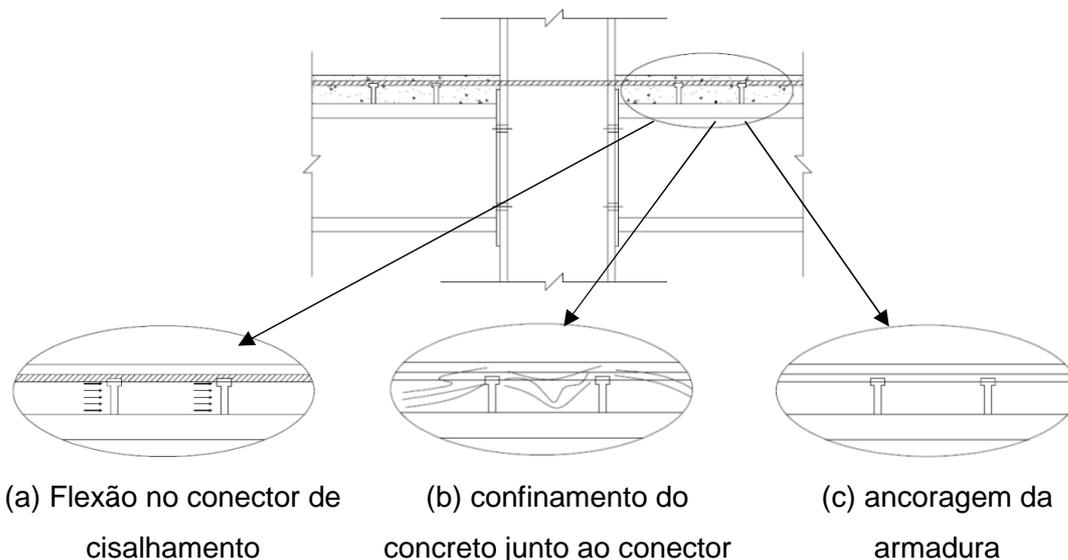


Figura 2.28 – Componentes que compõem a ligação mista.

O princípio de transmissão de esforços pode ser descrito em quatro fases. A fase 01 é caracterizada pelo deslizamento entre viga de aço e a laje do concreto, para a acomodação dos elementos até o início das tensões ao longo destes elementos. Como comportamento pode-se citar: a resistência química entre a laje de concreto e a viga metálica, cisalhamento no conector, flexão no conector, concreto solicitado a tração sem fissuras e a armadura não solicitada. A fase 02 tem como característica a interação entre o conector e o concreto, com o início das tensões significativas sobre estes elementos, tendo como comportamentos: concreto sob tração e início das fissuras na laje, transversais ao perfil metálico, gerando assim bulbos de tensão em torno do conector de cisalhamento, e conector solicitado a grandes esforços de cisalhamento. Na fase 03 ocorre a interação entre concreto e a armadura (completa ou total),

desenvolvendo-se os seguintes comportamentos: concreto fissurado sob tração e fissuras estabilizadas, que ocorrem na linha transversal aos conectores, solicitado a grandes esforços de cisalhamento e tração, impedindo que a laje tenha um efeito de escorregamento (*slip*), armadura sob total aderência no concreto a tração, e a interação da armadura longitudinal e laje de concreto. A fase 04 é caracterizada pela armadura sob tração individualmente, tendo como comportamento: o concreto totalmente fissurado sob tração, após a formação das últimas fissuras; conector com grandes solicitações de cisalhamento e tração, impedindo o efeito *slip*; a armadura longitudinal perde rigidez devido à fissuração do concreto pela perda de aderência ao longo do seu comprimento, influenciando também na sua resistência inicial à tração, e logo após à ruptura.

Para a determinação da capacidade de rotação de uma ligação mista deve-se obter as forças internas para todos os componentes, considerando-se o efeito das condições de carregamento e condições de compatibilidade necessárias para a ligação viga-pilar. A deformação é calculada com a intensidade das forças internas. E a avaliação do modelo da capacidade de rotação é realizada com a deformação plástica dos componentes.

As componentes do método das componentes, quando da utilização do sistema misto, em alguns casos, necessitam ser modificadas. A Tabela 2.3 apresenta essas componentes e os itens desta tese em que serão descritas essas modificadas. Ressalta-se que o coeficiente de rigidez para a componente alma do pilar submetida ao cisalhamento (1) não sofre alteração.

Tabela 2.3 – Componentes do sistema misto.

Componentes		Item na tese	
		Resistência de projeto	Coeficiente de rigidez
1	Alma do pilar submetida ao cisalhamento	2.5.2.1	-
2	Alma do pilar submetida à compressão	2.5.2.2	2.5.2.2
21	Armadura longitudinal submetida à tração	2.5.2.3	2.5.2.3

Para a inclusão dos elementos relativos ao concreto armado, as componentes que precisam ser modificadas são apresentadas na Tabela 2.4.

Nessa caso, não sofrem alteração na resistência de projeto, quando no sistema misto, as duas componentes (1 e 2).

Tabela 2.4 – Componentes modificados pelo sistema misto

Componentes		Item na tese	
		Resistência de projeto	Coefficiente de rigidez
1	Alma do pilar submetida ao cisalhamento	-	2.5.3.1
2	Alma do pilar submetida à compressão	-	2.5.3.2

2.4.1.2. Rigidez rotacional da ligação

Identificadas as componentes envolvidas na ligação estudada, conforme Figura 2.29, onde é representado o modelo de molas, e as curvas força *versus* deslocamento para os componentes elasto-plástico e rígido-plástico, determina-se a rigidez inicial rotacional da ligação.

O processo consiste no cálculo da rigidez efetiva $k_{i,r}$ de todas as componentes elasto-plásticas do modelo mecânico. Após essa avaliação individual, são realizados os cálculos dos grupos de linhas de parafusos. com esse procedimento pode-se conhecer o somatório da rigidez efetiva individual de cada componente para a determinação da rigidez efetiva $k_{eff,r}$ para cada linha r , encontrando-se assim um novo sistema de molas.

A próxima etapa é determinar a média dos braços de alavanca z_{eq} de cada linha de parafusos r e a linha onde passa a armadura, com relação ao centro de compressão, localizado no centro da mesa comprimida da viga, conforme equação (2.20) e Figura 2.30.

$$S_{j,ini} \leq \frac{0,5EI_b}{L_b} \quad (2.20)$$

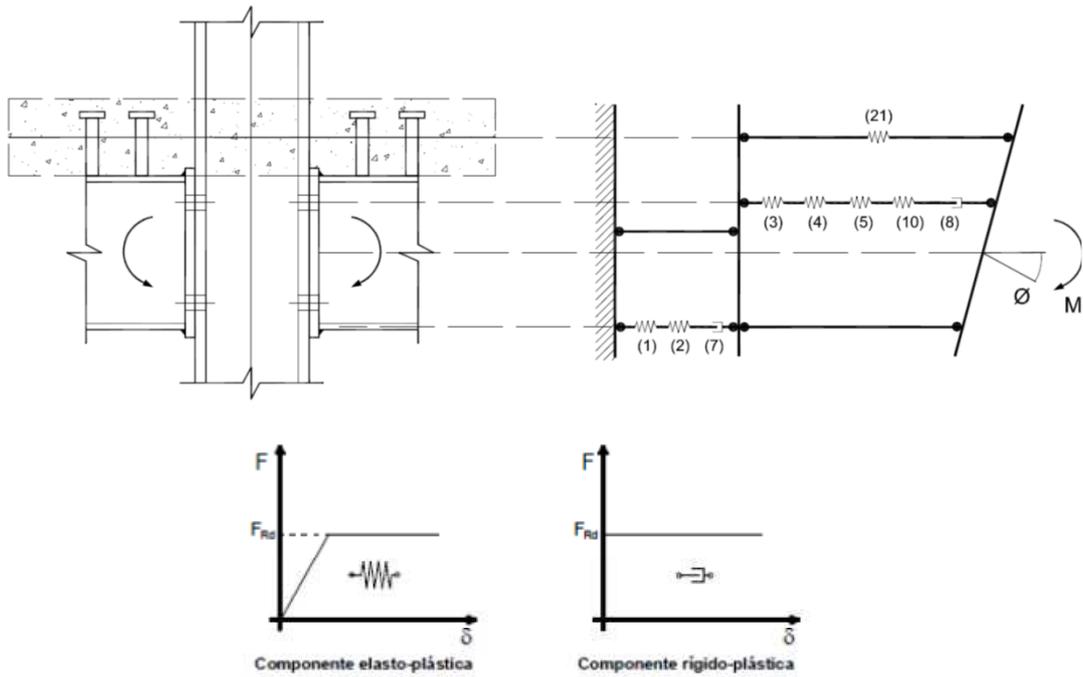


Figura 2.29 – Componentes identificados no modelo mecânico (adaptado de Ramires, 2010).

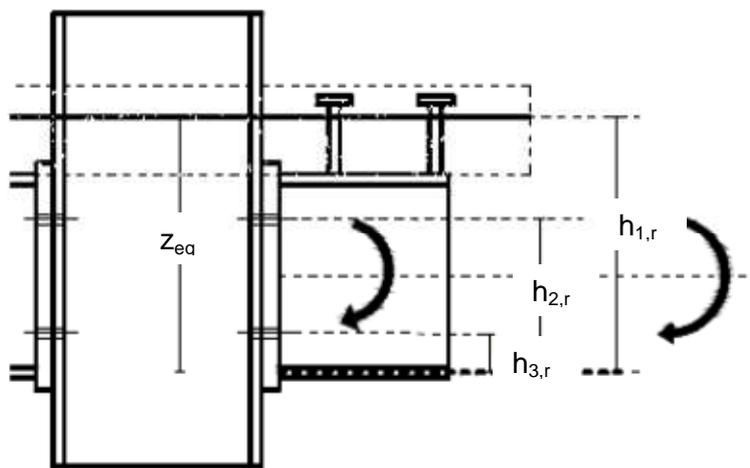


Figura 2.30 – Representação do braço de alavanca das linhas de parafusos e da linha da armadura tracionada (Ramires, 2010).

O coeficiente de rigidez equivalente k_{eq} das linhas de parafusos r é dada pela equação (2.21).

