

## 2 Revisão bibliográfica

### 2.1. Conectores de Cisalhamento

#### 2.1.1. Histórico

O comportamento de estruturas mistas é baseado na ação conjunta entre o perfil de aço e o concreto armado. Para que isto ocorra, é necessária que na interface aço-concreto se desenvolvam forças longitudinais de cisalhamento, que são transmitidas através de conectores de cisalhamento.

Melhoras no sistema de ligação vem sendo feitas desde o início do século passado, como mostra a Figura 2.1a que apresenta o sistema de abas patenteado por Julius Kahn em 1903. O desenvolvimento de conectores mecânicos eficientes progrediu lentamente, apesar dos esforços notáveis ambos na Europa (conectores espirais e rígidos) e na América do Norte (conectores flexíveis – perfil U). O uso dos conectores *studs* (em 1956) era conseqüentemente uma inovação significativa. Coincidentemente, os *studs* foram utilizados no mesmo ano em dois diferentes tipos de construção, uma ponte e em um edifício. Desde então, passaram a ser os conectores de uso mais popular em sistemas mistos, Cosenza & Zandonini (1999).

Segundo David (2007), estudos a respeito de conectores de cisalhamento iniciaram em 1933 na Suíça. O conector espiral analisado era formado por meio de barras redondas com forma de hélice. Para tal estudo, já nesta época, foram realizados ensaios de cisalhamento direto e ensaios de flexão em vigas mistas.

Em 1943, os conectores em perfis laminados em forma de U, cantoneiras e seções H foram submetidos a ensaios experimentais.

Os ensaios de flexão de vigas mistas e cisalhamento direto apresentam algumas diferenças quanto ao comportamento dos conectores. Nos ensaios de flexão, os conectores são solicitados indiretamente. A força no conector não é proporcional à força aplicada à viga, pois depende da rigidez de vários componentes.

Os estudos com os conectores de uso mais difundido, *studs*, iniciaram em 1954, Figura 2.1d. Este conector consiste de um pino especialmente projetado para funcionar como um eléctrodo de solda por arco eléctrico e ao mesmo tempo, após a soldagem, como conector de corte possuindo uma cabeça com dimensões padronizadas para cada diâmetro. O conector *stud* difundiu-se mundialmente, em função da produtividade que proporciona, da velocidade de aplicação, a boa ancoragem no concreto e a facilidade de colocação de armaduras entre os conectores. As desvantagens deste conector são, por um lado, apresentar limitações no caso de ligações sujeitas à fadiga, já que é um conector flexível e se deforma sob cargas de serviço, e por outro lado, a necessidade de um equipamento de solda especial, que inclui um gerador de grande potência no estaleiro de obras.

Um outro tipo de conector é o perfil U laminado padrão americano, Figura 2.1c. Estes conectores são instalados com uma das mesas apoiada sobre o perfil de aço e com o plano de alma perpendicular ao eixo longitudinal do perfil.

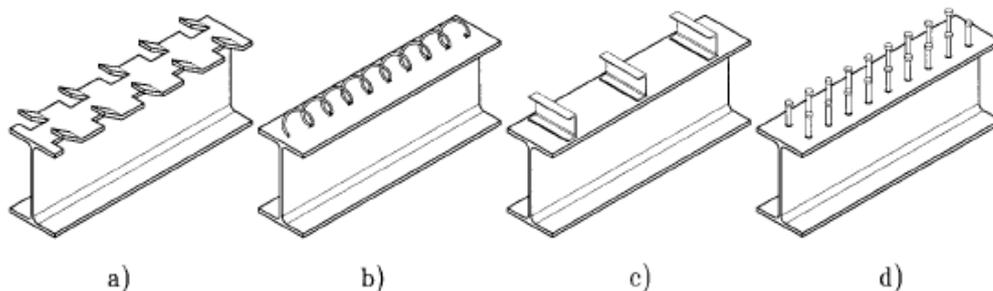


Figura 2.1 – Desenvolvimento histórico dos conectores de cisalhamento. (a) Sistemas de abas. (b) Conectores espirais. (c) Perfil U. (d) *Studs*. Cosenza & Zandonini (1999)

Tristão (2005) realizou uma simulação numérica dos conectores tipo *studs* e tipo U por meio de uma modelagem do ensaio experimental tipo *push-out*, cujos resultados foram confrontados com valores experimentais obtidos em ensaios realizados em laboratório, Figura 2.2. Ele utilizou o Método dos Elementos Finitos (MEF), cujas ferramentas disponibilizadas permitiram análises dos modelos em regime de não-linearidade física e geométrica. Os modelos numéricos apresentaram como variáveis de interesse o número de conectores na laje de concreto, a quantidade de armadura inserida no concreto, o diâmetro do conector tipo pino com cabeça (*stud*), a resistência do concreto, a espessura e posição de soldagem do conector tipo perfil “U” formado a frio. A variação destes parâmetros tiveram a finalidade de determinar a resistência última e a

relação força-deslocamento dos conectores, bem como avaliar a concentração de tensão e deformação nas partes constituintes dos modelos.

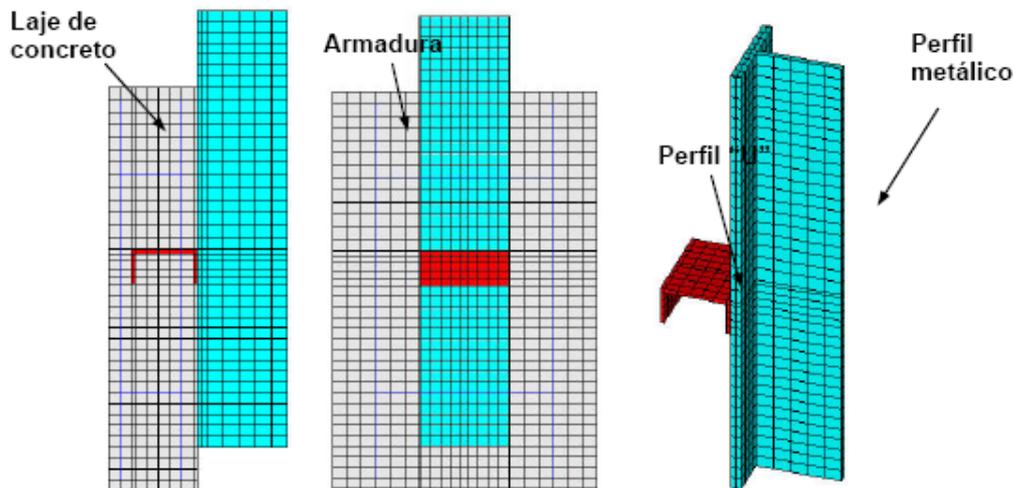


Figura 2.2 – Visão geral da discretização para os modelos com conector perfil “U” formado a frio, Tristão (2005)

O conector T, Cruz (2006), consiste basicamente de um pedaço curto de perfil T soldado à mesa do perfil metálico (Figura 2.3), podendo ser produzido com diferentes tamanhos, a partir do corte de perfis laminados comerciais. A possibilidade de produzir conectores a partir de perfis laminados tem a vantagem de não ser necessário produzir um novo elemento de conexão específico. A solda de conectores T não requer equipamento especial e apresenta as características de uma solda usual. A espessura da alma e o comprimento do T formam a área de corte do conector, que é usualmente superior à do *stud*.

