

## 2 Estruturas mistas

### 2.1 Considerações iniciais

Apesar de parecer uma técnica recente, as estruturas mistas aço-concreto surgiram no fim do século passado e desde então vêm sendo empregadas na construção de pontes e edifícios, e têm sido cada vez mais utilizadas pela engenharia de construção civil, em virtude das diversas vantagens econômicas e construtivas que oferecem. O concreto, comparativamente com o aço, apresenta vantagens de compor seções mais rígidas e de ser mais resistente ao fogo e à corrosão. Por outro lado, o aço é um material com grande resistência à tração, oferece vantagens na montagem, possibilita economias nas fundações devido ao peso próprio relativamente baixo da estrutura, além de oferecer um canteiro de obras mais limpo, mas apresenta problemas de instabilidade para elementos esbeltos. Nos elementos estruturais mistos de aço e concreto, procura-se aproveitar ao máximo as vantagens que cada um dos dois materiais pode proporcionar. Nessa situação ambos os materiais apresentam seu melhor desempenho.

Os elementos estruturais mistos oferecem uma série de vantagens. A seção de aço, por exemplo, pode ser reduzida em relação a uma peça equivalente de aço apenas, já que o concreto resiste a uma parcela do carregamento atuante. Geralmente esse artifício implica na redução das dimensões da seção. No caso específico das vigas mistas, por exemplo, ocorre redução da altura total da viga e diminuição do peso de aço demandado. Essa solução promove redução da altura total do edifício e do consumo de aço na estrutura, com reflexos diretos na diminuição do custo final da construção. Além disso, um elemento misto é em geral, mais rígido do que um não misto de mesma dimensão e, conseqüentemente, sofre menos deformação e vibração como também, elimina ou reduz os problemas de instabilidades locais e globais.

A construção mista compreende uma grande variedade de sistemas e elementos estruturais, tais como: vigas mistas, colunas mistas, treliças mistas,

sistemas “stub-girders”, entre outras. Alguns destes sistemas estão ilustrados nos itens abaixo.

#### a) Vigas mistas

A NBR 8800/2008 trata das vigas mistas de aço e concreto que são constituídas de um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I, um perfil caixão, um perfil tubular retangular ou uma treliça, com uma laje de concreto acima de sua face superior. Deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje de tal forma que ambos funcionem como um conjunto para resistir à flexão. Em qualquer situação, a flexão ocorrerá no plano que passa pelos centros geométricos das mesas ou dos banzos superior e inferior do componente de aço. A Figura 2.1 ilustra algumas seções transversais de vigas mistas.

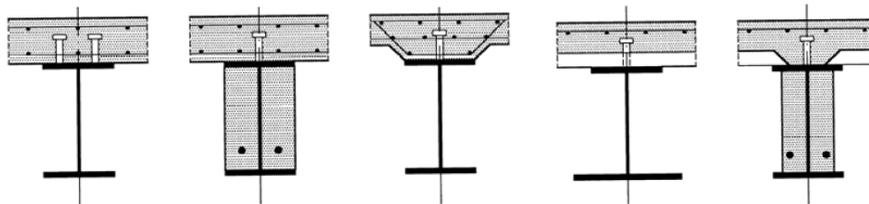


Figura 2.1 – Seções transversais de vigas mistas Eurocode 4 (2001).

O método construtivo da laje influencia o comportamento estrutural da viga mista. Quando as lajes são escoradas no momento da construção, as vigas não recebem o carregamento da laje durante a fase construtiva, caso usual em lajes maciças moldadas in loco. Quando as lajes não são escoradas, por exemplo, em lajes com forma de aço incorporada, as vigas de aço recebem todo o carregamento da fase construtiva, inclusive o peso da laje. Neste momento, como o concreto ainda não apresenta resistência, o sistema misto não está constituído e, portanto, a viga de aço responde isoladamente. Neste caso, as verificações de flechas e da estabilidade lateral das vigas podem ser determinantes. Outros fatores que influenciam o comportamento das vigas são a fluência e a retração do concreto. Ambas conduzem a deformações por carregamentos de longa duração maiores que a deformação inicial.

A ação mista é desenvolvida quando dois elementos estruturais são interconectados de tal forma a se deformarem como um único elemento como,

por exemplo, o sistema da Figura 2.2 formado por uma viga de aço biapoiada suportando uma laje de concreto em sua face superior.

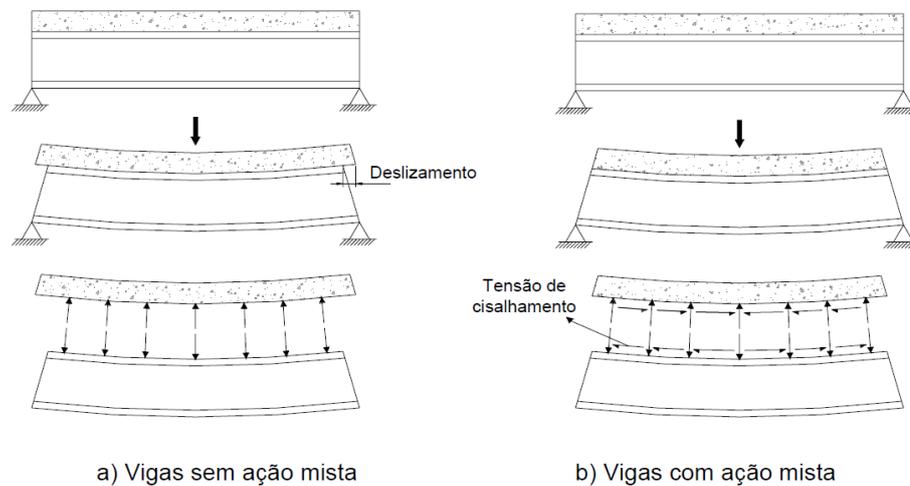


Figura 2.2 – Vigas mistas fletidas David (2007).

Não existindo qualquer ligação na interface, os dois elementos se deformam de modo independente e cada superfície da interface estará submetida a diferentes deformações, o que provocará um deslizamento relativo entre elas. Considerando que o elemento de aço esteja interligado ao elemento de concreto por meio de conectores de cisalhamento, com resistência suficiente para resistir ao fluxo de cisalhamento gerado na interface, os dois elementos tenderão a se deformar como um único elemento.

A ligação entre o aço e o concreto é dimensionada em função do diagrama de esforços cortantes longitudinais por unidade de comprimento, conhecido como fluxo de cisalhamento longitudinal. A resultante do diagrama do fluxo de cisalhamento longitudinal é dada em função da máxima força cortante que se pode transmitir através da ligação.