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \quad (2.21)$$

Determina-se agora a rigidez inicial rotacional S_j da ligação, dada pelo somatório entre a rigidez equivalente das linhas k_{eq} , mais a rigidez das componentes da alma do pilar submetido ao cisalhamento k_{cws} e a alma do pilar submetida à compressão k_{cwc} , como mostra a equação (2.22).

$$S_j = \frac{E \cdot z_{eq}}{\mu \cdot \left[\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_{cws}} + \frac{1}{k_{cwc}} \right]} \quad (2.22)$$

Onde μ é a relação $S_{j,ini} / S_j$, que pode ser determinada pela equação (2.23).

$$M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd} \rightarrow \mu = 1$$

$$\frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} \rightarrow \mu = \left(\frac{1,5 M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\psi \quad (2.23)$$

Sendo ψ dado pela Tabela 2.5; $M_{j,Rd}$ o momento resistente de projeto de ligação e $M_{j,Ed}$ o momento de projeto aplicado.

Tabela 2.5 – Valor do coeficiente ψ .

Tipo de ligação	ψ
Soldada	2,7
Placa de extremidade aparafusada	2,7
Bolted angle flange cleats	3,1
Ligações de placa de base	2,7

2.4.1.3. Resistência à flexão da ligação

A resistência à flexão é determinada por todas as componentes mostradas na Figura 2.23, bem como a rigidez rotacional de cada elemento, com ordem de cálculo que obedece a procedimentos matemáticos.

Primeiramente avalia-se a resistência à tração da primeira linha de parafusos com um valor mínimo de resistência entre as componentes básicas, conforme Figura 2.31. Deve-se também analisar a contribuição adicional de cada linha de parafusos para a resistência global de todos os grupos possíveis de linhas consecutivas de parafusos, conforme Figura 2.32.

Cada uma das componentes tem uma contribuição para o cálculo do momento resistente, obtido através da multiplicação da resistência $F_{ti,Rd}$ por seu respectivo braço de alavanca h_i . Para a determinação da resistência da ligação, procedem-se as etapas seguintes, considerando-se as Figura 2.31 e Figura 2.32.

1. Avalia-se a primeira linha de parafusos e a linha por onde passa a armadura, escolhendo-se a menor das resistências entre as componentes, utilizando a equação (2.24).

$$F_{t1,Rd} = \min\{V_{cws,Rd}/\beta, F_{cwc,Rd}, F_{bfc,Rd}, F_{cfb,Rd}, F_{cwt,Rd}, F_{epb,Rd}, F_{rt,Rd}\} \quad (2.24)$$

2. Para a segunda linha de parafusos deve-se avaliar os parafusos individualmente e em grupo, combinando-se com a linha anterior, seguindo as recomendações do *Eurocode 3* (2003), descontando-se a parcela de contribuição de resistência da primeira linha, sendo o valor obtido pela equação (2.25).

$$F_{t2,Rd} = \min\left\{ \begin{array}{l} V_{cws,Rd}/\beta - F_{t1,Rd}, F_{cwc,Rd} - F_{t1,Rd}, F_{bfc,Rd} - F_{t1,Rd}, \\ F_{bwt,Rd(2)}, F_{cfb,Rd(2)}, F_{cfb,Rd(2+1)} - F_{t1,Rd}, F_{cwt,Rd(2)}, \\ F_{cwt,Rd(2+1)} - F_{t1,Rd}, F_{epb,Rd} \end{array} \right\} \quad (2.25)$$

3. A resistência à flexão das linhas de parafusos subsequentes é calculada de forma semelhante às apresentadas nos dois itens anteriores, conforme equação (2.26).

$$F_{t3,Rd} = \min\{F_{cfc,Rd(3)}, F_{cfb,Rd(3+2)} - F_{t2,Rd}, F_{cfb,Rd(3+2+1)} - F_{t2,Rd} - F_{t1,Rd}\} \quad (2.26)$$

4. Determina-se então a resistência à flexão da ligação através da equação (2.27), que representa o somatório das resistências mínimas de cada linha, multiplicadas pelos respectivos braços de alavanca.

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1}^{n_r} h_i \cdot F_{ti,Rd} \quad (2.27)$$

Onde $F_{ti,Rd}$ é a resistência de cada linha de parafusos em tração; n_r é o número de linhas de parafusos da zona tracionada e h_i é a distância da linha de parafusos ao centro de compressão adotado.

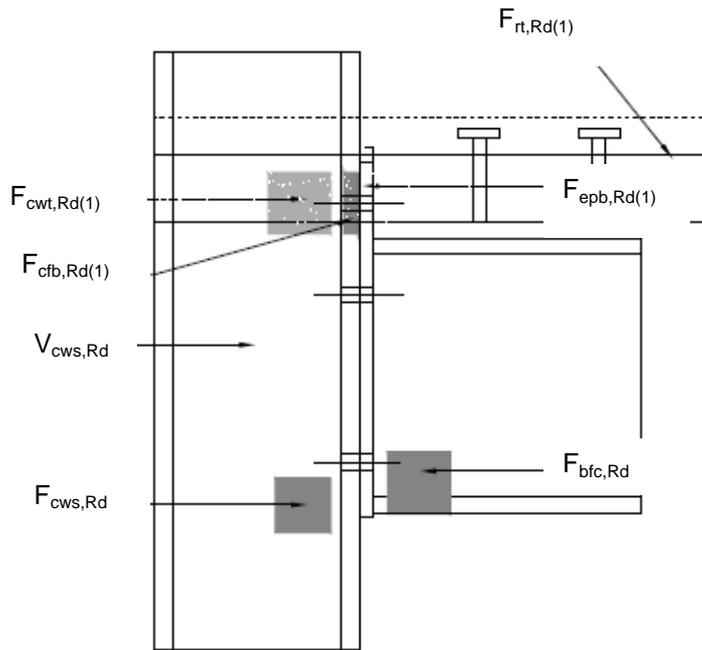


Figura 2.31 – Resistência da primeira linha (Ramires, 2010).

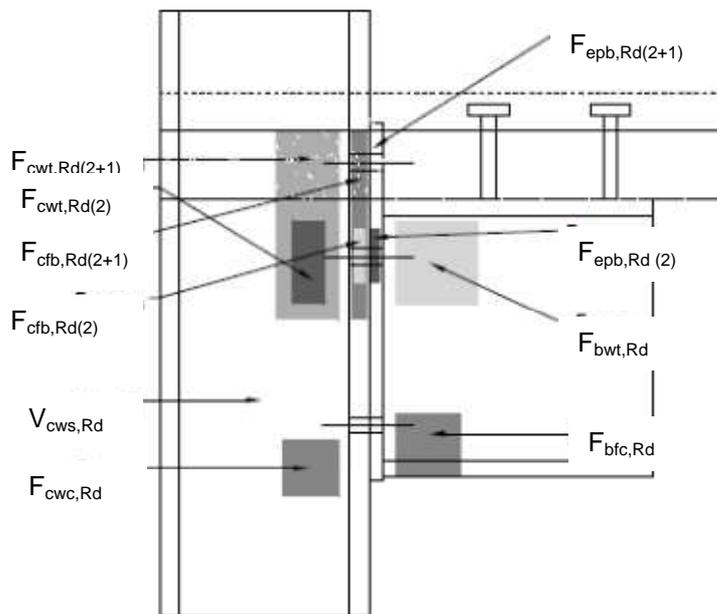


Figura 2.32 – Resistência das linhas 2 e 3 (Ramires, 2010).

Ressalta-se que a avaliação de linhas de parafusos próxima da região em compressão da ligação representa uma contribuição pequena, tanto para a rigidez rotacional quanto para a resistência à flexão e não é calculada, para efeito de simplificação. No entanto, quando realizado em programas computacionais, essas linhas e possíveis combinações são consideradas.

2.4.1.4. Curva momento *versus* rotação

Nos projetos tradicionais para cálculo de ligações procura-se estudar a forma de transmissão de solicitações normais, cisalhantes e momento fletor. Para o cálculo das ligações semirrígidas, deve-se adicionar a esses estudos o momento fletor transmitido pela ligação com o ângulo de rotação por meio das curvas $M \times \phi$, onde ϕ representa a rotação relativa entre a viga e o pilar, conforme apresentado na Figura 2.33.

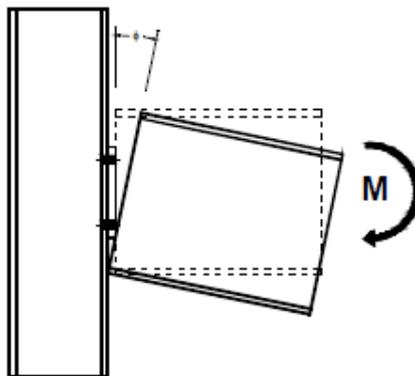


Figura 2.33 – Rotação da viga com relação ao pilar (Ramires, 2010).

As curvas momento *versus* rotação para diferentes tipos de ligações são apresentadas na Figura 2.34, verificando-se que todas as curvas apresentadas têm o comportamento não linear.

A curva momento *versus* rotação representa o comportamento de uma ligação viga-pilar, permitindo a interpretação dos resultados. Essa curva pode ser representada de forma simplificada, ou seja, linearmente, ou de forma mais complexa: bilinear, trilinear ou multilinear. Há também o máximo refinamento, representado pela curva não linear. Essas representações são apresentadas na Figura 2.35.

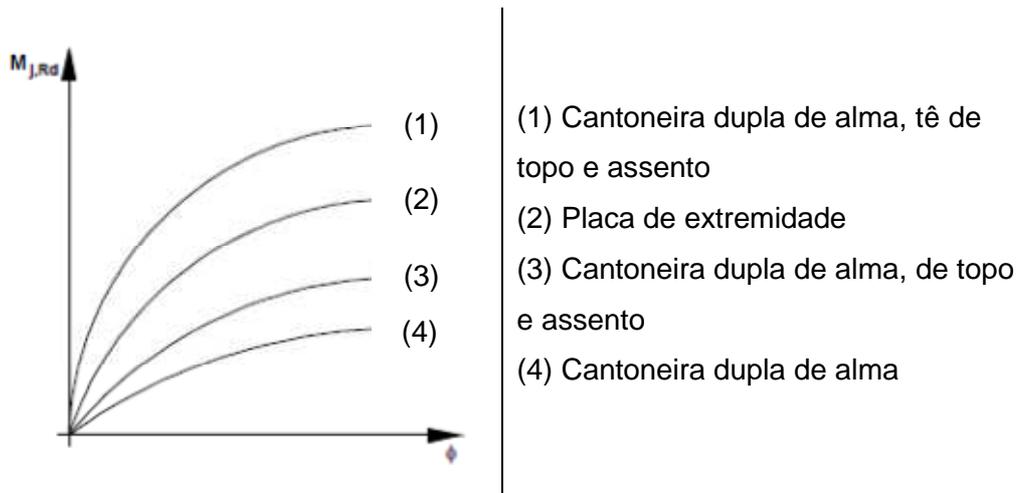


Figura 2.34 – Comportamento momento *versus* rotação de alguns tipos de ligações.