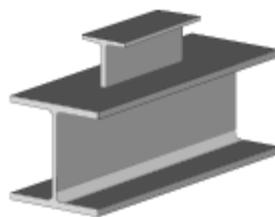


Figura 2.3 – Conector T, Cruz (2006)

Em relação aos *studs*, os conectores T apresentam como desvantagem a necessidade de utilizar uma maior quantidade de material para produzir um conector. Uma maior dificuldade em dispor a armadura ao longo da laje ocorre apenas quando a distribuição de conectores escolhida é muito densa. Em termos

de fadiga, os conectores T apresentam as mesmas desvantagens do conector *stud*.

David (2007) realizou uma análise experimental e teórica com conectores em perfil U formado a frio, Figura 2.4b, e vigas mistas constituídas por perfis formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. Nos ensaios do tipo *push-out* avaliou o tipo de carregamento, a espessura e altura do conector e a taxa de armadura transversal. A variável de maior importância para a resistência foi a espessura do conector. David (2007) apresentou uma nova proposta de equação para o cálculo de resistência de conectores em perfil U laminado com intuito de se avaliar melhor a resistência dos conectores U formados a frio.

Nos ensaios em escala real, as oito vigas ensaiadas possuíam as mesmas dimensões e tipo de carregamento, variou-se a espessura dos perfis, tanto da viga como dos conectores, posição da vigota treliçada e taxa de armadura transversal adicional. A variação no grau de interação foi obtida pela variação de espessura dos perfis. As dimensões desses ensaios foram: vão total de 3,65m; largura da laje de 0,9m; espessura de 0,12m.

No seu trabalho, David (2007) desenvolveu também uma estratégia de modelagem numérica para simulação do comportamento estrutural da vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas, utilizando métodos de elementos finitos através da ferramenta Ansys versão 8.0. As simulações numéricas consideraram a não linearidade física e geométrica. Ela utilizou três estratégias de modelagem: nós da interface acoplados em todas as direções; conectores modelados com elementos de casca juntamente com par de contato; e conectores simulados como molas, apresentando esta terceira estratégia, os melhores resultados.

Maleki & Bagheri (2008) realizaram dezesseis ensaios tipo *push-out* com conectores em perfil U variando os tipos das lajes: concreto puro (C), concreto armado (RC), concreto reforçado com fibra (FRC), e com compósitos cimentícios (ECC). Dos ensaios, nove foram realizados com carregamento monotônico (estático) e sete com carregamento com pequenos ciclos, que devem ser aplicáveis a estruturas mistas sujeitas a eventos sísmicos. Os modos de ruínas de todos os ensaios foram classificados em dois tipos: falha do conector e esmagamento do concreto. O modo de ruína do conector apresentou um comportamento dúctil com capacidade de deslizamento significativa em todos os ensaios. Os resultados mostraram que a utilização de fibras de

polipropileno (PP), tem um ligeiro efeito sobre a capacidade de resistência ao cisalhamento e no comportamento da curva carga-deslocamento dos modelos, mas utilizando as fibras de álcool polivinílico (PVA) (ECC) há um ganho na resistência e na ductilidade consideravelmente. Na verdade, o comportamento do ECC sem qualquer reforço de armaduras, é como os de concreto armado. Ao se usar fibras e concreto puro com armaduras, há um ganho de resistência significativo.

Sobre carregamento cíclico, a maioria dos modelos apresentaram 10%-23% de perda de carga comparando com o carregamento monotônico, sem alterar o modo de ruína. Nenhum dos modelos puderam sustentar por mais de dois ciclos os 90% da capacidade de carga do carregamento monotônico.

Os mesmos autores realizaram uma análise numérica através da simulação do ensaio de *push-out* num modelo de elemento finito. O foco principal foi obter a capacidade de carga do conector tipo U em laje de concreto armado sobre carregamento monotônico. O modelo foi validado com os resultados dos modelos experimentais.

O conector Hilti HVB, Figura 2.4c, foi desenvolvido pela Hilti Corporation e é utilizado mais na Europa, Queiroz (2001). Estes conectores são presos ao perfil metálico por meio de fixadores à pólvora. Essa forma de ligação possui a vantagem de não necessitar de energia na obra para a sua colocação, ao contrário dos conectores *Studs*. Dentre suas características e vantagens, destacam-se por serem conectores dúcteis, de fácil e simples instalação.

O conector *Perfobond rib*, foi inicialmente projetado pela empresa de engenharia alemã *Leonhardt, Andrä and Partners* para aumentar a resistência à fadiga em uma ponte mista de concreto e aço na Venezuela, como alternativa aos *studs*, que apresentam baixo desempenho a fadiga, Zellner (1987). Este conector é composto por uma chapa retangular de aço, com furos, sendo este a posteriori soldados na viga de aço, como mostra a Figura 2.4d, e embutidos na laje de concreto. Durante a concretagem, os furos da chapa são preenchidos por concreto, formando cilindros que fornecem a resistência ao cisalhamento longitudinal e previnem a separação vertical entre a viga de aço e a laje de concreto, Figura 2.5. Além disto, o seu desempenho estrutural é melhorado com a colocação de barras de armaduras passando através dos furos do mesmo.

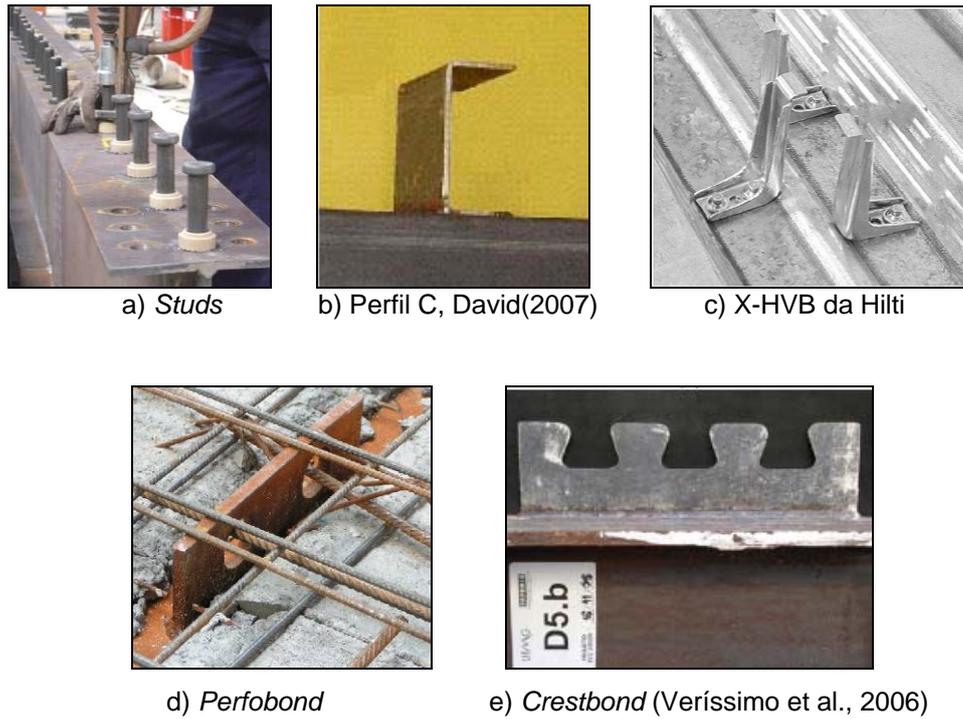


Figura 2.4 - Exemplos de conectores disponíveis, Vianna et al. (2008a)