No que tange a critérios de projeto, no dimensionamento de vigas mistas o engenheiro estrutural deve considerar além dos estados limites últimos, que levam ao colapso estrutural, os estados limites de utilização que fazem com que a estrutura não atenda aos fins para os quais ela foi projetada. Para um piso misto os estados limites de utilização mais comuns são associados à avaliação de níveis aceitáveis de vibração, deflexão e fissuração. Já os estados limites últimos devem incluir a avaliação da resistência e estabilidade da seção de aço isolada (antes da cura do concreto) no caso de construção não escorada e da seção mista em todos os casos de construção.

Os procedimentos para cálculo do momento resistente das vigas mistas são semelhantes nas normas brasileiras, americana e europeia.

## b) Pilares mistos

Os pilares mistos de aço-concreto são basicamente constituídos de um elemento de aço estrutural, simples ou composto, que poderá ser preenchido ou revestido de concreto, apresentando uma série de vantagens construtivas e estruturais. As pesquisas feitas por Furlong (1988) e Griffis (1994), buscavam mostrar que um pilar de aço revestido com concreto tinha capacidade de carga maior que o de um pilar de aço isolado. As principais normas aplicáveis admitem a interação completa entre os elementos aço e concreto em pilares mistos, uma vez que, por definição, pilares são elementos estruturais essencialmente comprimidos e, portanto, sujeitos a pequenos esforços de cisalhamento.

Os pilares de aço preenchidos ou revestidos com concreto têm aplicações vantajosas tanto em estruturas de pequeno porte quanto em edifícios altos. Segundo Griffis (1994), os pilares mistos podem ser empregados em galpões de armazenagem, quadras esportivas cobertas, terminais rodoviários, pavilhões etc., onde a proteção do perfil de aço com o concreto seria uma solução desejável por motivos estéticos ou de proteção contra corrosão, incêndio ou impactos de veículos. Nestes casos as vantagens estruturais viriam como consequência da solução empregada por outro motivo. Em estruturas de edifícios altos o emprego de pilares mistos é muito variado, sendo possível utilizá-los em diversos tipos de sistemas estruturais conhecidos. A Figura 2.3 ilustra esses sistemas.

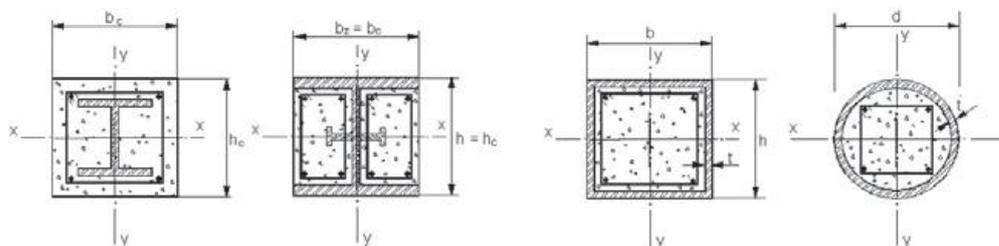


Figura 2.3 – Perfis soldados de aço embutidos em pilar de concreto armado.

## 2.2 Dimensionamento de vigas mistas – Interação total

A análise baseia-se em um diagrama de blocos simples onde se considera que o concreto e o aço somente resistem à compressão e tração respectivamente. Quando se impõe o equilíbrio em uma viga mista sujeita a momentos positivos, Figura 2.4, usualmente três possibilidades para a posição da linha neutra ocorrem:

- Na laje de concreto, Figura 2.4a;
- Na mesa superior comprimida da viga de aço, Figura 2.4b;
- Na alma da viga de aço, Figura 2.4 c.

A quarta possibilidade em que a linha neutra se situa na mesa inferior apesar de teoricamente possível conduz a vigas antieconômicas e por isto não será abordada neste trabalho.

Para melhor descrever o processo de dimensionamento a flexão de vigas mistas sujeitas a momentos positivos os três casos relativos à posição da linha neutra serão estudados individualmente. É importante ressaltar que cada um dos casos descritos anteriormente poderá estar sujeito à interação total ou parcial.

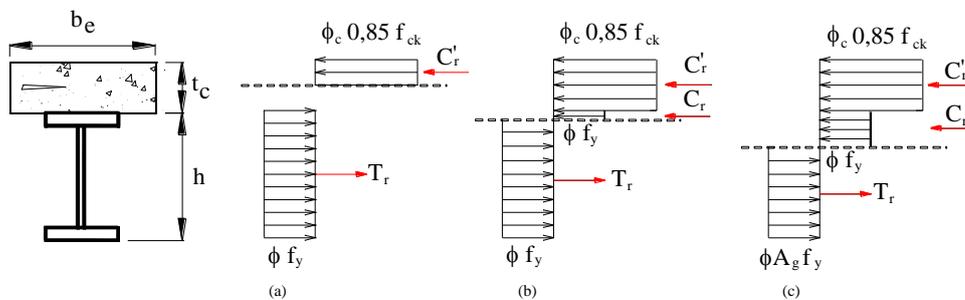


Figura 2.4 – Posição da linha neutra em vigas mistas, Andrade e Vellasco (2010)

### 2.2.1 Interação total - linha neutra na laje de concreto

A Figura 2.5 apresenta um esquema da análise efetuada em uma viga mista em que a linha neutra se situa na laje de concreto.

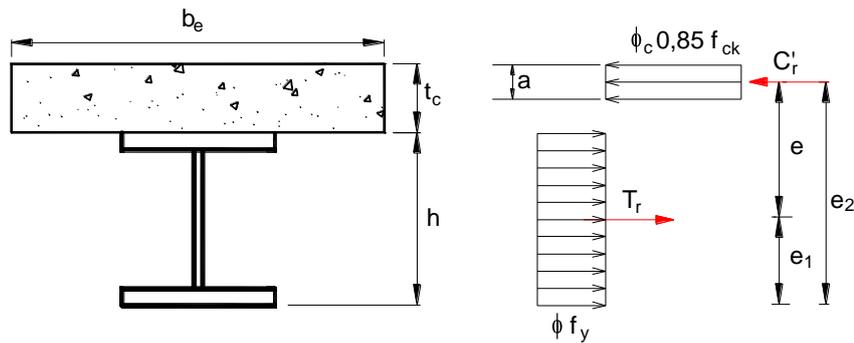


Figura 0.1 – Linha neutra na laje de concreto, Andrade e Vellasco (2010)

A componente resistente em compressão resistida pela laje de concreto é dada por:

$$C'_r = \phi_c 0,85 f_{ck} b_e a \quad (2.1)$$

Onde  $\phi_c$  é o coeficiente de segurança do concreto igual a 0,6;  $0,85 f_{ck}$  é um termo relativo a resistência característica do concreto a compressão diminuída pelo efeito Rush e pela deformação lenta,  $b_e$  é a largura efetiva e  $a$  é a distância da fibra superior da laje de concreto a linha neutra.