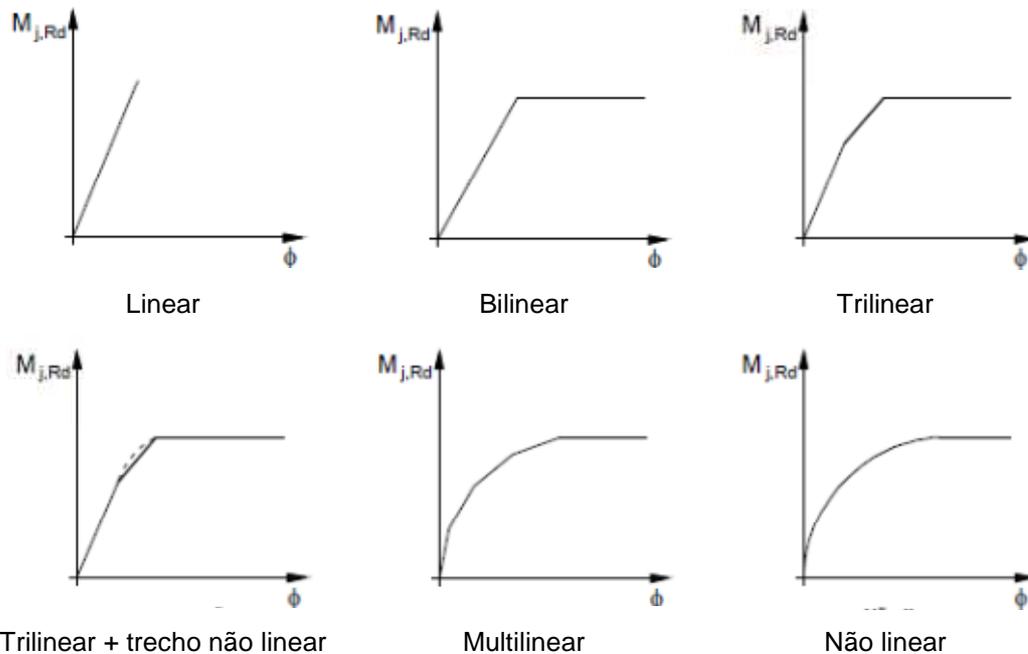


Figura 2.35 – Diferentes representações da curva: momento *versus* rotação.

Considerando-se a análise de uma ligação semirrígida, pode-se utilizar um dos procedimentos de cálculo: análise elástica da estrutura, determinada pelo cálculo elástico da ligação (EE ou pelo cálculo plástico da ligação EP); análise plástica da estrutura (EP), por meio do cálculo plástico da ligação (PP).

Na análise elástica da estrutura assume-se que para pequenos deslocamentos, rotações e deformações a relação tensão-deformação

permanece linear, conforme lei de Hooke. A distribuição de forças nas componentes da estrutura pode ser calculada com a geometria indeformada, e as pequenas deformações não influenciam na distribuição das forças na estrutura. Como não há redistribuição das forças, a capacidade de ligação é alcançada assim que um dos componentes deixa de obedecer a lei de Hooke. Neste caso, a rigidez rotacional é igual à rigidez inicial $S_{j,ini}$ proveniente da análise elástica da estrutura. Ressalta-se que para esse caso o momento atuante M_{sd} deve valer $2/3$ do momento resistente $M_{j,Rd}$. Este limite é denominado momento resistente elástico da ligação, e pode ser observado na Figura 2.36 (a).

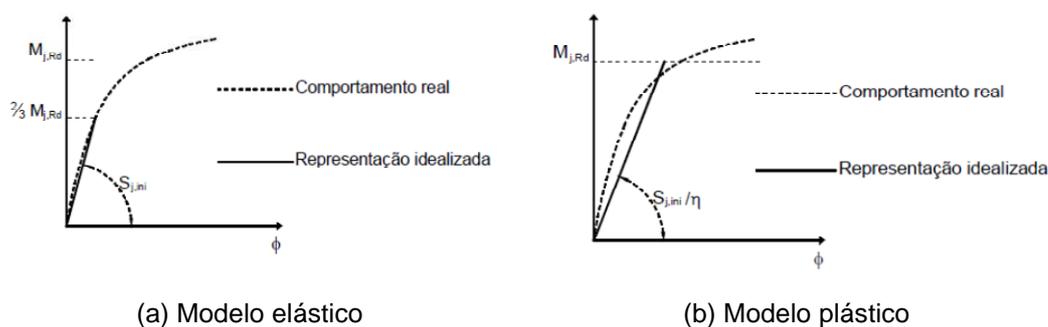


Figura 2.36 – Análise da estrutura e da ligação (adaptado de Ramires, 2010).

Para a análise plástica o material pode se deformar, mas não há formação da rótula plástica na ligação, isto porque nessa análise os elementos não atingem a plastificação. Porém, as componentes da ligação podem, devido ao momento resistente ser maior que o momento resistente elástico da ligação, ter sua rigidez tomada como sendo igual a $S_{j,ini}/\eta$, onde η é um fator adimensional, que depende do tipo e configuração da ligação.

Para o caso de análise pelo cálculo plástico, a rigidez da ligação é menor que a encontrada pelo cálculo elástico. A verificação é feita, conforme Figura 2.36(b), através da equação (2.28).

$$\begin{aligned} M_{sd} &< M_{j,Rd} \\ S_j &= S_{j,ini}/\eta \end{aligned} \quad (2.28)$$

Os deslocamentos, rotações e deformações são incluídas no cálculo pela análise plástica da estrutura, por serem consideradas significativas, não podendo assim ser assumida a validade da lei de Hooke. Essas deformações,

dependendo de suas proporções, podem conduzir a redistribuição de forças. Dessa forma, ocorre um processo iterativo da distribuição das forças, apresentado pela não linearidade do processo.

2.5. Descrição das Componentes segundo o *Eurocode*

2.5.1. Componentes do Aço

2.5.1.1. Alma do Pilar Submetida ao Cisalhamento (1)

A Figura 2.37 (a) apresenta uma das possíveis formas de ações internas, ocorrendo na zona do painel de alma da ligação viga-pilar. As deformações nesse sistema ocorrem devido à ação das forças cortantes. As transferências das cargas para a alma do pilar são representadas nessa figura.

Na Figura 2.37 (b) apresenta outro conjunto de solicitações sobre a componente, com o sistema de forças atuantes.

A resistência do painel de alma pelo *Eurocode 3* (2003) é obtida através da equação (2.29).

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{vc} \cdot f_{y,wc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (2.29)$$

Onde A_{vc} representa a área efetiva da alma do pilar, $f_{y,wc}$ corresponde a tensão de escoamento da mesma, e γ_{M0} é o coeficiente de correção.

O mecanismo de funcionamento do painel de alma é representado na Figura 2.38, além do seu modo de deformação através da ação de forças horizontais.

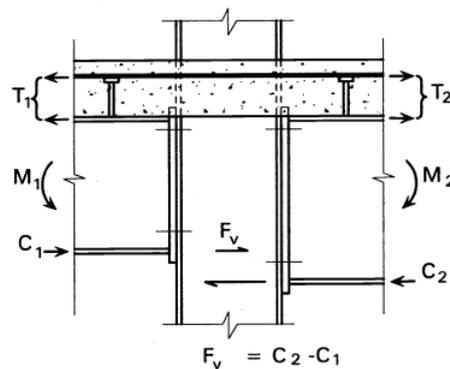
Quando o painel do pilar tem resistência ou rigidez insuficiente, pode-se acrescentar enrijecedores ao painel de alma, podendo ser placas suplementares, transversais, diagonal, ou combinados, desde que dentro dos limites e exigências propostas pelo *Eurocode 3* (2003). Os enrijecedores transversais podem ser usados nas zonas comprimidas e tracionadas da alma do pilar, podendo apresentar uma continuidade das mesas da viga, podendo se estender ao longo de toda a alma do pilar ou utilizando-se somente um enrijecedor parcial, conforme Figura 2.39. O enrijecedor em diagonal contribui somente para o

aumento da rigidez à rotação. Ressalta-se que a utilização de enrijecedores em diagonal em conjunto com os transversais pode aumentar a sua influência na resistência do conjunto.

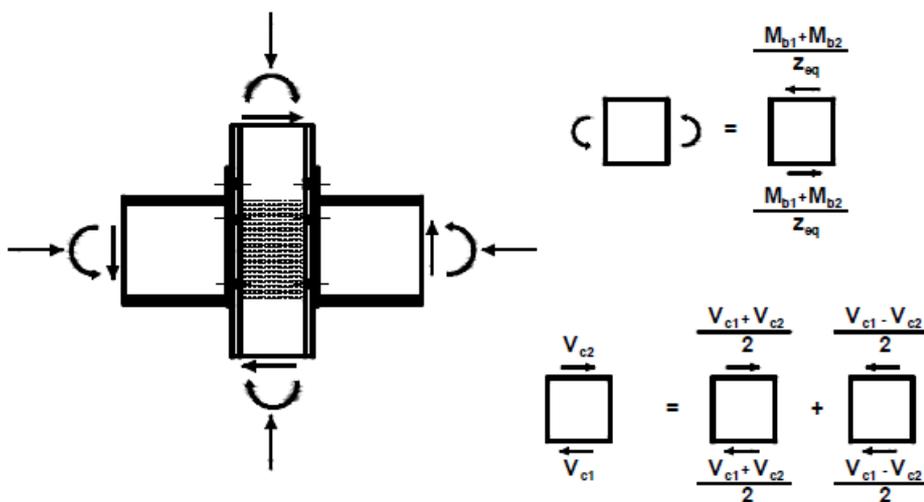
A resistência plástica do painel de alma, $V_{wp,Rd}$, submetido à força cortante é aumentada de uma parcela de resistência $V_{wp,add,Rd}$ devido aos enrijecedores transversais, que é dada pela equação (2.30), onde ds é a distância entre as linhas centrais dos enrijecedores, $M_{pl,fc,Rd}$ é o momento plástico resistente de projeto da mesa da coluna e $M_{pl,st,Rd}$ é o momento plástico de projeto de um enrijecedor.