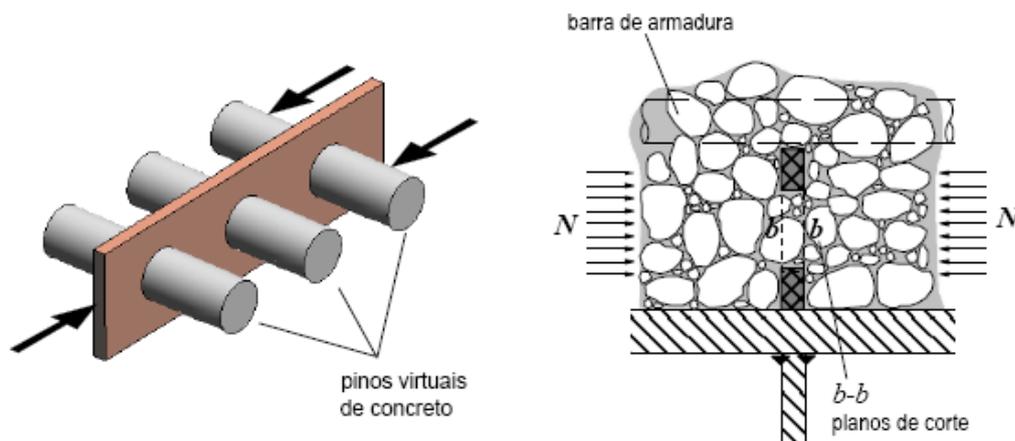


Figura 2.5 - Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto, em dois planos de corte, nos furos do Perfobond, Veríssimo (2007)

No passado recente diversos autores realizaram uma quantidade considerável de ensaios tipo *push-out* para aferir a resistência do conector *Perfobond*, tendo sido concluído que diversos parâmetros geométricos e do material influenciam significativamente o comportamento estrutural do conector, tais como: a resistência à compressão do concreto, o número de furos, a

espessura e dimensões da placa, e a quantidade de armadura transversal utilizada. São de referir os trabalhos de Machacek e Studnika (2002) , Vellasco et al. (2007), Veríssimo (2007), Al-Darzi (2007).

Veldanda & Hosain (1992) realizaram quarenta e oito ensaios tipo *push-out* com *Perfobond* descontínuo e *studs* na Universidade de Saskatchewan, no Canadá. Eles variaram o tipo de laje, maciça e com forma de aço incorporada, a posição e quantidade de furos dos conectores, e a presença ou não de armaduras nos furos.

Oguejiofor e Hosain (1992) com o objetivo de avaliar a aplicabilidade dos conectores *Perfobond* em sistemas de pisos mistos, ensaiaram seis vigas mistas em escala real. Estes ensaios foram divididos em duas séries, uma com conectores *Perfobond* e outra com conectores *studs* para que fosse comparado o comportamento de cada tipo de conector e sua capacidade última.

Dando continuidade a sua pesquisa, Oguejiofor e Hosain (1994) realizaram mais 40 ensaios do tipo *push-out* com laje maciça para obter maiores detalhes sobre esse conector. Neste trabalho avaliaram os efeitos da presença e da quantidade de furos, do espaçamento entre eles, da armadura transversal e da resistência do concreto e propuseram a primeira equação para o cálculo da sua capacidade de resistência.

Após propor a primeira equação, Oguejiofor e Hosain (1997) realizaram algumas análises numéricas e estabeleceram uma nova equação, que quantificaria melhor a capacidade de resistência ao cisalhamento da ligação. Essas equações são apresentadas posteriormente.

Kraus & Wurzer (1997) propuseram um modelo numérico para análise não-linear do efeito de pino no concreto (nos furos) por elementos finitos. O modelo foi validado comparando seu resultado com resultados de ensaios experimentais.

Ferreira (2000) adaptou a geometria do *Perfobond* para menores espessuras de laje para aplicação em lajes de edifícios residenciais. Realizou oito ensaios do tipo *push-out* e um ensaio em escala real de um pórtico plano semi-rígido misto com *Perfobond*. Foi o primeiro autor a isolar a componente da ponta do conector no ensaio de *push-out*.

Hegger et al. (2001) realizaram um estudo sobre a ductilidade de conectores utilizados em concreto de alta resistência.

Ushijima et al. (2001) investigaram algumas variáveis, até então não estudadas suficientemente, através de ensaios experimentais. Estas variáveis foram: espessura da chapa do conector, distância entre dois conectores em

paralelo, presença da armadura passante e diâmetro dos furos. A partir destes ensaios, propuseram duas equações para o cálculo da resistência do *Perfobond*, considerando a presença ou não de armaduras nos furos.

Machacek & Studnicka (2002) realizaram ensaios do tipo *push-out* e em escala real com conectores com furos de 32 e 60mm. Eles variaram o tipo de concreto, normal e alta resistência, a quantidade de armadura transversal, a altura do conector e a disposição dos conectores em paralelo.

Medberry & Shahrooz (2002) propuseram uma terceira equação para o cálculo da resistência do conector *Perfobond*. Para determinação desta nova equação, realizaram uma campanha experimental de trinta ensaios na Universidade de Cincinnati, comparando seus resultados com alguns relatados por Oguejiofor & Hosain (1994). Eles realizaram além de ensaios experimentais uma modelagem numérica afim de verificar melhor a contribuição de cada termo.

Valente & Cruz (2004) investigaram conectores tipo *Stud*, *Perfobond* e *T-connector* com concreto de alta resistência comparando com trabalhos anteriores e com as equações existentes para cálculo teórico.

Rovnak & Duricova (2004) estudaram o comportamento dos conectores tipo *Perfobond*, *Comb-Shaped*, que é um conector com chapa dentada, e conectores *Studs* sob carregamento estático e cíclico, os possíveis modos de falha dos pinos de concreto e a maneira de quantificar as diferenças nos modos de falha. Eles realizaram ensaios do tipo *push-out* na Universidade de Kosice na Eslováquia com estes conectores para que seus resultados fossem comparados com resultados obtidos de outros autores.

Neves e Lima (2005) utilizaram uma nova concepção de aplicação do conector *Perfobond*, com quatro furos e dispostos paralelos na viga, a fim de reforçar uma estrutura de concreto armado existente, Figura 2.6. Para além de critérios de dimensionamento disponíveis na literatura tendo em consideração o modo de ruína normalmente condicionante – o esmagamento e corte do concreto, eles desenvolveram um modelo de elementos finitos para avaliar a segurança relativamente a outro modo de ruína - a resistência do próprio conector.