A componente resistente em tração resistida pelo perfil de aço é dada por:

$$T_r = \phi A_g f_y \quad (2.2)$$

Onde  $\phi$  é o coeficiente de segurança do aço igual a 0,9;  $A_g$  é a área da seção transversal do perfil de aço e  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço do perfil.

Aplicando o equilíbrio de forças simples é possível se calcular a posição da linha neutra,  $a$ , e dos braços de alavanca  $e_1$  e  $e_2$  através de:

$$C'_r = T_r \quad \therefore \quad a = \frac{\phi A_g f_y}{\phi_c 0,85 f_{ck} b_e} \quad (2.3)$$

$$e_1 = h + t_c - (a/2) \quad (2.4)$$

$$e_2 = h/2 \quad (2.5)$$

Se o valor de  $a$ , calculado pela equação, for inferior a espessura da laje de concreto  $t_c$  a linha neutra se situa na laje de concreto confirmando a hipótese original de cálculo. Por outro lado se isto não ocorrer, a linha neutra se situa no

perfil de aço cujo dimensionamento será descrito nos próximos itens. O momento resistente da viga mista é avaliado pela equação (2.6):

$$M_r = \phi A_g f_y (e_2 - e_1) = \phi A_g f_y (h/2 + t_c - a/2) \quad (2.6)$$

Alternativamente o momento pode ser também calculado pela equação (2.7) **Error! Reference source not found.**. Esta equação para o caso presente é mais complexa que a equação (2.6).

$$M_r = C'_r e_2 - T_r e_1 = \phi_c 0,85 a f_{ck} b_e (h + t_c - a/2) - \phi A_g f_y h/2 \quad (2.7)$$

### 2.2.2

#### Interação total - linha neutra na mesa superior da viga

Na Figura 2.6 apresenta-se um esquema estrutural de uma viga mista na qual a linha neutra se situa na mesa superior da viga de aço.

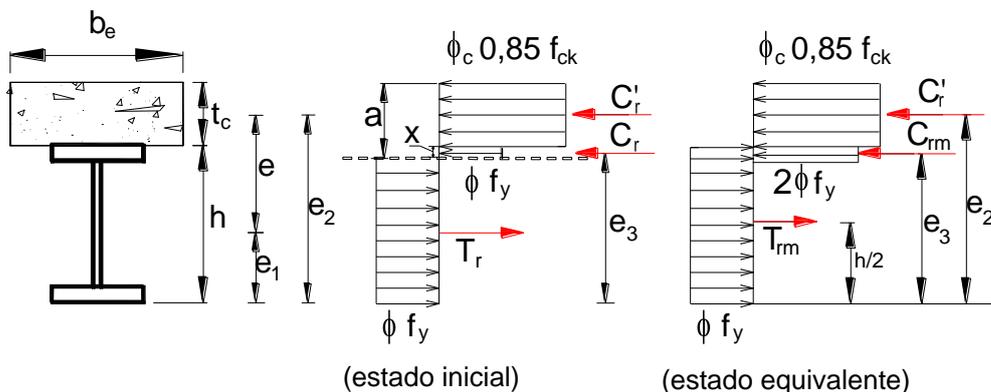


Figura 2.6 – Linha neutra na mesa superior da viga de aço, Andrade e Vellasco (2010)

A componente resistente em compressão resistida pela laje de concreto é dada por:

$$C'_r = \phi_c 0,85 f_{ck} b_e t_c \quad (2.8)$$

Onde  $\phi$  é o coeficiente de segurança do concreto igual a 0,6;  $0,85 f_{ck}$  é um termo relativo à resistência característica do concreto a compressão diminuída pelo efeito Rush e pela deformação lenta;  $b_e$  é a largura efetiva;  $t_c$  é a espessura

da laje de concreto. Usando conceitos simples de equilíbrio obtêm-se as equações (2.9) e (2.10).

$$T_r = C_r + C_r' \quad (2.9)$$

$$T_r = \phi A_g f_y - C_r \quad (2.10)$$

Substituindo as equações (2.8) e (2.9) na equação (2.10) obtêm-se o valor para a parcela de aço sujeita a compressão,  $C_r$ :

$$C_r = \frac{\phi A_g f_y - \phi_c 0,85 f_{ck} b_e t_c}{2} \quad (2.11)$$

Já a parcela do aço sujeita a tração passa a ser dada por:

$$T_r = \frac{\phi A_g f_y + \phi_c 0,85 f_{ck} b_e t_c}{2} \quad (2.12)$$

Para que a linha neutra se situe na mesa superior da viga de aço é necessário que:

$$C_r \leq \phi f_y b_f t_f \quad (2.13)$$

Se esta condição não for atendida a linha neutra estará situada na alma da viga de aço cujo dimensionamento será descrito nos próximos itens. Se a inequação (2.13) for atendida pode-se avaliar a posição da linha neutra através de:

$$a = t_c + x \quad \text{Onde, } x = \frac{C_r}{\phi b_f f_y} \quad (2.14)$$

O momento resistente da viga mista pode ser avaliado com o auxílio da equação (2.15).

$$M_r = C_r' e_2 + C_m e_3 - T_m \left( \frac{h}{2} \right) \quad (2.15)$$

$$M_r = C_r' e_2 + C_m e_3 - T_m \left( \frac{h}{2} \right) \quad (2.15)$$



da laje de concreto. Ainda podem-se usar os mesmos conceitos simples de equilíbrio gerando as equações (2.21) e (2.22).

$$T_r = C_r + C_r' \quad (2.21)$$

$$T_r = \phi A_g f_y - C_r \quad (2.22)$$

Substituindo as equações (2.20) e (2.21) na equação (2.22) obtêm-se o valor para a parcela de aço sujeita a compressão,  $C_r$ :

$$C_r = \frac{\phi A_g f_y - \phi_c 0,85 f_{ck} b_e t_c}{2} \quad (2.23)$$

Já a parcela do aço sujeita a tração passa a ser dado por:

$$T_r = \frac{\phi A_g f_y + \phi_c 0,85 f_{ck} b_e t_c}{2} \quad (2.24)$$

Como neste caso a linha neutra se situa na alma da viga de aço é necessário que:

$$C_r > \phi f_y b_f t_f \quad (2.25)$$

Se esta condição não for atendida a linha neutra estará situada na mesa superior da viga de aço. Se a inequação (2.25) for atendida pode-se avaliar a posição da linha neutra através de:

$$\begin{aligned} a &= t_c + t_f + x_w \\ x &= \frac{C_r - \phi b_f t_f f_y}{\phi t_w f_y} \end{aligned} \quad (2.26)$$