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,fc,Rd}}{ds}, \text{ mas} \tag{ 2.30 }$$

$$V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2 \cdot M_{pl,fc,Rd} + 2 \cdot M_{pl,st,Rd}}{ds}$$



(a)



(b)

Figura 2.37 – Alma do pilar submetida ao cisalhamento (Ramires, 2010 e Faella, 2000).

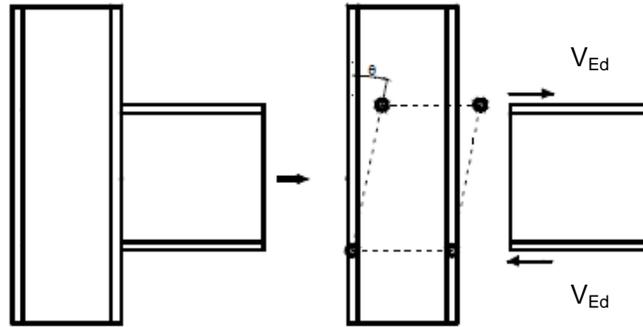


Figura 2.38 – Mecanismo do painel de alma (Ramires, 2010).

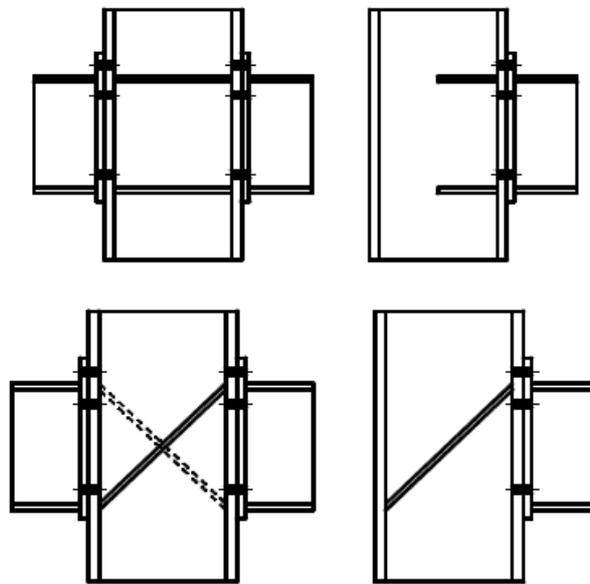


Figura 2.39 – Enrijecedores transversais e em diagonal (Ramires, 2010).

O coeficiente de rigidez do painel de alma da coluna, não enrijecido, submetido à força cortante é dado pela equação (2.31).

$$k_1 = \frac{0,38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z} \quad (2.31)$$

A rigidez da alma do pilar, além da área efetiva e do braço de alavanca, depende do coeficiente β , que representa a interação com a força cortante, atuando como um fator de redução da força cortante.

Para painel não enrijecido com ligação de placa de contato, o coeficiente de rigidez, acrescido da parcela mista, pode ser multiplicado por 0,87. Para os demais casos, k_1 permanece inalterado.

A alma do pilar também pode ser enrijecida com placas suplementares, podendo ser soldada dos dois lados da alma do pilar ou somente em um dos lados, conforme mostrado na Figura 2.40. Essas placas irão contribuir com o aumento da área de resistência ao cisalhamento, de $b_s \cdot t_{wc}$, aumentado A_{vc} . A rigidez inicial dessa componente tende para o infinito, sendo, portanto, desconsiderada. Esse fato contribui para o aumento da rigidez.

O *Eurocode 3* recomenda que o aço da placa suplementar seja o mesmo utilizado pela alma do pilar, a fim de se evitar deformação e corrosão. A altura do enrijecedor, l_s , não deve ultrapassar as larguras efetivas dos parafusos de extremidade. A espessura da placa, t_s , não deve ser menor que a espessura da alma do pilar (t_{wc}). Essas recomendações podem ser observadas na Figura 2.40.

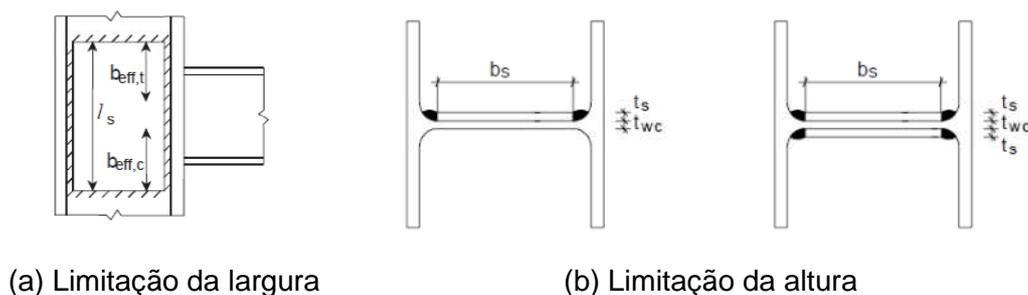


Figura 2.40 – Placa de reforço no painel de alma (*Eurocode 3*, 2003).

2.5.1.2. Alma do Pilar submetida à Compressão (2)

A alma do pilar está sujeita a forças concentradas, transmitidas pela alma e mesa da viga, respectivamente. Essas forças horizontais são produzidas por tensões normais, que interagem com as tensões de corte na zona do painel da alma do pilar, e verticalmente com tensões normais, devido a carregamento axiais e ação de momentos fletores nas extremidades do pilar.

A resistência da alma do pilar submetido à compressão depende da distribuição de forças devido à compressão da alma e da mesa e também as interações entre tensões locais, conforme Figura 2.41. Essa distribuição de tensões locais é produzida devido ao esmagamento e a flambagem do painel de alma do pilar à compressão

A alma do pilar está sujeita à compressão transversal e é determinada pela equação (2.32).

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{Y_{M0}}, \text{ mas } F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{Y_{M0}} \quad (2.32)$$

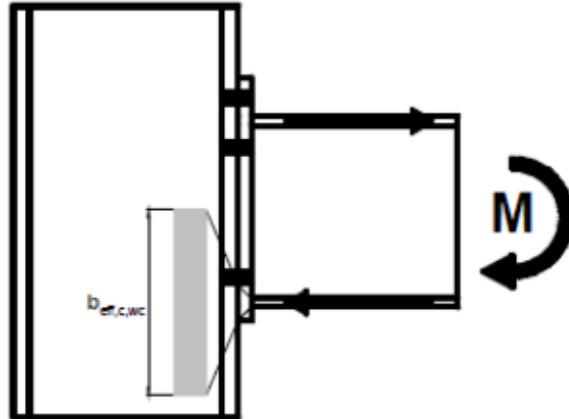


Figura 2.41 – Sistema de compressão na alma do pilar (Ramires, 2010).

Os termos das equações representam dados geométricos e mecânicos como a variável ω , que representa um fator de redução dos possíveis efeitos da interação com o esforço cortante, k_{wc} é um parâmetro que representa as tensões longitudinais de compressão, sendo considerado geralmente igual a 1, t_{wc} é a espessura da alma do pilar, $b_{\text{eff},c,wc}$ é a largura efetiva onde atua a compressão e Y_{M0} representa um parâmetro que leva em conta a flambagem na alma do pilar.

Na utilização dos enrijecedores, os procedimentos de cálculo de resistência e rigidez adotados são os mesmos apresentados no item 2.5.1.1. O coeficiente da equação (2.33) representa o coeficiente de rigidez para a alma do pilar submetido à compressão, sem enrijecedores.

$$k_2 = \frac{0,7 \cdot b_{\text{eff},c,wc} t_{wc}}{d_c} \quad (2.33)$$

Onde d_c é a altura da alma do pilar livre da influência do enrijecimento das soldas no caso de perfis soldados, e dos raios de curvatura quando se trata de perfis laminados.

2.5.1.3.

Alma do Pilar submetida à Tração (3)

Na zona tracionada do painel de alma do pilar, onde existe uma força concentrada devido à aplicação de uma força de tração pela mesa da viga, ocorre uma distribuição local de tensões, semelhante à zona de compressão, conforme Tabela 2.2. No entanto, existe uma diferença com relação à largura efetiva para cada linha de parafusos. Deve ser considerada uma largura efetiva para cada linha de parafusos, de acordo com a sua posição na ligação, além das possíveis combinações entre as linhas de parafusos. Considera-se uma largura efetiva para cada linha de parafusos, de acordo com a posição, e também as possíveis combinações das linhas. Para a determinação da largura efetiva de cada linha de parafusos, com a alma do pilar não enrijecida, o *Eurocode 3* sugere a Tabela 2.6. Porém, quando a alma do pilar estiver reforçada por enrijecedores transversais e em diagonal, assume-se a Tabela 2.7.

Tabela 2.6 – Largura efetiva para elementos não enrijecidos (adaptado de *Eurocode 3*, 2003).

Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada individualmente	
	Formas circulares ($l_{eff,cp}$)	Outras formas ($l_{eff,nc}$)
Linha interna	$2\pi m$	$4m+1,25e$
Linha externa	O menor de $\begin{cases} 2\pi m \\ \pi m+2e_1 \end{cases}$	O menor de $\begin{cases} 4m+1,25e \\ 2m+0,625e+e_1 \end{cases}$
Modo 1	$l_{eff,1}=l_{eff,nc}$, mas $l_{eff,1}\leq l_{eff,cp}$	$l_{eff,1}=l_{eff,nc}$, mas $l_{eff,1}\leq l_{eff,cp}$
Modo 2	$l_{eff,2}\leq l_{eff,nc}$	$l_{eff,2}\leq l_{eff,nc}$
Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas de parafusos	
	Formas circulares ($l_{eff,cp}$)	Outras formas ($l_{eff,nc}$)
Linha interna	$2p$	P
Linha externa	O menor de $\begin{cases} \pi m+p \\ 2e_1+p \end{cases}$	O menor de $\begin{cases} 2m+0,625e+0,5p \\ e_1+0,5p \end{cases}$
Modo 1	$\sum l_{eff,1}=l_{eff,nc}$, mas $\sum l_{eff,1}\leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo 2	$\sum l_{eff,2}=\sum l_{eff,nc}$	

Tabela 2.7 – Largura efetiva para elementos enrijecidos (adaptado de Eurocode 3, 2003).

Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada individualmente	
	Formas circulares ($l_{eff,cp}$)	Outras formas ($l_{eff,nc}$)
Linha adjacente ao enrijecedor	$2\pi m$	αm
Linha externa	$2\pi m$	$4m+1,25e$
Linha externa	O menor de $\begin{cases} 2\pi m \\ \pi m+2e_1 \end{cases}$	O menor de $\begin{cases} 4m+1,25e \\ 2m+0,625e+e_1 \end{cases}$
Linha interna	O menor de $\begin{cases} 2\pi m \\ \pi m+2e_1 \end{cases}$	$e_1+\alpha m-(2m+0,625e)$
Modo 1	$l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$, mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,nc}$	
Modo 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$	
Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas de parafusos	
	Formas circulares ($l_{eff,cp}$)	Outras formas ($l_{eff,nc}$)
Linha adjacente ao enrijecedor	$\pi m+p$	$0,5p+\alpha m-(2m+0,625e)$
Linha externa	$2p$	p
Linha externa	O menor de $\begin{cases} \pi m+p \\ 2e_1+p \end{cases}$	O menor de $\begin{cases} 2m+0,625e+0,5p \\ e_1+0,5p \end{cases}$
Modo 1	$\sum l_{eff,1} = l_{eff,nc}$, mas $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo 2	$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

O coeficiente α representa a influência do enrijecedor na largura efetiva e , conseqüentemente, a resistência de cada componente. Seu valor pode ser determinado pelo ábaco mostrado na Figura 2.42, ou por meio da formulação sugerida pelo BCSA.

Ressalta-se que não é possível fazer a combinação entre parafusos separados por enrijecedores, como o representado na Figura 2.43(a). A Figura 2.43(b) representa o posicionamento do *T-Stub*, invertido, devido a a alma do “T” estar localizada na alma do pilar.

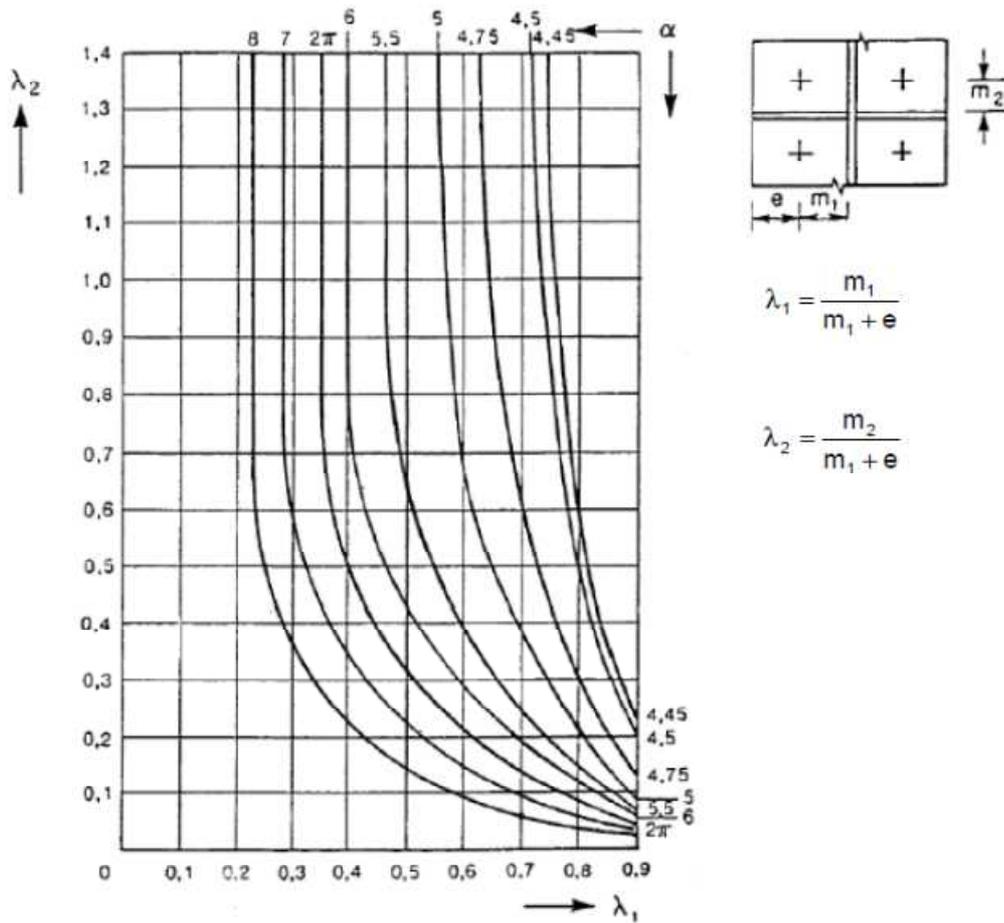
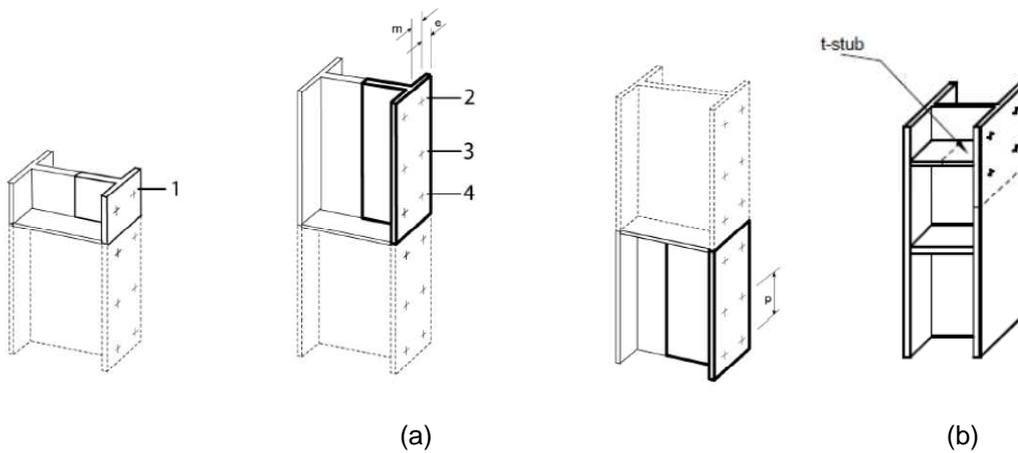


Figura 2.42 – Ábaco e parâmetros geométricos para determinação de α (Eurocode 3, 2003).



- 1 – Primeira linha de parafusos adjacente ao enrijecedor
- 2 – Primeira linha de parafusos
- 3 – Linha de parafusos interna a outras linhas
- 4 – Linha de parafusos interna a outras linhas e adjacente ao enrijecedor

Figura 2.43 – Combinação das linhas de parafusos para a alma e mesa do pilar (adaptado de Eurocode 3, 2003 e Ramires, 2010).

Calcula-se a resistência desta componente através da equação (2.34).

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{\text{eff},c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{Y_{M0}} \quad (2.34)$$

Onde ω é um fator de redução devido a integração com o cisalhamento no painel da alma do pilar.

O coeficiente de rigidez, para a componente alma do pilar, submetido à tração é apresentada pela equação (2.35), enrijecidos ou não, com ligação aparafusada.

$$k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{\text{eff},c,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} \quad (2.35)$$

Onde $b_{\text{eff},c,wc}$ é a largura efetiva da alma do pilar a compressão. Para o caso de ligações enrijecidas soldadas o valor de k_3 é infinito e desconsiderado.

2.5.1.4. Mesa do Pilar submetida à Flexão (4)

Verifica-se para esta componente a combinação da menor resistência ou menor rigidez, de linha de parafusos individuais ou em conjunto, de modo a formar um *T-Stub* equivalente, determinando-se assim um dos três modos de ruína. A Figura 2.44 apresenta o detalhamento do *T-Stub*.

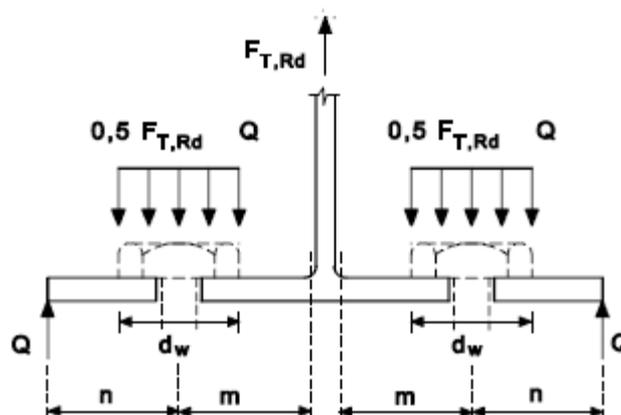


Figura 2.44 – Detalhamento do *T-Stub* (Eurocode 3, 2003).

As equações a seguir apresentam fórmulas para a determinação da resistência de cada modo de ruína. Para o primeiro modo utiliza-se a equação (2.36), que corresponde ao escoamento completo da mesa.

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (2.36)$$

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum I_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{Y_{M0}}$$

Para o segundo modo, relativo a falha dos parafusos com escoamento da mesa, a equação (2.37) deve ser considerada, onde $n=e_{min}$, mas $n \leq 1,25m$.

$$F_{t,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m+n} \quad (2.37)$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum I_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{Y_{M0}}$$

Por último, o terceiro modo com a falha dos parafusos, que pode ser calculado pela equação (2.38).

$$F_{t,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (2.38)$$

O momento plástico resistente, W_{pl} , é representado pela variável M_{pl} de cada modo de ruína, e é determinado pelos parâmetros geométricos da largura efetiva, I_{eff} , o quadrado da espessura da mesa do *T-Stub*, t_f , pela tensão de escoamento e pela força resistente de cada parafuso, $F_{t,Rd}$.

A determinação da largura efetiva das linhas de parafusos foi apresentada na Tabela 2.6 e Tabela 2.7. As mesmas considerações são utilizadas para o caso de enrijecedores transversais e diagonais.

A placa de reforço pode ser adicionada ao sistema, caso haja a necessidade de incrementar a resistência da mesa do pilar. A placa de reforço deve se estender desde a borda externa da mesa do pilar, e a parte interna deve ficar afastada no mínimo a 3 mm do raio de concordância ou solda de composição do perfil soldado utilizado. A Figura 2.45 apresenta detalhes da placa de reforço de mesa.