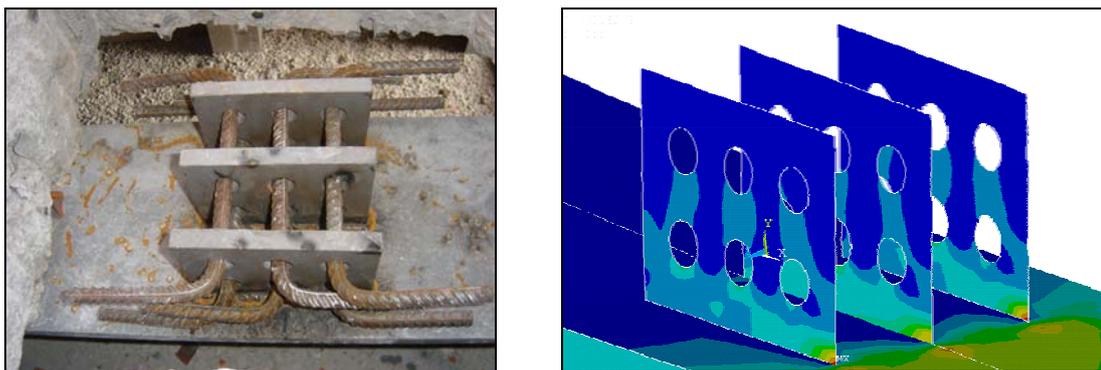


Figura 2.6 – Conectores Perfobond para reforço de estrutura, Neves & Lima (2005)

Iwasaki et al. (2005) avaliaram o confinamento do concreto nos ensaios de *push-out*. Realizaram quatro ensaios com os conectores *Perfobond* variando alguns fatores: as lajes apoiadas ou não em base de teflon, e a camada do concreto a frente do conector. Dos resultados destes ensaios, verificaram que se utilizando a base de teflon, ou seja, diminuindo o atrito entre as bases, os resultados obtidos da resistência ao deslizamento são inferiores aos dos métodos usuais. Removendo a camada de concreto a frente do conector também resulta em uma diminuição na resistência. Eles concluíram que tanto a força de atrito e a camada de concreto influenciam significativamente na resistência última de deslizamento dos conectores.

Ahn et al. (2008) conduziram uma série de ensaios de *push-out* com conectores *Perfobond* para avaliar o comportamento do cisalhamento sobre carregamento estático e cíclico. Os ensaios foram projetados para avaliar também os efeitos dos pinos de concreto, as armaduras transversais nos furos e o carregamento cíclico. Verificou-se que os ensaios com armaduras nos furos aumentam a capacidade de carga em carregamento cíclico como também sobre carregamento estático, o que não ocorre quando não há presença dessas armaduras. Portanto, em pontes sujeitas a carregamentos cíclicos, os *Perfobond* devem ser utilizados com armaduras nos furos, impedindo assim que haja perda de capacidade de carga sobre tal carregamento.

Chromiak & Studnicka (2008) realizaram análises experimentais e numéricas do conector *PSC* na Universidade Técnica Tcheca em Praga, Figura 2.7. Foram analisados dois tipos: *basic connector* - 50/10 e *high connector* - 100/12, onde o primeiro termo significa a altura do conector e o segundo a sua espessura. O *basic connector* foi ensaiado com concreto normal, enquanto que o *high connector* foi ensaiado com concreto normal e concreto de alta resistência. Para o primeiro tipo, foram realizados três ensaios de viga mista com vão de

6,0m para comparar os resultados obtidos nos ensaios de *push-out*. Os resultados obtidos confirmaram o comportamento esperado. Este conector não apresentou ductilidade como recomendado pelo EUROCODE 4 (2005), sendo assim recomendado a utilização da teoria elástica para o dimensionamento de um projeto prático de vigas. O uso da teoria plástica é recomendado para os *high connector* com concreto normal, com área de armadura mínima de  $0,25\text{mm}^2/\text{mm}$  e resistência a compressão mínima de 20MPa. Para concreto com alta resistência a armadura mínima é de  $0,7\text{mm}^2/\text{mm}$ .

Três modelos numéricos, nos quais descrevem o comportamento do *push-out* com o conector *PSC* sobre carregamento estático, foram publicados. Dois destes são capazes de estimar o deslizamento entre a seção de aço e o concreto, mas não são capazes de prever a falha da ligação por cisalhamento suficiente bem. O terceiro ainda está em desenvolvimento pelos autores.

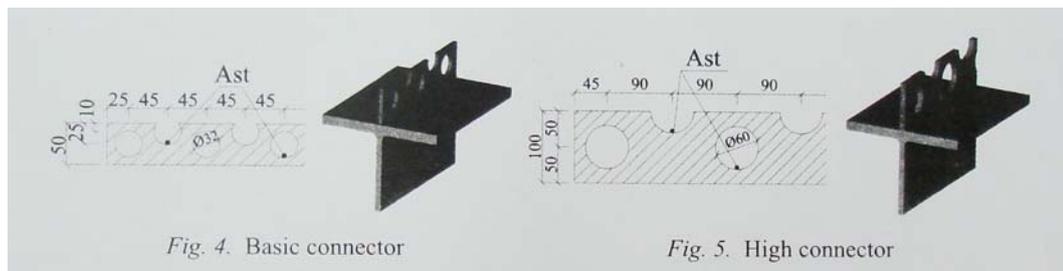


Figura 2.7 - Conectores PSC, Chromiak & Studnicka (2008)

Martins (2008) estudou o conector *perfobond*, com uma geometria específica, através de oito ensaios de *push-out* realizados na Universidade de Coimbra. Os parâmetros que variou no ensaio foram o número de furos, a presença de armaduras nos furos, e o diâmetro destas armaduras passantes, e a disposição dos conectores. Os ensaios permitiram verificar que a geometria usada para os conectores atenderam aos requisitos de ductilidade do Eurocode 4 (2005), exceto para o ensaio realizado com dois conectores com um furo dispostos em paralelo, conforme Figura 2.8. Uma das conclusões dos ensaios, é que o aumento do número de furos correspondeu a um aumento na resistência da ligação, concordando assim com vários autores da bibliografia.