Mais uma vez faz-se uso do o conceito de diagrama de esforços equivalentes mostrado na Figura 2.7. Considera-se a parcela de aço tracionada totalmente plastificada agindo sobre a área total do perfil enquanto a parcela de aço comprimida estará sujeita a uma tensão igual ao dobro da tensão de escoamento. Desta forma o momento resistente da viga mista pode ser avaliado com o auxílio da equação (2.27).

$$M_r = C_r' e_2 + C_{mf} e_{3mf} + C_{mw} e_{3mw} - T_m \left( \frac{h}{2} \right) \quad (2.27)$$

Onde:

$$C_{mf} = 2 \phi b_f t_f f_y \quad (2.28)$$

$$C_{mw} = 2 C_r - C_{mf} \quad (2.29)$$

$$T_m = \phi A_g f_y \quad (2.30)$$

$$e_2 = h + \left( \frac{t_c}{2} \right) \quad (2.31)$$

$$e_{3mf} = h - \frac{t_f}{2} \quad (2.32)$$

$$e_{3mw} = h - \frac{a - (t_c + t_f)}{2} \quad (2.33)$$

### 2.3 Dimensionamento de vigas mistas – Interação parcial

Como já foi visto anteriormente a força de cisalhamento a ser transmitida na interface concreto/aço é o menor valor entre as forças resistidas pela laje de concreto em compressão ou pelo perfil de aço em tração. Para garantir que não haja deslizamento na interface entre os dois materiais o número de conectores de cisalhamento utilizado deve ser capaz de resistir a esta força gerando o que se denomina de interação total ou completa.

Quando o número de conectores utilizados é menor do que o necessário não se atinge o momento de projeto, mas sim um valor inferior a este. A Figura 2.8 apresenta um gráfico onde se percebe a influência do grau de interação,  $\alpha$ , ou seja, a resistência dos conectores usados  $\eta q_n$ , sobre a resistência necessária para garantir a interação total,  $L_{cs}$ , na capacidade resistente à flexão de vigas mistas.

$$\alpha = \frac{\eta q_n}{L_{cs}} \quad (2.34)$$

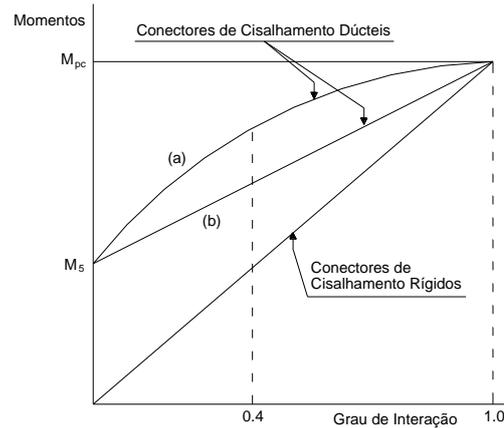


Figura 2.8– Influência do grau de interação parcial sobre a resistência à flexão de vigas mistas. (a) método rígido plástico. (b) aproximação linear, Andrade e Vellasco (2010)

A maioria das Normas limita o grau de interação entre valores na faixa de 0,4 a 0,5 para evitar os efeitos adversos da capacidade de deformação, limitada associada com os conectores de cisalhamento rígidos. Nesta Figura 2.8 é possível se observar a diferença entre conectores de cisalhamento dúcteis e rígidos.

### 2.3.1 Interação parcial - linha neutra na laje de concreto

A Figura 2.9 (a) apresenta uma viga mista em que, na hipótese de interação total, a linha neutra se situa na laje de concreto. Neste caso se o processo de interação parcial for utilizado a força na interface será menor que seu valor original igual à resistência a tração do perfil de aço. Isto faz com que a componente em compressão da laje de concreto diminua e, conseqüentemente para garantir o equilíbrio parte das tensões do perfil que antes estavam somente em tração passem a estar sob compressão conforme mostra a Figura 2.9 (b).

É interessante notar que duas linhas neutras ocorrem devido à possibilidade de deslizamento entre os materiais. A primeira,  $a_1$ , divide as regiões em compressão e tração da laje de concreto enquanto a segunda linha neutra  $a_2$ , exerce a mesma função no perfil de aço. É importante notar que dependendo da relação entre as propriedades físicas e geométricas dos materiais envolvidos é possível que a linha neutra, no caso de interação parcial,  $a_2$ , se situe na alma do perfil de aço. Neste caso deve-se utilizar o processo de dimensionamento descrito na próxima seção.

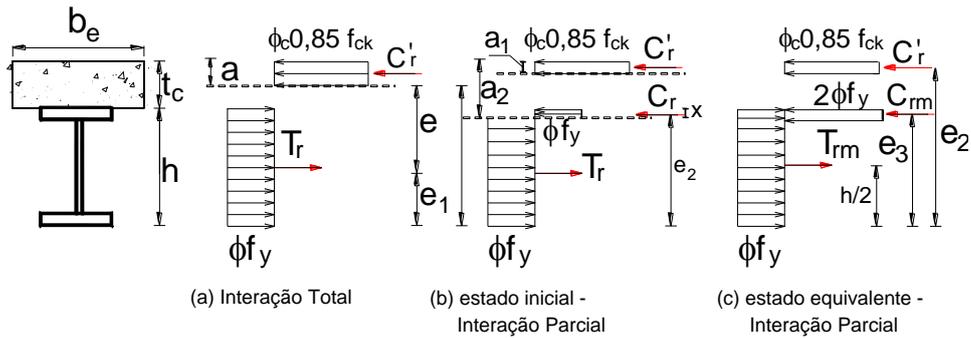


Figura 2.9 – Interação parcial - força na interface concreto/aço igual à resistência à tração do perfil de aço, Andrade e Vellasco (2010)

A partir da escolha do número de conectores a ser utilizado,  $\eta$ , pode-se avaliar a força máxima resistida na interface concreto aço,  $Q_r$ , e o grau de interação  $\alpha$  através das equações (2.35) e (2.36):

$$Q_r = \eta q_n \quad (2.35)$$

$$\alpha = \frac{\eta q_n}{L_{cs}} = \frac{\eta q_n}{\phi A_g f_y} \leq 0,5 \quad (2.36)$$

A componente resistente em compressão resistida pela laje de concreto é dada por:

$$C'_r = Q_r = \eta q_n \quad (2.37)$$

Usando conceitos simples de equilíbrio obtêm-se as equações (2.38) e (2.39).