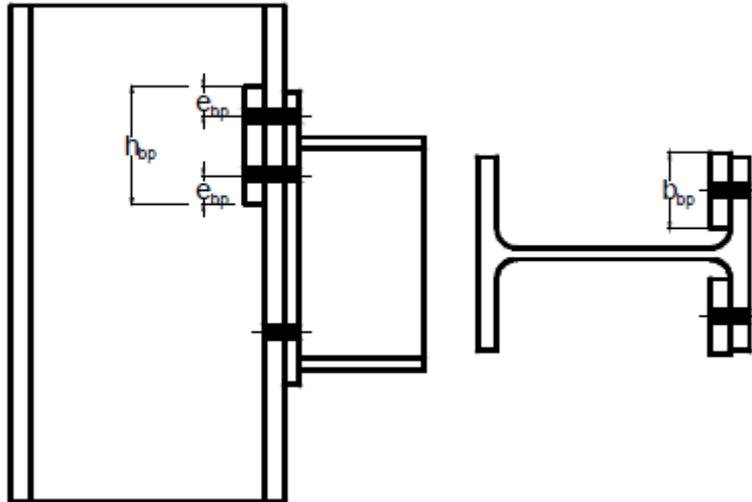


Figura 2.45 – Placas de reforço da mesa do pilar (Ramires, 2010).

O reforço proporcionará o acréscimo de resistência, que será somado a resistência gerada pelo primeiro modo de colapso. Dessa forma, a expressão que descreve este somatório é apresentada pela equação (2.39).

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd} + 2 \cdot M_{bp,Rd}}{m} \quad (2.39)$$

$$M_{bp,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum l_{eff,1} \cdot t_{bp}^2 \cdot f_{y,bp}}{\gamma_{M0}}$$

Onde $M_{bp,Rd}$ considera a existência da placa de reforço em sua fórmula.

A rigidez da componente é obtida pela equação (2.40), sendo m definido pela Figura 2.44.

$$k_4 = \frac{0,9 \cdot l_{eff} \cdot t_{fc}^3}{m^3} \quad (2.40)$$

2.5.1.5.

Placa de Extremidade submetida à Flexão (5)

A resistência desta componente é avaliada conforme realizado para a componente anterior, adotando-se uma parte do *T-Stub* equivalente. Porém, ressalta-se que a espessura da placa de extremidade deve ser considerada, determinando-se adicionalmente a largura efetiva do *T-Stub*. Em relação a essa consideração, pode-se ocorrer equívocos. Para tanto, deve-se seguir as

seguintes etapas para essa inclusão: a componente da mesa do pilar submetida à flexão deve usar a largura da mesa do pilar, enquanto a placa de extremidade submetida à flexão, utiliza-se a largura da placa de extremidade. Assim, as notações geométricas são demonstradas duas vezes, e apesar de sensação de igualdade entre os dois termos, representam situações distintas: a principal característica para essa componente surge no momento de analisar a ligação com placa de extremidade estendida. Surge uma linha de parafusos acima da mesa superior da viga, com diversas características, ou formas de geração das charneiras plásticas, como observado na Figura 2.46.

A largura efetiva para essa componente é determinada por meio da Tabela 2.8, devendo-se verificar os parâmetros geométricos mostrados na Figura 2.47 e Figura 2.48, referentes ao perfil laminado e soldado, respectivamente.

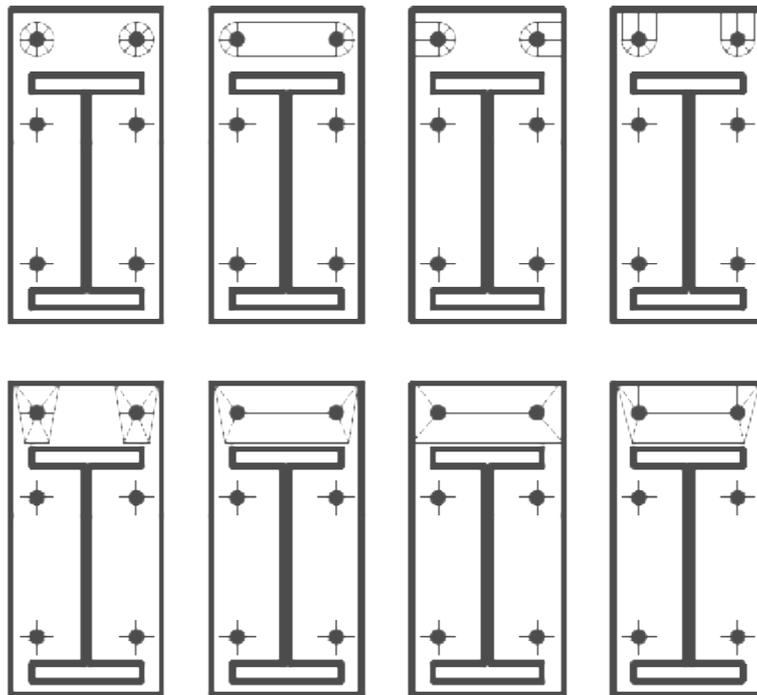


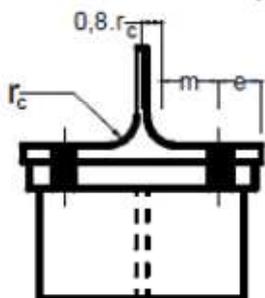
Figura 2.46 – Mecanismos de colapso da linha externa de parafusos acima da mesa superior da viga (Ramires, 2010).

Tabela 2.8 – Larguras efetivas para a placa de extremidade (adaptado de Eurocode 3, 2003).

Linha de parafusos: localização	Linhas de parafusos considerado individualmente		Linhas de parafusos considerado como parte de um grupo	
	Formas circulares ($l_{eff,cp}$)	Outras formas ($l_{eff,nc}$)	Formas circulares ($l_{eff,cp}$)	Outras formas ($l_{eff,nc}$)
Linha externa as mesas	$2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	$4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e$	--	--
Primeira linha após a mesa tracionada	$2\pi m$	am	$\pi m + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Linha interna	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Linha externa	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$0,5p + 2m + 0,625e$
Modo 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$, mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$, mas $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0921385/CA

Considerando a mesa do pilar



Considerando a placa de extremidade

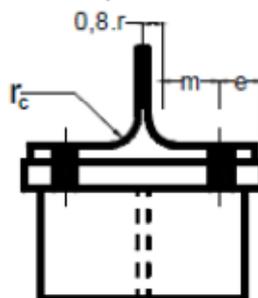
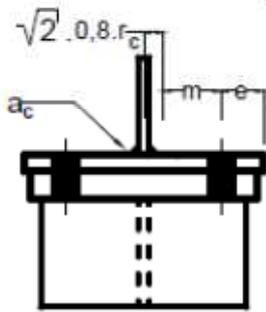


Figura 2.47 – Parâmetros geométricos da mesa do pilar e da placa de extremidade - perfil laminado (adaptado de Eurocode 3, 2003).

Considerando a mesa do pilar



Considerando a placa de extremidade

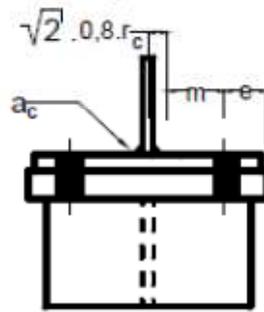


Figura 2.48 – Parâmetros geométricos da mesa do pilar e da placa de extremidade - perfil soldado (adaptado de *Eurocode 3*, 2003).

2.5.1.6.

Alma e Mesa da Viga submetidos à Compressão (7)

Para a determinação da resistência desta componente utiliza-se o modelo mecânico baseado em um ponto de rotação, onde estarão concentradas todas as forças resultantes de compressão, devido à flexão na viga, como pode ser observado na Figura 2.49. A região de compressão da viga que envolve esta componente é constituída pela mesa inferior e uma parte da alma da viga.

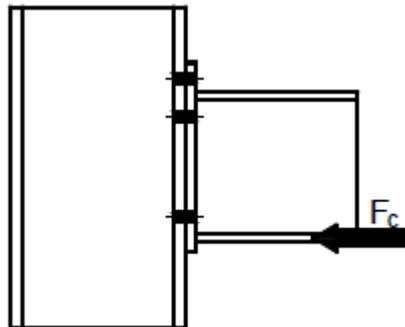


Figura 2.49 – Alma e mesa da viga submetidos à compressão (Ramires, 2010).

A resistência desta componente é dada pela equação (2.41).

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h-t_{fb}} \quad (2.41)$$

Onde h é a altura da viga, t_{fb} é a espessura da mesa da viga, e $M_{c,Rd}$ representa o momento resistente da viga que pode ser determinado por meio da equação (2.42).

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.42)$$

Onde W_{pl} é o módulo plástico.

Ressalta-se que essa componente não contribui para a rigidez da ligação, pois é considerada como rígido-plástica.

2.5.1.7.

Alma da Viga Submetida à Tração (8)

A resistência desta componente é determinada, em base, como na alma do pilar submetido à tração, representada na Figura 2.50, onde se adota as propriedades geométricas da alma da viga.

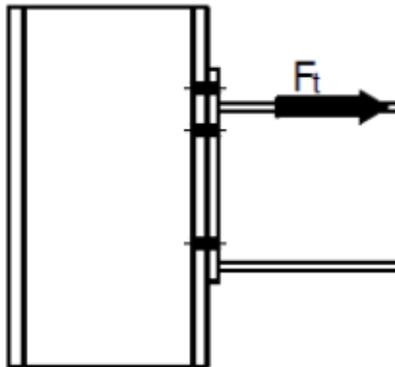


Figura 2.50 – Alma da viga submetida à tração (Ramires, 2010).

A resistência é determinada pela equação (2.43).

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \quad (2.43)$$

A largura efetiva, $b_{eff,wb}$, pode ser determinada utilizando a mesma tabela da componente placa de extremidade submetida à flexão, devido à proximidade entre componentes. Entretanto, ressalta-se que na ligação com placa estendida,

essa componente não deve ser considerada para a linha acima da mesa superior da viga, pois nesse ponto não existe alma tracionada.

2.5.1.8. Parafusos submetidos à Tração (10)

Pode-se utilizar o mesmo processo apresentado para o mecanismo de colapso do tipo 3 do *T-Stub* para determinar a resistência do parafuso submetido à tração e sua rigidez, por meio das equações (2.44) e (2.45), respectivamente.

$$F_{t,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_0}{\gamma_{M2}} \quad (2.44)$$

$$k_{10} = \frac{1,6 \cdot A_0}{L_b} \quad (2.45)$$

Onde L_b é o comprimento de alongamento do parafuso.