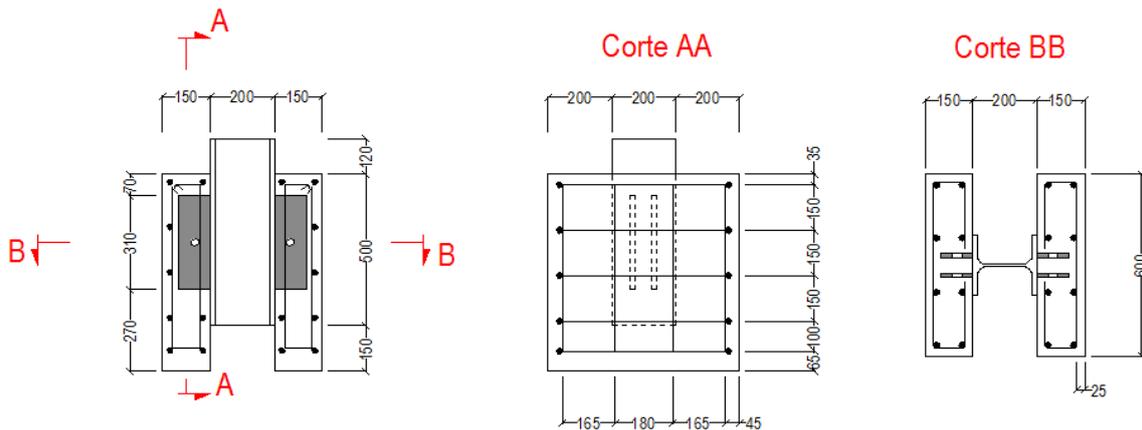


Figura 2.8 – Geometria do corpo de prova do ensaio do conector disposto em paralelo, Martins (2008)

Veríssimo et al. (2006) propôs uma nova geometria de conector, o *Crestbond* ou CR. Este é formado por uma chapa endentada, Figura 2.4e, que facilita a colocação da armadura na laje. As saliências e reentrâncias trapezoidais deste conector têm a função de fornecer a resistência ao cisalhamento longitudinal e ao efeito *uplift*.

Diversos ensaios realizados por Veríssimo et al. (2006) mostraram que tanto a capacidade de carga como a ductilidade destes conectores (e também dos “*perfobond*”) são influenciadas pela resistência do concreto envolvente e pela armadura que passa na proximidade do conector.

As principais vantagens deste tipo de conector são a facilidade de produção em grande escala, poder assumir diferentes tamanhos e formas, facilidade de soldagem ao perfil metálico e maior resistência que os “*studs*” (um único conector permite obter uma resistência equivalente a um grupo de “*studs*”).

Quanto à ductilidade destes conectores, estes apresentam maior rigidez para cargas de serviço que os “*studs*” (“O limite de proporcionalidade para os conectores em chapa contínua é superior ao que se observa para os *studs*” (Veríssimo et al., 2006)). Contudo, a ruptura de ligações com estes conectores não se dá por corte do conector e, portanto, a deformação final é muito elevada (Veríssimo et al., 2006), o que se traduz numa ruptura dúctil.

É importante destacar que este autor não realizou nenhum ensaio em escala real que confirmasse os resultados obtidos dos *push-out*.

### 2.1.2. Classificação dos conectores

A determinação analítica do comportamento de conectores é extremamente complexa, tornando-se necessária à utilização de ensaios. A principal e mais relevante característica no cálculo de conectores de cisalhamento é a relação entre a força de cisalhamento transmitida e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato dos elementos componentes de um sistema misto. Esta relação expressa pela curva carga-deslizamento, pode ser determinada por ensaios em escala real ou em escala reduzida (*push-out*). Na Figura 2.9 são traçadas curvas carga versus deslizamento para alguns tipos de conectores. Com base nesta curva, é possível determinar a resistência de cálculo dos conectores ensaiados bem como classificar seu comportamento quanto à ductilidade. Entende-se aqui que ductilidade é a capacidade de deslizamento do conector após ter atingido sua resistência máxima.

Os conectores de cisalhamento classificam-se em flexíveis ou rígidos. Os conectores flexíveis apresentam uma menor relação força versus deslizamento, ou seja, menor rigidez. Estes se deformam sob carga de serviço, permitindo que haja um deslizamento relativo entre o aço e o concreto e apresenta ruptura dúctil.

Um conector é classificado como dúctil se o valor característico da capacidade de deformação ( $\delta_{uk}$ ) for igual ou superior a 6mm, segundo a recomendação do EUROCODE 4 (2005). Conectores flexíveis e rígidos podem ser considerados dúcteis, ou sejam, podem possuir uma capacidade de deslizamento após ter atingido sua capacidade máxima de carga, Figura 2.10 .

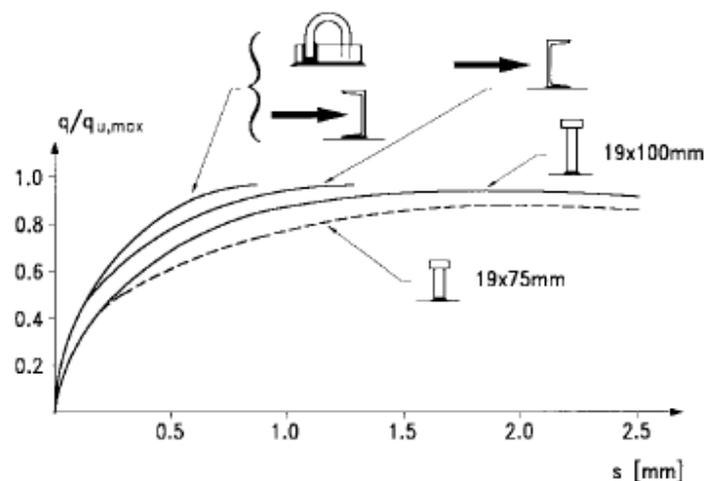


Figura 2.9 – Curva carga versus deslizamento, Cosenza & Zandonini (1999).

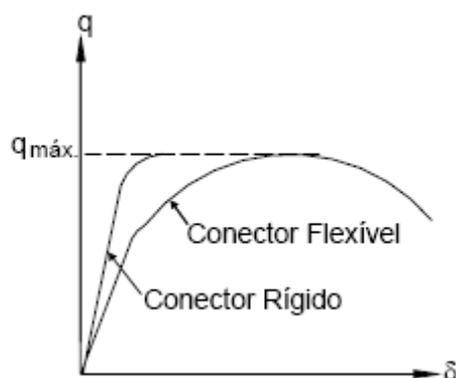


Figura 2.10 – Classificação dos conectores e suas curvas características, David (2007).

A ductilidade dos conectores não afeta o comportamento da viga em regime de utilização (fase elástica). Entretanto, no regime último (fase pós-elástica), esta permite a redistribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal entre os conectores. Isto significa que sob o carregamento crescente um conector dúctil pode continuar a deformar-se com solicitações próximas à sua ruptura e com isso permitir que os conectores seguintes absorvam maior força de cisalhamento e atinjam sua resistência. Isso uniformiza o fluxo de corte, permitindo espaçar igualmente os conectores, otimizando a execução da viga mista, David (2007).

O conector flexível ao se tratar do modo de falha, não é ideal em algumas situações porque se deforma sob carga, sendo propenso à fadiga que é o caso dos conectores *studs*.

O conector rígido não se deforma sob carga e proporciona uma conexão praticamente sem deslizamento relativo entre o aço e o concreto. Seu modo de falha é caracterizado por ruptura frágil, com esmagamento ou cisalhamento do concreto, situações estas indesejáveis por questões de segurança estrutural. Porém esse tipo de conector não tende a sofrer problemas de fadiga.

Um conector de cisalhamento ideal é aquele cujo o comportamento é caracterizado por deslizamento nulo (ou quase nulo) para cargas de serviço e ductilidade em estado limite último. Portanto, as características de um conector rígido são desejáveis em condições de serviço e as características de um conector flexível são desejáveis em estado limite último, Veríssimo (2007).