$$T_r = C_r + C'_r \quad (2.38)$$

$$T_r = \phi A_g f_y - C_r \quad (2.39)$$

Substituindo as equações (2.37) e (2.38) na equação (2.39) obtêm-se o valor para a parcela de aço sujeita a compressão,  $C_r$ :

$$C_r = \frac{\phi A_g f_y - Q_r}{2} = \frac{\phi A_g f_y - \eta q_n}{2} \quad (2.40)$$

Já a parcela do aço sujeita a tração passa a ser dada por:

$$T_r = C'_r + C_r = \frac{\phi A_g f_y + Q_r}{2} = \frac{\phi A_g f_y + \eta q_n}{2} \quad (2.41)$$

Para que a linha neutra,  $a_2$ , se situe na mesa superior da viga de aço é necessário que:

$$C_r \leq \phi f_y b_f t_f \quad (2.42)$$

Se esta condição não for atendida a linha neutra estará situada na alma da viga de aço cujo dimensionamento será descrito nos próximos itens. Se a inequação (2.42) for atendida pode-se avaliar as posições das linhas neutras através de:

$$a_1 = \frac{C'_r}{\phi_c 0,85 b_e f_{ck}} = \frac{\eta q_n}{\phi_c 0,85 b_e f_{ck}} \quad (2.43)$$

$$a_2 = t_c + x \text{ onde } x = \frac{C_r}{\phi b_f f_y} \quad (2.44)$$

Usando o processo de cálculo alternativo para a resistência a flexão de vigas mistas com o conceito de diagrama de esforços equivalentes mostrado na Figura 2.10.c, pode-se avaliar o momento resistente da viga mista:

$$M_r^{IP} = C'_r e_2 + C_m e_3 - T_m \left( \frac{h}{2} \right) \quad (2.45)$$

Onde:

$$\begin{aligned} C_m &= 2C_r \\ T_m &= \phi A_g f_y \end{aligned} \quad (2.46)$$

$$e_2 = h + t_c - \left( \frac{a_1}{2} \right) \quad (2.47)$$

$$e_3 = h - \frac{a_2 - t_c}{2} \quad (2.48)$$

### 2.3.2 Interação parcial - linha neutra no perfil de aço

Mais uma vez a partir da escolha do número de conectores a ser utilizado,  $\eta$ , pode-se avaliar a força máxima resistida na interface concreto aço,  $Q_r$ , e o grau de interação  $\alpha$  através das equações (2.49) e (2.50):

$$Q_r = \eta q_n \quad (2.49)$$

A Figura 2.10 (a) apresenta uma viga mista em que, na hipótese de interação total, a linha neutra se situa no perfil de aço. Neste caso se o processo de interação parcial for utilizado à força na interface será menor que seu valor original igual à resistência a compressão da laje de concreto.

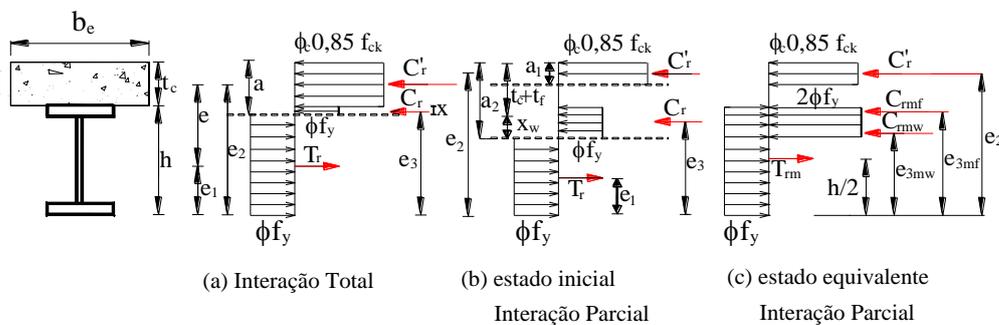


Figura 2.10 – Interação parcial - força na interface concreto/aço igual à resistência à compressão da laje de concreto, Andrade e Vellasco (2010)

$$\alpha = \frac{\eta q_n}{L_{cs}} = \frac{\eta q_n}{\phi_c 0,85 f_{ck} b_e t_c} \leq 0,5 \quad (2.50)$$

A componente em compressão resistida pela laje de concreto é dada por:

$$C_r' = Q_r = \eta q_n \quad (2.51)$$

Usando os mesmos conceitos simples de equilíbrio geram-se as equações (2.52) e (2.53).

$$T_r = C_r + C_r' \quad (2.52)$$

$$T_r = \phi A_g f_y - C_r \quad (2.53)$$

Substituindo as equações (2.51) e (2.52) na equação (2.53) obtêm-se o valor para a parcela de aço sujeita a compressão,  $C_r$ :

$$C_r = \frac{\phi A_g f_y - Q_r}{2} = \frac{\phi A_g f_y - \eta q_n}{2} \quad (2.54)$$

Já a parcela do aço sujeita a tração passa a ser dada por:

$$T_r = C_r + C'_r = \frac{\phi A_g f_y + Q_r}{2} = \frac{\phi A_g f_y + \eta q_n}{2} \quad (2.55)$$

Como neste caso a linha neutra se situa na alma da viga de aço é necessário que:

$$C_r > \phi f_y b_f t_f \quad (2.56)$$

Se esta condição não for atendida a linha neutra estará situada na mesa superior da viga de aço. Se a equação (2.56) for atendida pode-se avaliar as posições das linhas neutras através de:

$$a_1 = \frac{C'_r}{\phi_c 0,85 b_e f_{ck}} = \frac{\eta q_n}{\phi_c 0,85 b_e f_{ck}} \quad (2.57)$$

$$a_2 = t_c + t_f + x_w$$

$$x = \frac{C_r - \phi b_f t_f f_y}{\phi t_w f_y} \quad (2.58)$$

Mais uma vez faz-se uso do conceito de diagrama de esforços equivalente mostrado na Figura 2.10. Desta forma o momento resistente da viga mista pode ser avaliado com o auxílio da equação (2.59).

$$M_r^{IP} = C_r e_2 + C_{mf} e_{3mf} + C_{mw} e_{3mw} - T_m \left( \frac{h}{2} \right) \quad (2.59)$$

Onde:

$$C_{mf} = 2 \phi b_f t_f f_y \quad (2.60)$$

$$C_{mw} = 2 C_r - C_{mf} \quad (2.61)$$

$$T_m = \phi A_g f_y \quad (2.62)$$

$$e_2 = h + t_c - \left( \frac{a_1}{2} \right) \quad (2.63)$$

$$e_{3mf} = h - \frac{t_f}{2} \quad (2.64)$$

$$e_{3mw} = h - \frac{a_2 - (t_c + t_f)}{2} \quad (2.65)$$

## 2.4 Conectores de cisalhamento

Nas estruturas mistas, a conexão entre as seções de aço e de concreto é viabilizada por conectores de cisalhamento mecânicos, que permitem a transferência de forças longitudinais do aço para o concreto, além de resistir às forças transversais ao eixo do elemento, que tendem a causar a separação dos materiais na interface entre ambos (efeito conhecido como *uplift*).