A área da rosca do parafuso é determinada pela variável A_0 , conforme Figura 2.51.

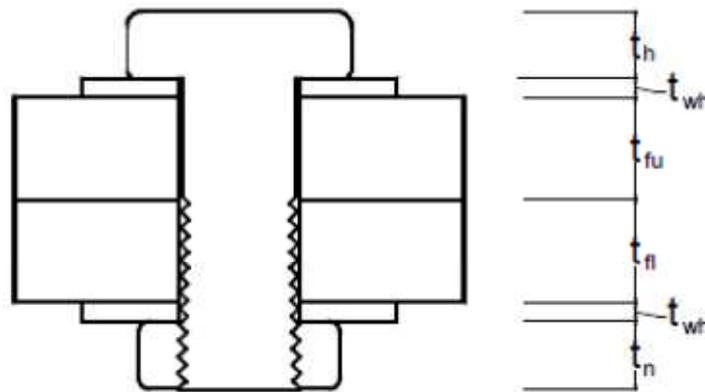


Figura 2.51 – Detalhamento do comprimento útil do parafuso (Ramires, 2010).

O comprimento L_b pode ser obtido pela soma das placas e arruelas que se encontram entre a cabeça e a porca do parafuso; o seu comprimento é dado pela equação (2.46).

$$L_b = t_{fu} + t_{fi} + 2 \cdot t_{wh} + \frac{t_h + t_n}{2} \quad (2.46)$$

Onde t_{wh} é a espessura da arruela, t_h a espessura da cabeça do parafuso, t_n é a espessura da porca, t_{fu} a espessura da mesa na parte superior e t_{fi} a espessura da mesa inferior.

2.5.2. Componentes do Sistema Misto

2.5.2.1. Alma do Pilar Submetida ao Cisalhamento (1)

No painel de alma do pilar, quando existir a porção mista da ligação, acrescenta-se uma resistência devido ao incremento de resistência no painel da alma dada pelas equações (2.47) a (2.50).

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85 \cdot v \cdot A_c \cdot f_{cd} \cdot \text{sen}(\theta) \quad (2.47)$$

$$A_c = 0,8 \cdot (b_c - t_w) \cdot (h - 2t_f) \cdot \text{cos}(\theta) \quad (2.48)$$

$$\theta = \text{atan}[(h - 2t_f) / z] \quad (2.49)$$

$$v = \left[1 + 2 \cdot \left[N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right] \right] \cdot 0,55 \leq 1,1 \quad (2.50)$$

Onde b_c é a largura da porção de concreto; h é a altura do pilar; t_f é a espessura da mesa do pilar; t_w é a espessura da alma do pilar; z é o braço de alavanca; v é o fator de redução; N_{Ed} é a força normal de projeto aplicada no pilar e $N_{pl,Rd}$ é a resistência plástica de projeto da seção do pilar incluindo a parcela mista.

2.5.2.2. Alma do Pilar submetida à Compressão (2)

Deve-se acrescentar uma parcela de resistência devido a contribuição do concreto na alma do pilar que ocorre no concreto embutido, para o caso de ligações mistas, descrito na equação (2.51).

$$F_{c,wc,c,Rd}=0,85.k_{wc,c}.t_{eff,c}.(b_c-t_w).f_{cd} \quad (2.51)$$

Onde $t_{eff,c}$ é a espessura da laje de concreto e $k_{wc,c}$ é usado com valor igual a 1, exceto quando o concreto esta sujeito a tensões compressivas longitudinais.

Com o acréscimo da parcela mista ao conjunto, a rigidez da alma do pilar sob compressão passa a ser a dada pela equação (2.52).

$$k_2 = \frac{0,2.b_{eff,c,wc}.t_{wc}}{d_c} \quad (2.52)$$

Onde $b_{eff,c,wc}$ é a largura efetiva do painel da alma a compressão.

2.5.2.3.

Armadura Longitudinal submetida à Tração (21)

Para o caso da ligação semirrígida mista deve-se acrescentar a contribuição da rigidez e a resistência da armadura, adicionando nesse tipo de ligação uma nova componente, com grande valor de braço de alavanca, comparado com o valor do centro de compressão da ligação, como observado na Figura 2.52.

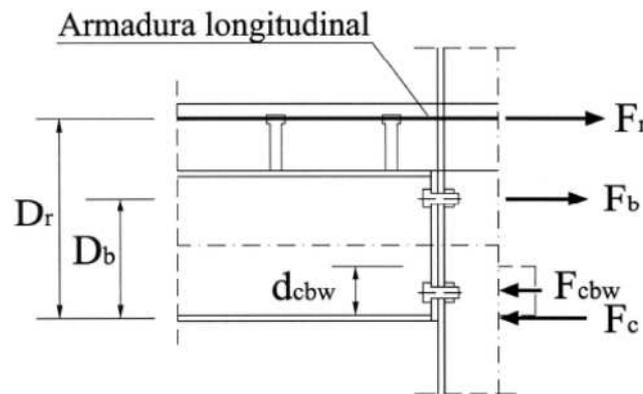


Figura 2.52 – Representação da armadura longitudinal na ligação (Simões, 2001).

A rigidez da armadura sob tração pode ser avaliada através da equação (2.53).

$$k_{r,s} = \frac{A_{r,s}}{L} \quad (2.53)$$

Onde $k_{r,s}$ é a rigidez da armadura longitudinal sob tração, $A_{r,s}$ é a área transversal da armadura longitudinal que contribui para a rigidez desta ligação, dentro de uma determinada largura efetiva, e L é o comprimento contribuinte para o alongamento da armadura na zona de tração da armadura. Esse comprimento detém uma discussão a respeito de sua determinação. Essa variável pode ser determinada de acordo com a Figura 2.53.

Considerando uma ligação de ambos os lados do pilar, com momento igual em cada um destes lados, o valor de L pode ser obtido pela equação (2.54), que apresentam valores distintos dependendo das pequenas modificações da configuração da estrutura.

$$\begin{aligned} L &= \frac{h_c}{2} \rightarrow \text{Eurocode 3} \\ L &= \frac{h_c}{2} + 225 \rightarrow \text{Nethercot} \\ L &= \frac{h_c}{2} + d_1 \rightarrow \text{Nethercot} \\ L &= \frac{h_c}{2} + d_1 + d_2 \rightarrow \text{Nethercot} \\ L &= \frac{h_c}{2} + d_1 + 2d_2 \rightarrow \text{Nethercot} \end{aligned} \quad (2.54)$$

Onde h_c é a altura da seção do pilar, d_1 é a distância da face externa da mesa do pilar até o primeiro conector de cisalhamento, d_2 é a distância entre o primeiro e o segundo conector de cisalhamento.

A resistência da armadura longitudinal submetida à tração, $F_{tr,Rd}$ é determinada pela equação (2.55) (Simões, 2001).

$$F_{tr,Rd} = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (2.55)$$

Onde $F_{tr,Rd}$ é a resistência da armadura longitudinal submetida à tração, A_s a área da seção transversal da armadura longitudinal com sua respectiva largura efetiva, f_{sk} é a tensão característica do aço ou tensão de escoamento, e γ_s o coeficiente de segurança para o aço da armadura ($\gamma_s=1,15$).

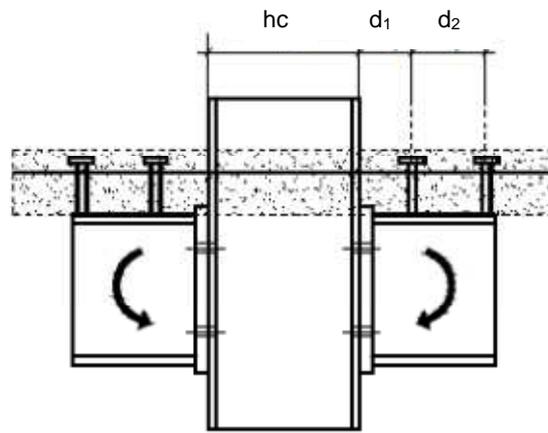


Figura 2.53 – Determinação do comprimento L , alongamento da armadura longitudinal (Ramires, 2010).

2.5.3. Componentes do Concreto Armado

A laje de concreto, na ligação mista, é parte da viga, conectando-se à viga de aço pelos conectores de cisalhamento, participando indiretamente da ligação. A Figura 2.54 apresenta a influência da laje no comportamento da ligação de um modelo cruciforme estudado.

A armadura da laje tem influência na rigidez, resistência e ductilidade, dependendo da quantidade, distribuição e propriedades da armadura, além do tipo de laje, largura efetiva, resistência à tração do concreto e relação de aderência entre a armadura e o concreto.

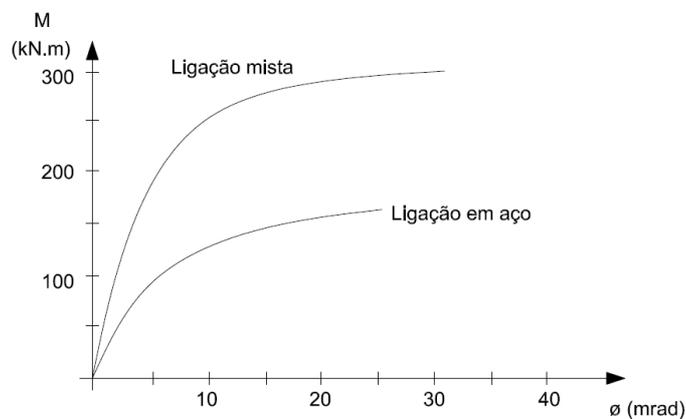


Figura 2.54 – Comparação do comportamento de uma ligação com chapa de topo com e sem laje de concreto (Ramires, 2010).

2.5.3.1. Alma do Pilar submetido ao Cisalhamento (1)

A equação (2.56) apresenta a rigidez referente a componente painel de alma do pilar, quando o pilar é misto, ou seja, com concreto envolto. As equações (2.57) e (2.58) descrevem as incógnitas da expressão anterior.

$$k_{1,c} = 0,06 \frac{E_{cm}}{E_a} \cdot \frac{b_c \cdot h_c}{\beta \cdot z} \quad (2.56)$$

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (2.57)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (2.58)$$

Onde E_{cm} é o módulo de elasticidade do concreto, descrito pela equação (2.57) e z é o braço de alavanca, presente na Figura 2.56.