### 2.1.3. Ensaio de *push-out* segundo EUROCODE 4 (2005)

O ensaio *push-out*, Figura 2.11, consiste num perfil de aço “I” em posição vertical de comprimento pequeno entre duas lajes de concreto, solidarizadas ao perfil através dos conectores a ensaiar. O conjunto é submetido a uma carga vertical que produz a força de cisalhamento na interface entre o concreto e a mesa do perfil.

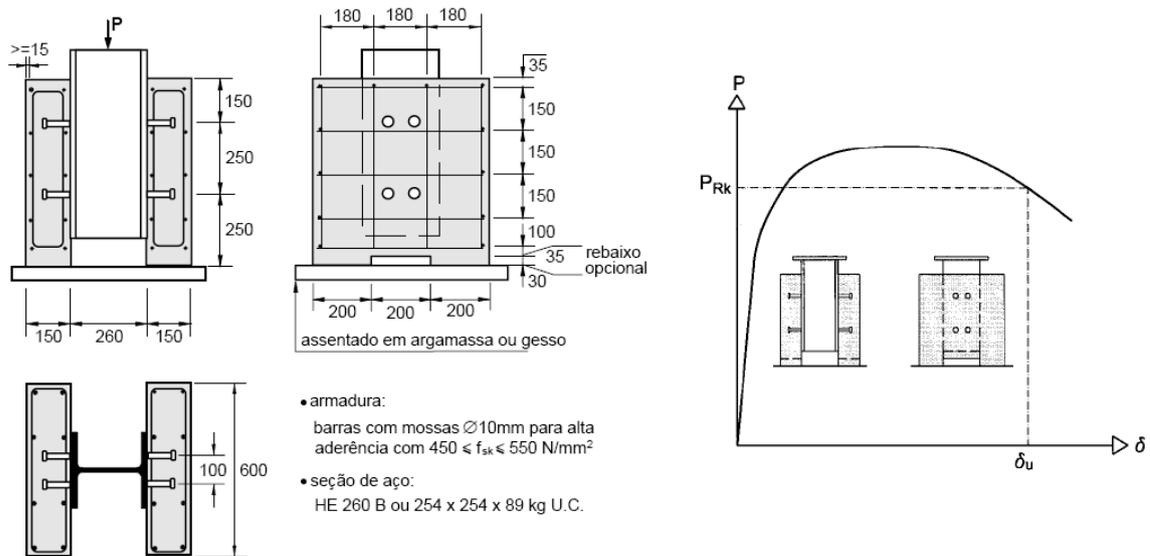


Figura 2.11 – Ensaio de *push-out*, Eurocode (2005)

Os procedimentos seguidos nos ensaios são recomendados pelo EUROCODE 4 (2005):

- (1) Inicialmente aplicam-se incrementos de carga até atingir 40% da carga máxima esperada, e então são realizados 25 ciclos de carga/descarga entre as cargas correspondentes a 5% e 40% da carga prevista de ruptura;
- (2) Os incrementos de carga após a fase cíclica devem ser aplicados de modo a não provocar ruptura antes de um período de 15 minutos;
- (3) O deslizamento relativo entre a laje de concreto e a viga de aço deve ser monitorado em todo ensaio, sendo este medido pelo menos até que a carga aplicada decresça em 20% do valor máximo;
- (4) Deve-se medir também, próximo aos conectores, a separação transversal entre a mesa e a laje.

Na fase (1), o carregamento deve ser feito com controle de carga, enquanto que na fase (2) por controle de deslocamento.

Para análise dos resultados dos ensaios de três modelos nominalmente idênticos, cujo desvio padrão entre o resultado individual de cada modelo com os resultados médios não excedam a 10%, a resistência de cálculo do conector pode ser determinada pela eq. (2.1).

$$q_{rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (2.1)$$

Onde:

$f_u$  é a resistência à ruptura especificada para o material do conector;

$f_{ut}$  é a resistência à ruptura do conector obtida no ensaio experimental;

$\gamma_V$  é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,25

$P_{Rk}$  é a menor resistência encontrada dos três ensaios de modelos idênticos reduzida em 10%.

O valor da capacidade de deslizamento  $\delta_u$  deve ser tomado como o maior valor medido no nível de carga característica ( $P_{Rk}$ ), como mostra a Figura 2.11. A carga característica é tomada como a menor carga de colapso, dividida pelo número de conectores, reduzida de 10%. O deslizamento característico  $\delta_{uk}$  considerado foi igual a  $0,9\delta_u$ .

A preparação dos protótipos devem seguir algumas recomendações: - a superfície de contato entre a mesa do perfil e a laje de concreto deve ser engraxada a fim de eliminar a aderência química; - o concreto deve sofrer cura ao ar. Deve-se também determinar a resistência ao escoamento do aço do conector. Os ensaios do tipo *push-out* permitem obter as relações entre forças aplicadas e deformações correspondentes de forma mais simples e direta do que nos ensaios de flexão.

#### 2.1.4.

#### **Ensaio de conectores em modelos experimentais não usuais**

Topkaya et al. (2004) descrevem os ensaios de cisalhamento direto em modelos não usuais. Nestes ensaios os protótipos eram constituídos de apenas uma laje, com os conectores soldados a uma chapa metálica, e esta aparafusada a uma estrutura de reação. A fim de se reduzir o atrito entre o concreto e a chapa e entre o concreto e a fôrma inferior, utilizou-se uma placa

plástica. Estes ensaios tiveram como objetivo analisar o comportamento dos conectores com concreto entre 3 e 48 horas de idade.

O carregamento foi aplicado na laje em posição horizontal pelos seguintes motivos: devido à baixa resistência do concreto os protótipos não poderiam ser transportados, ou seja, foram concretados e ensaiados no mesmo local, além disso, a laje em posição horizontal não se separa do perfil, o que ocorre na posição convencional.

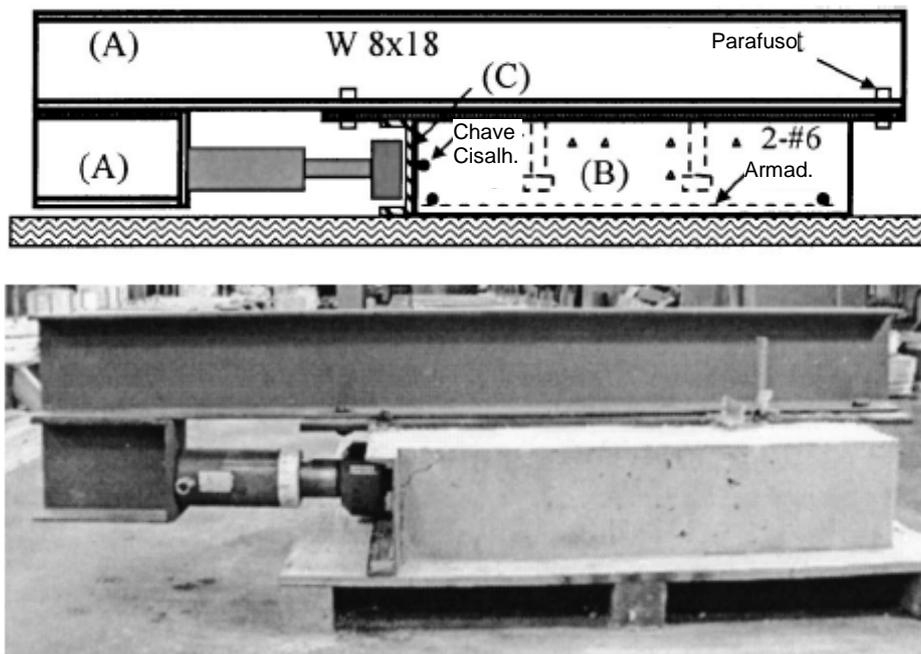


Figura 2.12 – Esquema do ensaio *push-out*, Topkaya et al. (2004)