Os conectores de cisalhamento são instalados no perfil de aço, usualmente por solda, antes da concretagem, assegurando dessa forma que os dois materiais que constituem a seção mista trabalhem como se fossem praticamente uma peça única.

Desde então, uma variedade de dispositivos e configurações têm sido utilizados como conectores de cisalhamento, e diversos aspectos econômicos e técnicos continuam a motivar o desenvolvimento de novos produtos.

### 2.4.1 Classificação dos conectores

Os conectores de cisalhamento são classificados em flexíveis e rígidos, essa classificação é obtida por meio da relação entre a força no conector e o deslizamento relativo aço-concreto, Figura 2.11, que surge em resposta ao fluxo de cisalhamento longitudinal gerado pela transferência de força entre laje de concreto e perfil de aço. A força no conector e o deslizamento relativo podem ser obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto. Os conectores flexíveis apresentam uma menor relação força versus deslizamento, menor rigidez.

Conectores flexíveis e rígidos podem ser considerados dúcteis, entende-se aqui que ductilidade é a capacidade de deslizamento do conector após ter atingido sua resistência máxima. Com base na recomendação do Eurocode 4 (2001), o conector é classificado como dúctil se o valor característico da capacidade de deformação (deslizamento relativo último convencional)  $\delta_{uk}$  for igual ou superior a 6 mm, Figura 2.12.

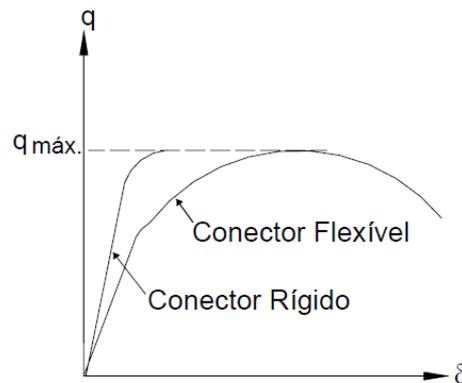


Figura 2.11 - Classificação dos conectores e suas curvas características David (2007).

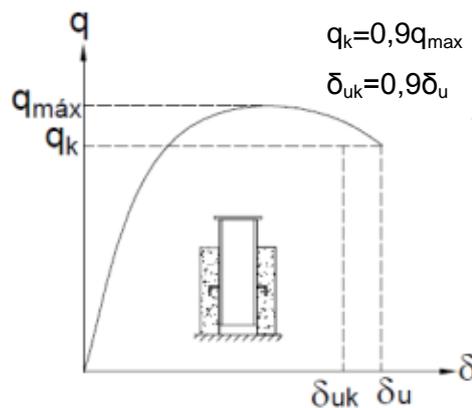


Figura 2.12 – Curva força versus deslizamento David (2007).

## 2.4.2

### Aspectos relevantes sobre conectores de cisalhamento

Vários conectores de cisalhamento já foram propostos e diversos tipos são usados em estruturas mistas atualmente. No entanto, muitos deles apresentam restrições importantes no que se refere à produção industrial, à instalação e ao próprio comportamento estrutural. Em estruturas de edifícios, os conectores mais utilizados são o stud, o perfil U laminado e perfobond.

### 2.4.3 O conector stud

O conector mais usado atualmente é o stud, e foi desenvolvido na década de 40 por Nelson Stud Welding, ilustrado na Figura 2.13. A grande demanda desse conector advém, principalmente, da produtividade decorrente da rapidez e da facilidade com que os conectores são aplicados. Além disso, o stud pode ser aplicado diretamente sobre a fôrma metálica, no caso de lajes com fôrma de aço incorporada, o que traz uma série de vantagens construtivas, tais como dispensa do escoramento, das fôrmas de madeira e da armadura positiva para a laje.

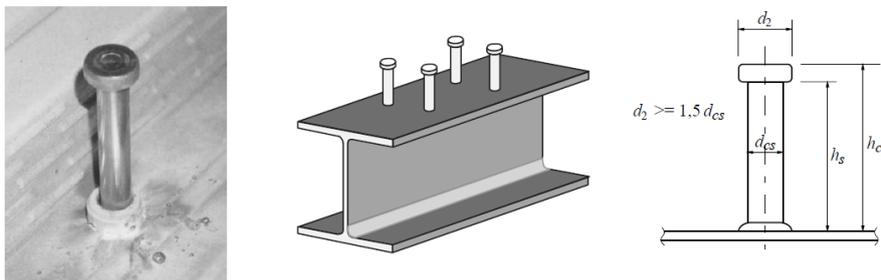


Figura 2.13 – Detalhes do conector stud, Veríssimo (2007).

Não obstante as vantagens mencionadas, os studs apresentam também algumas desvantagens. Entre estas, destacam-se a confiabilidade da técnica da sua instalação, pois, a resistência da solda pode ser afetada adversamente pelas condições climáticas, pelo estado da superfície da fôrma metálica ou pela pintura tanto da fôrma como das vigas (Chien e Ritchie 1984). Além disso, um conector stud isolado resiste a uma carga relativamente pequena, não raro é necessário dispor uma grande quantidade de studs sobre a peça metálica, o que prejudica os trabalhos a serem executados nessa região.

A instalação dos studs é cara, pois, necessita de uma máquina de solda especial, de alto custo, que precisa de um gerador extra e de uma boa infraestrutura de energia no canteiro de obras, o que onera o projeto e pode inclusive inviabilizá-lo, dependendo da sua localização. Outro problema associado à instalação dos studs é o dano em chapas de espessura reduzida resultante do processo de soldagem. Pois se o soldador não acerta o stud rigorosamente em cima da alma da viga, pode ocorrer a perfuração da mesa.

#### 2.4.4 O conector perfobond

No final da década de 80, a empresa de engenharia alemã Leonhardt, Andrä e Partners, de Stuttgart, estudou o comportamento de vários conectores de cisalhamento rígidos, em busca de uma alternativa aos studs, que apresentam baixo desempenho à fadiga. A solução encontrada foi o conector Perfobond, Figura 2.14. O Perfobond consiste basicamente de uma chapa plana de aço, com furos circulares, soldada longitudinalmente sobre um perfil metálico, que posteriormente é envolvida por concreto. Os pequenos filetes de solda longitudinais causam menos problemas de tensões residuais por soldagem e de fadiga do que as soldas dos studs, Zellner (1987).