A Figura 2.55 apresenta exemplo desta configuração.

Considerando a parcela de contribuição do concreto armado, a Figura 2.56 apresenta o reforço que a parcela de concreto adiciona a alma do pilar.

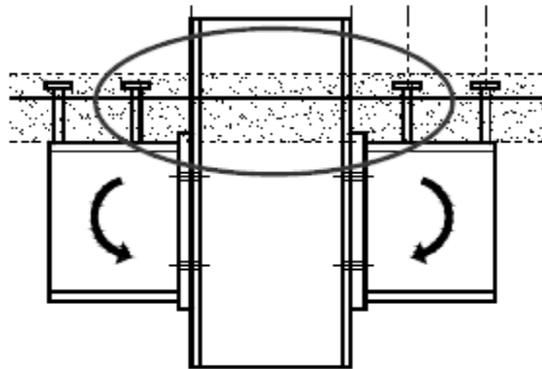


Figura 2.55 – Alma do pilar embutida no concreto (Ramires, 2010).

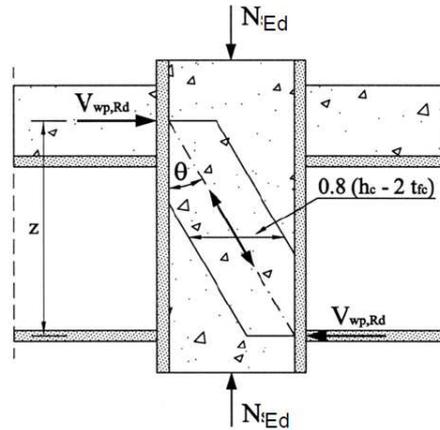


Figura 2.56 – Reforço devido ao concreto armado na componente alma do pilar (Simões, 2001).

2.5.3.2. Alma do Pilar submetido à Compressão (2)

A equação (2.59) apresenta a rigidez para a componente alma do pilar, quando submetida a compressão transversal, para o caso do pilar envolto em concreto.

$$k_{2,c} = 0,13 \frac{E_{cm}}{E_a} \cdot \frac{t_{eff,c} \cdot b_c}{h_c} \quad (2.59)$$

Onde $t_{eff,c}$ é a espessura da laje de concreto. Para o caso de ligação com placa de extremidade o coeficiente passa a ser o da equação (2.60).

$$k_{2,c} = 0,5 \frac{E_{cm}}{E_a} \cdot \frac{t_{eff,c} \cdot b_c}{h_c} \quad (2.60)$$

2.6. Distribuição das Solicitações

O modelo para determinação da solicitação, em cada linha de parafuso e na armadura tracionada da laje, é baseado em uma distribuição plástica de solicitações. A Figura 2.57 apresenta um modelo de transmissão entre as várias componentes da ligação.

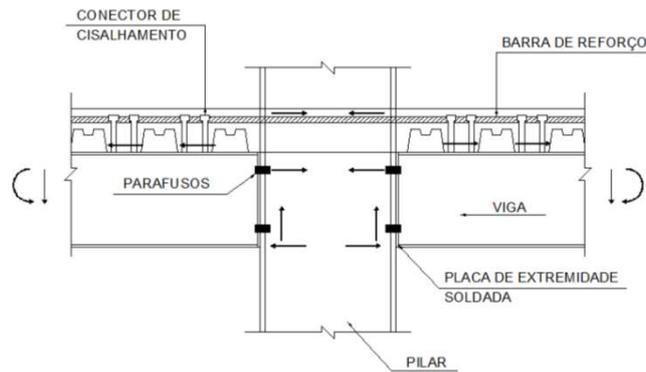


Figura 2.57 – Composição típica de transferência de solicitações entre componentes.

A ligação com placa de extremidade aparafusada transmite um momento fletor, que é caracterizado pelos componentes tracionados na parte superior, e compressão na região inferior da ligação, de acordo com a solicitação mostrada na Figura 2.58.

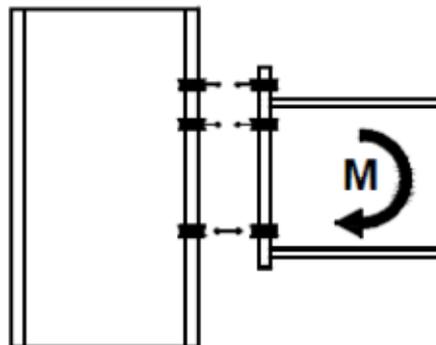


Figura 2.58 – Distribuição das Solicitações nos Parafusos (Ramires, 2010).

De acordo com os modelos experimentais realizados por outros autores, foi verificado que o centro de rotação ou compressão localiza-se na região onde a mesa da viga se encontra comprimida. Assim, deve-se considerar que o centro de compressão está localizado na linha média da mesa inferior para o caso de momento fletor negativo. Com isso, há a formação do binário de forças com a média das forças de tração.

Como estimativa, considera-se que a linha de componentes mais distantes da mesa comprimida da viga atrai a maior solicitação de tração, associada a tradicional distribuição triangular das forças. O método adotado considera as

outras componentes, mas difere daquelas que permitem uma distribuição plástica das forças.

Ressalta-se que as linhas separadas por enrijecedores ou pela mesa tracionada da viga, não devem ser consideradas como um grupo de componentes.

Para que se permita o desenvolvimento de forças resistentes plásticas nas componentes é necessário verificar a capacidade da ligação de se deformar. Por isso, estabelece-se um limite máximo para ligação em aço como sendo em função do diâmetro da primeira linha de parafusos e da razão entre a tensão última dos parafusos e a tensão de escoamento do aço, e para ligações mistas considerando-se como limite a deformação da armadura tracionada da laje, no lugar da primeira linha de parafusos, tanto para a espessura da placa de extremidade quanto para a espessura da mesa do pilar, dada pela equação (2.61).

$$t \leq 0,36.d. \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad (2.61)$$

$$t \leq 0,36.\phi. \sqrt{\frac{f_{yr}}{f_y}}$$

A ligação não terá capacidade de deformação suficiente, caso a espessura máxima seja excedida, não garantindo a contribuição máxima dos parafusos à distribuição plástica das forças. Nessas situações, o potencial de resistência das linhas de parafusos é limitado à distribuição triangular de forças. A Figura 2.59 apresenta uma ligação com placa de extremidade estendida, onde é possível variar a distribuição das forças nas linhas de parafusos, devido à linha que se encontra fora das mesas da viga, alcançando assim, um comportamento de acordo com o desejado. Para o caso de placa de extremidade ajustada, essa distribuição plástica das solicitações não é possível, havendo somente a distribuição triangular das solicitações tradicionais.

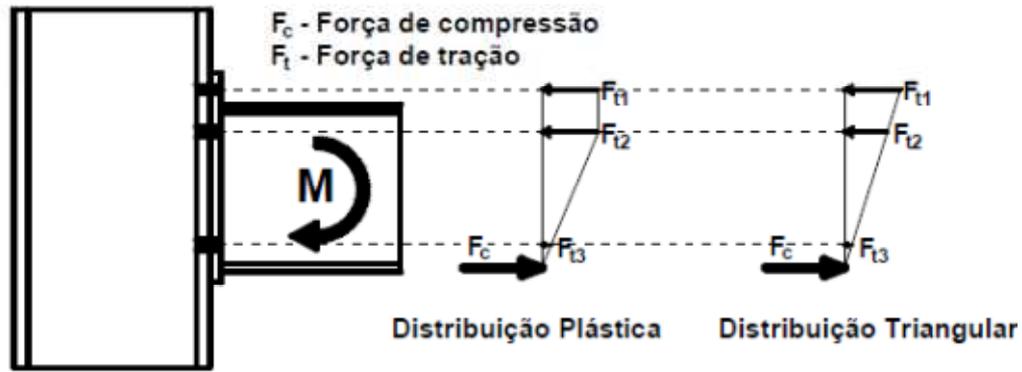


Figura 2.59 – Formas de distribuição das solicitações na ligação em aço (Ramires, 2010).

Conforme Figura 2.60, para o caso de ligações semirrígidas mistas, não há a necessidade de se considerar uma ligação com placa de extremidade estendida, onde existe uma linha que se encontra fora das mesas da viga. Levando-se em consideração a economia e a praticidade, no caso de ligações com placa de extremidade ajustada, diferente das ligações unicamente em aço, é possível obter a distribuição plástica das solicitações, proporcionada devido a existência da linha de componentes por onde passa a armadura da laje de concreto, substituindo a linha de parafuso.

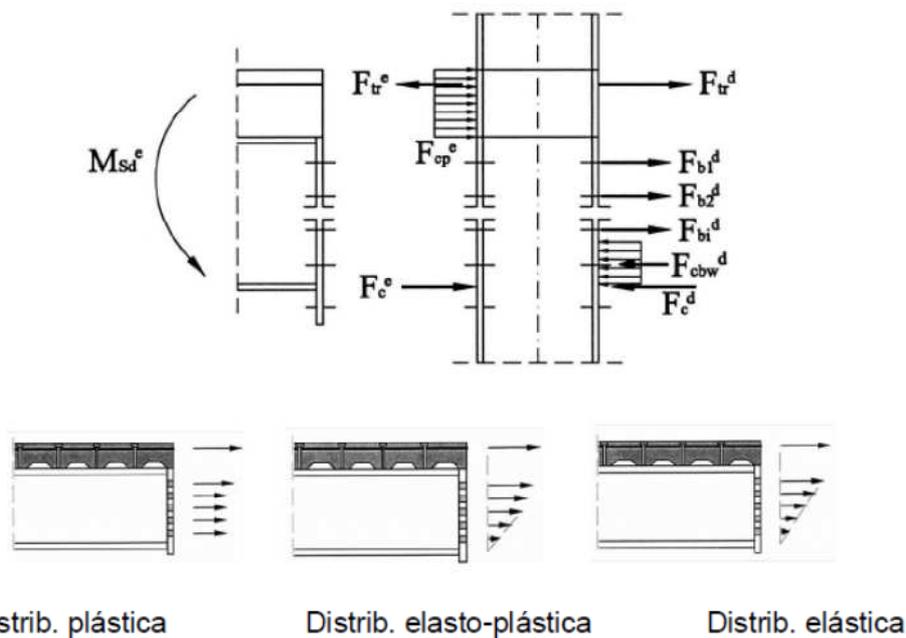


Figura 2.60 – Distribuição das solicitações na ligação mista (Ramires, 2010).