Valente (2007) utilizou um sistema similar ao anterior. O ensaio denominado *Single Push-out Test* foi realizado no Instituto de Concreto Estrutural na “RWTH Aachen University” na Alemanha. Neste ensaio, a estabilidade estrutural não resulta da construção simétrica, e sim de um jogo de equilíbrio de forças, Hegger et al. (2001) . Como a força lateral resultante durante o cisalhamento não permanece a um nível constante, o ensaio deve ser capaz de localizar tal mudança sem perder seu estado estável de equilíbrio.

Uma forma que envolve o concreto foi escolhida como solução, Figura 2.13. Dois estribos fixos adicionais criaram um momento que opõe o momento resultante. Este momento neutralizado adapta a todo nível de carga. Até mesmo uma troca paralela na força de cisalhamento resultante (perpendicular ao corpo do conector) é aceita pelo sistema sem qualquer reação cinemática. Uma torção leve do aço relativo ao concreto é esperado durante o ensaio, mas o estribo

superior da fôrma constitui uma restrição horizontal. Assim que a torção começasse, com o impacto dos nós de aço no estribo, formaria então um porte correção na vertical. Quando o processo de separação se prossegue, a chapa retorna a uma posição paralela.

Este modelo de ensaio é de fácil fabricação. Pode ser inserido no pórtico de ensaio por uma única pessoa e utiliza um sistema de cargas hidráulico menor do que os dos ensaios *push-out* convencionais. Para o caso de Valente (2007), foi particularmente satisfatório para o concreto de alta resistência que possuía um volume limitado de concreto.

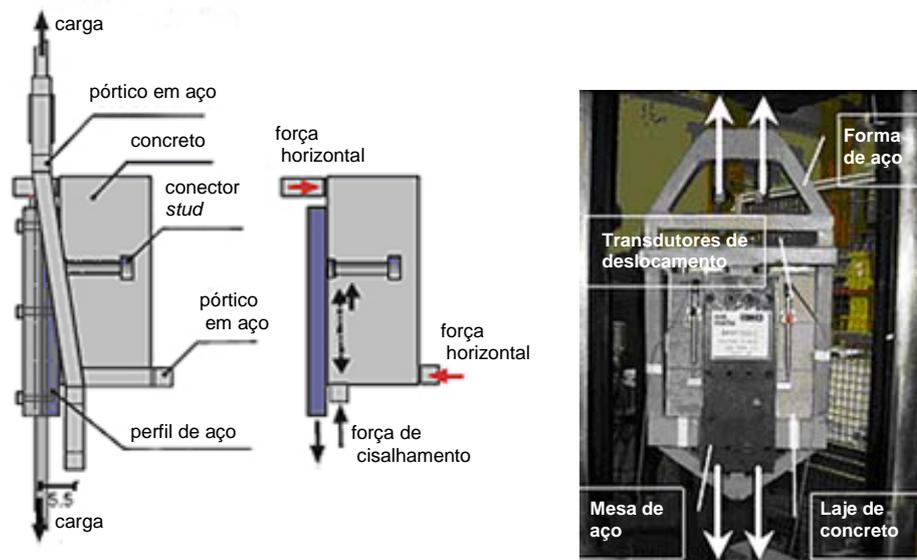


Figura 2.13 – *Single push-out test*, Valente (2007)

São vários os aspectos importantes obtidos dos resultados dos ensaios com o conector *Perfobond*, um dos objetivos de estudo desse trabalho. Entre eles: o modo de ruptura, a relação força-deslizamento, a ductilidade da conexão, a influência da espessura da chapa do conector, do tamanho e da forma do furo, da altura do conector, da quantidade de furos e espaçamento entre eles, da resistência do concreto e da armadura transversal. Todos estes itens foram apresentados detalhadamente por Veríssimo (2007) e serão aqui discutidos na apresentação dos resultados dos ensaios de *push-out* com este conector.

### 2.1.5.

#### **Equações para cálculo da resistência de conectores**

As normas relativas às construções mistas apresentam valores da resistência nominal ou expressões para cálculo desta resistência com base em

extensivos programas de ensaios. Existem também equações deduzidas por pesquisadores, que ainda não fazem parte de normas, talvez, devido à necessidade de mais ensaios ou talvez a serem restritas a certos tipos de laje, armaduras ou outra característica que restringem sua utilização. São apresentadas a seguir algumas equações encontradas na bibliografia pesquisada.

a) Conectores pinos com cabeça – *Studs*

A resistência nominal de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça, totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço, é dada pelo menor dos dois valores seguintes, NBR 8800:2008:

$$q_n = \frac{0,5}{\gamma_{cs}} A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c} \quad (2.2)$$

$$q_n = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_u}{\gamma_{cs}} \quad (2.3)$$

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:

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (2.4)$$

$$E_{cs} = 0,85.E_{ci} \quad (2.5)$$

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 nominal para os conectores tipo U, conforme a NBR 8800:2008 é dada por:

$$q_n = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_w)L_{cs}\sqrt{f_{ck}.E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.6)$$

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;

$t_w$  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 75mm e, a força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento de perfil U formado a frio deve ser determinada com a equação (2.6) 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).

c) Conector Tipo-T (Bloco), Âncora e Braçadeira (barras)

O EUROCODE 4 (2001), numa versão anterior, apresentava os conectores tipo bloco (rígidos), Figura 2.14, bem como sua fórmula para seu dimensionamento. O conector tipo-T pode ser dimensionado como conector tipo bloco (Figura 2.14) caso as seguintes prescrições sejam 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 ( $L \leq 10 \times b_f$ ; 150mm).

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

$$q_u = \eta \cdot A_{f1} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (2.7)$$

Onde:

$A_{f1}$  é a área da superfície frontal (Figura 2.14);

$\eta$  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 (Figura 2.15). 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).

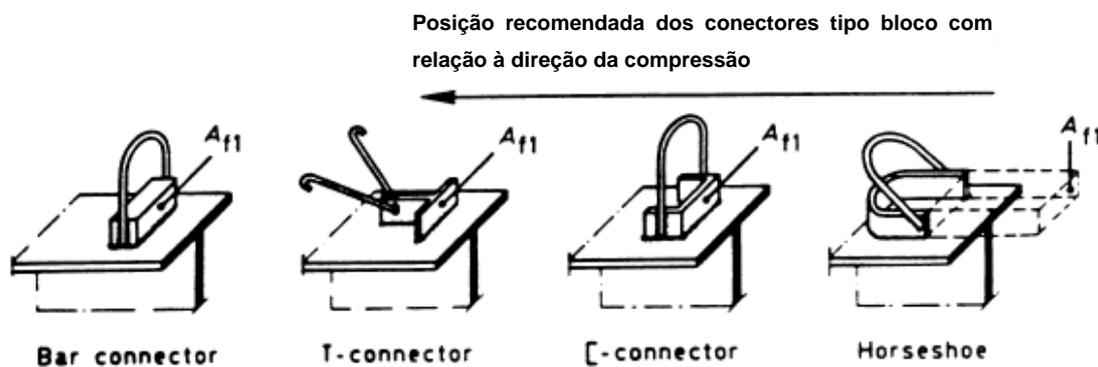


Figura 2.14 – Conectores tipo bloco, EUROCODE 4 (2001).