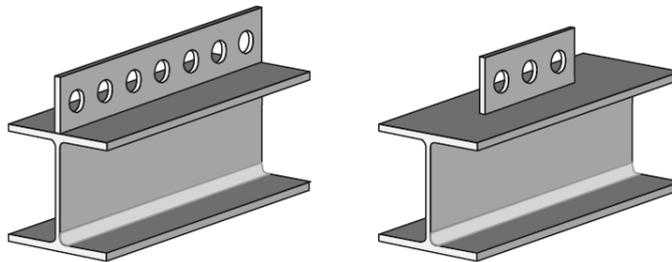


Figura 2.14 - Conector perfobond: contínuo e descontínuo.

O Perfobond foi idealizado a partir da necessidade de um conector rígido, que para cargas de serviço não permitisse deslizamento relativo significativo entre o aço e o concreto e, ao mesmo tempo, só envolvesse deformações elásticas. Esse conector foi usado pela primeira vez na terceira ponte do Rio Caroni, na Venezuela, em 1987, Veríssimo (2007). O comportamento mecânico do Perfobond está associado a quatro fenômenos principais observados:

1. A resistência ao cisalhamento da laje de concreto;
2. O efeito da armadura transversal na laje;
3. A resistência da própria chapa do conector;
4. A resistência ao cisalhamento do concreto confinado dentro dos furos do conector.

O concreto que flui através dos furos forma pinos virtual dentro da peça, com dois planos de corte (Figura 2.15) que proporcionam resistência ao cisalhamento na direção longitudinal e evitam que a laje de concreto se separe verticalmente da viga metálica. Assim, não há necessidade de uma cabeça de ancoragem, como ocorre com os conectores stud. A rigidez da conexão é maior

do que a oferecida pelo stud, pois, praticamente elimina o deslizamento e a fissuração do concreto para cargas de serviço.

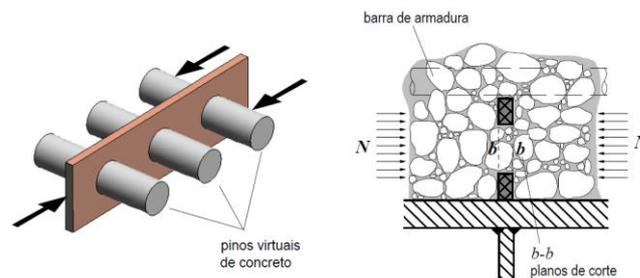


Figura 2.15 – Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto, em dois planos de corte, nos furos do perfobond, Veríssimo (2007).

#### 2.4.5 O conector em perfil U

Outro conector de cisalhamento muito utilizado é o conector em perfil U laminado, que consiste basicamente de um pedaço de perfil U laminado cortado, com uma das mesas soldada ao perfil de aço e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal do perfil, Figura 2.16.

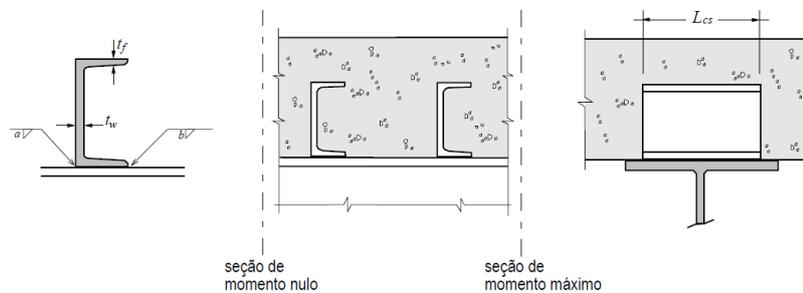


Figura 2.16 – Conector em perfil U laminado, Veríssimo (2007).

Embora o conector em perfil U laminado já seja empregado há algumas décadas, pesquisas recentes têm demonstrado que o perfil U dobrado também pode ser utilizado como conector de cisalhamento (Malite *et al.* 1998). O conector em perfil U apresenta também algumas dificuldades associadas à utilização, o que vem contribuindo para o seu desuso nos países industrializados. Destaca-se que em sistemas com pré-laje, geralmente o espaço disponível sobre a mesa da viga metálica é insuficiente para o emprego do perfil U, o perfil U é incompatível com a fôrma metálica que geralmente é utilizado em sistemas com laje maciça, a produtividade na instalação é baixa.

### 2.4.6 O conector X-HVB

A Hilti Corporation, localizada em Liechtenstein, desenvolveu um tipo de conector de cisalhamento mecânico (Figura 2.17) que pode ser cravado no perfil metálico por meio de fixadores a pólvora.

A forma de ligação do X-HVB apresenta algumas vantagens: elimina a necessidade de energia elétrica para sua instalação; possibilita a aplicação através da fôrma metálica e não é influenciada pelas condições meteorológicas.

Apesar das vantagens mencionadas, o conector X-HVB da Hilti apresenta ainda um custo elevado para o padrão da construção civil brasileira.

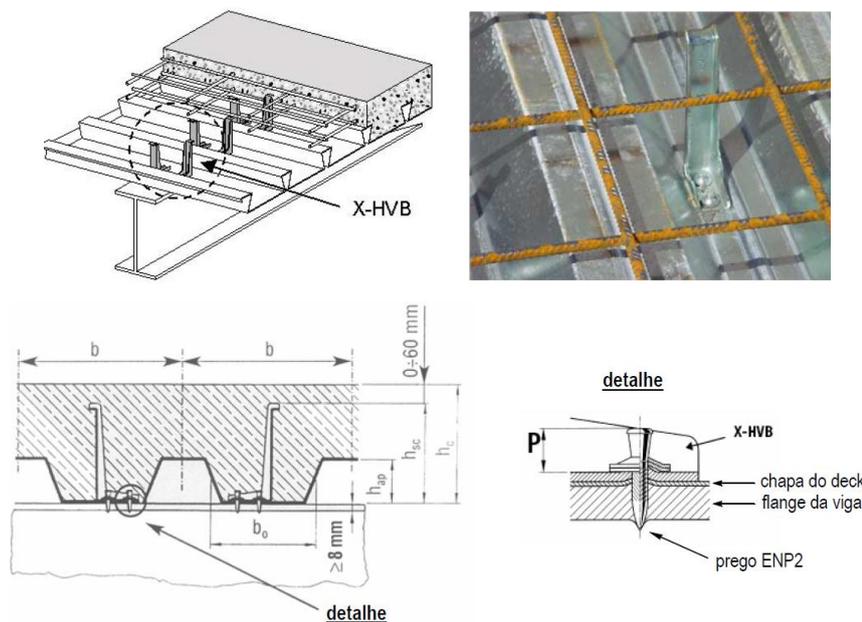


Figura 2.17 – Conector X-HVB Hilti (2000).

### 2.4.7 Rebite com rosca interna e parafuso sextavado

Na UFMG vem sendo estudado um sistema de conexão inovador, no qual um rebite com rosca interna e parafuso sextavado (Figura 2.18), é usado como conector de cisalhamento para elementos mistos com perfis formados a frio (Oliveira 2001). O rebite é instalado no perfil metálico com o auxílio de uma ferramenta a ar comprimido.



Figura 2.18 – Rebite com rosca interna e parafuso sextavado oliveira (2001).

## 2.5. Expressões para cálculo da resistência de conectores

Alguns tipos de conectores são amplamente utilizados, quer em edifícios ou em pontes, sendo que as normas relativas às construções mistas apresentam valores da resistência nominal ou expressões para cálculo desta resistência, com base em extensivos programas de ensaios.

Além das expressões normalizadas existem outras deduzidas por pesquisadores, que ainda não fazem parte de normas, talvez, devido à necessidade de mais ensaios ou pelo fato de serem restritas a certos tipos de laje, armaduras ou outras características que restringem sua utilização. Apresenta-se a seguir algumas expressões encontradas na bibliografia pesquisada.

### a) Conectores pinos com cabeça – Studs

$$q_n = \frac{0,5}{\gamma_{cs}} A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c} \quad (2.66)$$

$$q_n = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_u}{\gamma_{cs}} \quad (2.67)$$

Onde:

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;

$A_{cs}$  é a área da seção transversal do conector;

$f_u$  é o limite de resistência à ruptura do aço do conector;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto;

$R_g$  é o coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

$R_p$  é o coeficiente para consideração da posição do conector;

$\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais.

As propriedades do concreto de densidade normal devem obedecer à NBR 6118/2003. Assim, a resistência característica à compressão deste tipo de concreto,  $f_{ck}$ , deve situar-se entre 20MPa e 50MPa e os seguintes valores devem ser adotados:

$$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.68)$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (2.69)$$

Onde:

$E_{ci}$  é o módulo de elasticidade, considerado como módulo de deformação tangente inicial, onde  $E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são em MPa (para a situação usual em que a verificação da estrutura se faz em data igual ou superior a 28 dias);

$E_{cs}$  é o módulo de elasticidade secante, a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço.

#### b) Conectores tipo U

A resistência de cálculo de um conector de cisalhamento U laminado totalmente embutido na laje maciça é:

$$q_n = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_w)L_{cs}\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.70)$$

Onde:

$t_{fcs}$  é a espessura da mesa do conector, em “mm”, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão

$\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25.

$t_w$  é a espessura da alma do conector em “mm”;

$L_{cs}$  é o comprimento do perfil “U” laminado em “mm”.

Segundo a NBR 8800/2008 a altura da seção transversal do conector U deve ser igual ou superior a 75 mm e ainda, a força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento de perfil U formado a frio deve ser determinada com a equação (2.70) tomando-se as espessuras da mesa e da alma iguais à espessura da chapa do mesmo (cuidados especiais devem ser tomados para se evitar o aparecimento de trincas na região das dobras e da chapa para formação do conector). A especificação AISC/2005 não faz referência ao caso de perfis formados a frio, e utiliza como resistência dos conectores os valores nominais e não de cálculo.

### c) Conector Perfobond

Baseado em ensaios de cisalhamento direto e modelagens numéricas, Ogueijiofor e Housain (1997) propuseram a equação (2.71) para cálculo da resistência de conectores perfobond.

$$q_u = 4,5h_{sc}t_{sc}f'_c + 0,91A_{tr}f_y + 3,31nd^2\sqrt{f'_c} \quad (2.71)$$

Onde:

$h_{sc}$  é a altura do conector (mm);

$t_{sc}$  é a espessura do conector (mm);

$A_{tr}$  é a área total da armadura transversal (mm<sup>2</sup>).

Segundo Medberry & Shahrooz (2002), as equações anteriores são limitadas para conectores com 12,7mm de espessura, com 50mm de diâmetro nos furos com distância entre centro dos furos igual a duas vezes o diâmetro e para resistência do concreto entre 20 e 40MPa. Estes autores propuseram outra equação para o cálculo da resistência do Perfobond:

$$q_u = 0,747bh\sqrt{f'_c} + 0,413b_fL_c + 0,9A_{tr}f_y + 1,66n\pi\left(\frac{d}{2}\right)^2\sqrt{f'_c} \quad (2.72)$$

Onde:

$q_u$  é a resistência nominal ao cisalhamento do conector “*perfobond rib*” (lbs);

$b$  é a espessura da laje, (in);

$h$  é a altura da laje abaixo do conector (in);

$f'_c$  é a resistência média do concreto à compressão (psi);

$b_f$  é a largura da mesa do perfil de aço (in);

$L_c$  é o comprimento de contato entre o concreto e a mesa do perfil (in);

$n$  é o número de furos do conector;

$d$  é o diâmetro do furo do conector (in);

$A_{tr}$  é a área total de armadura transversal presente na laje (in<sup>2</sup>);

$f'_y$  é a resistência nominal à tração do aço (psi).

#### d) Conector Tipo-T

O EUROCODE 4 (2001), numa versão anterior, permitia que o conector tipo-T fosse dimensionado como conector tipo bloco caso as seguintes prescrições fossem satisfeitas:

O conector-T deve ser uma seção ou uma parte de um perfil laminado a quente e com uma largura da mesa que não excede 10 vezes a espessura da mesa ( $b_f \leq 10 \times t_f$ ). A altura do conector-T deve ser menor que 10 vezes a espessura da mesa e menor que 150mm ( $L \leq 10 \times b_f; 150\text{mm}$ ).

A resistência de projeto do conector-T (conector bloco) é dada pela seguinte equação.

$$q_u = \eta A_{f1} f_{ck} / \gamma_c \quad (2.73)$$

Onde:

$A_{f1}$  é a área da superfície frontal;

$\eta$  é igual a  $\sqrt{A_{f2} / A_{f1}}$ , deve ser menor que 2,5 para concreto normal e menor 2,0 para concreto leve;

$A_{f2}$  é a área da superfície dianteira do conector ampliado em uma inclinação de 1: 5 à superfície traseira do conector adjacente. Somente as partes de  $A_{f2}$  que cai dentro da seção de concreto podem ser consideradas;

$\gamma_c$  é o fator de segurança do concreto (1,5).

No capítulo 3, serão apresentados os procedimentos adotados pelas principais normas e os critérios de projeto utilizados para minimizar os efeitos de vibrações.