Se as soldas que prendem o conector a mesa da viga forem projetadas satisfatoriamente, a falha é alcançada pelo esmagamento do concreto. O limite do coeficiente  $\eta$  explica o efeito do estado triaxial de tensão na força do concreto, e impõe simultaneamente que o apoio (contenção) lateral é adequada (com sua ligação com a área  $A_{f2}$ ) e que a distância dos conectores é suficiente de forma a assegurar que sua capacidade total de resistência é desenvolvida.

Para estes tipos de conectores uma armadura de aço em âncora ou braçadeira devem estar presentes. Estas armaduras devem ser projetadas para resistir à força de separação (*uplift*) que pode ser suposta como o igual à 1/10 de  $q_{u,d}$ . A resistência de projeto ao cisalhamento longitudinal para cada âncora ou argola é dada pela equação (2.8):

$$q_u = A_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{\cos \beta}{\sqrt{1 + \sin^2 \alpha}} \quad (2.8)$$

Onde:

$A_s$  é a área da seção transversal da barra (âncora ou braçadeira);

$\alpha$  é o ângulo entre a barra e o plano da mesa, (Figura 9);

$\beta$  é o ângulo no plano horizontal entre a barra e o eixo longitudinal da viga;

$f_{yd}$  é a resistência ao escoamento da barra, tomados como  $f_y / \gamma_a$  ou  $f_{sk} /$

$\gamma_s$ ;

$\gamma_a$ ,  $\gamma_s$  são fatores de segurança do para o aço estrutural ou armadura ( $\gamma_a = 1,10$  e  $\gamma_s = 1,15$ ).

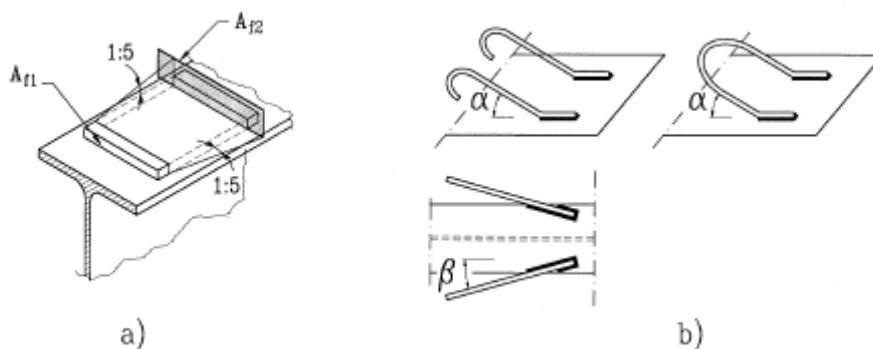


Figura 2.15 – (a) Definição das áreas  $A_{f1}$  e  $A_{f2}$ . (b) Definição dos ângulos  $\alpha$  e  $\beta$ .

Como indicado acima, os conectores tipo bloco requerem a combinação com as barras a fim de impedir a separação vertical entre o aço e o concreto. Pode ser conveniente usar também estes tipos de conectores para resistir à força de cisalhamento longitudinal. Devido à rigidez e os modos de falhas serem

diferentes entre os conectores, a resistência total  $q_{u\ total}$  é menor do que a soma das resistências de cada um dos conectores considerados individualmente; as seguintes expressões podem ser usadas na ausência da determinação exata da resistência de projeto ou de ensaios:

$$q_{u\ total} = q_{u\ Bloco} + 0,5 \cdot q_{u\ Ancora} \quad (2.9)$$

$$q_{u\ total} = q_{u\ Bloco} + 0,7 \cdot q_{u\ Braçadeira} \quad (2.10)$$

As soldas que conectam o sistema a mesa da viga devem ser projetadas para uma força cisalhamento total igual a  $1,2 q_{u\ Bloco} + q_{u\ barra}$  ( $q_{u\ Ancora}$  ou  $q_{u\ Braçadeira}$ ).

#### d) Conector *Perfobond*

A primeira equação sugerida para o cálculo da resistência do conector *Perfobond* foi proposta por Oguejiofor & Hosain (1994), que considera a contribuição de três parâmetros essenciais: a laje de concreto sujeita ao cisalhamento, a armadura transversal e os cilindros de concreto que passam através dos furos do *Perfobond*.

$$q_u = 0,590 \cdot A_c \cdot \sqrt{f'_c} + 1,233 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 2,871 \cdot n \cdot d^2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2.11)$$

Onde:

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

$A_c$  é a área efetiva de concreto da seção longitudinal da laje (mm<sup>2</sup>);

$A_{tr}$  é a área das barras de armadura transversal presente nos furos do conector (mm<sup>2</sup>);

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

$n$  é o número de furos do conector;

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

$f_y$  é a resistência nominal à tração do aço (MPa).

Após propor a Eq. (2.11), Oguejiofor e Hosain (1997) realizaram algumas análises numéricas e estabeleceram uma nova equação, Eq.(2.12), que quantificaria melhor a capacidade de resistência ao cisalhamento da ligação. A

primeira parte da nova equação difere da Eq. (2.11), na qual se refere à resistência local sob o conector *Perfobond*.

$$q_u = 4,5 \cdot h_{sc} \cdot t_{sc} \cdot f'_c + 0,91 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 3,31 \cdot n \cdot d^2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2.12)$$

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*:

$$q_u = 9 \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{f'_c} + 60 \cdot b_f \cdot L_c + 0,9 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 20 \cdot n \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2.13)$$

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).

O primeiro termo avalia a contribuição da laje de concreto, o segundo avalia a ligação química, o terceiro termo a armadura transversal e o último termo a contribuição dos cilindros de concreto.

A eq.(2.14) a seguir corresponde a eq.(2.13) transformada para o sistema SI, resultando a resistência em N (Newton).

$$q_u = 0,747.b.h.\sqrt{f'_c} + 0,413.b_f.L_c + 0,9.A_{tr}.f_y + 1,66.n.\pi.\left(\frac{d}{2}\right)^2.\sqrt{f'_c} \quad (2.14)$$

Ushijima et al. (2001) propuseram duas equações baseadas em estudos experimentais que calcula a resistência por furo. A primeira equação, eq.(2.15), é para os conectores *Perfobond* sem armaduras nos furos:

$$q_u = 3.38.d^2.\sqrt{\frac{t_{sc}}{d}}.f'_c - 39 \quad (2.15)$$

E é limitada pela seguinte condição:

$$22 < d^2.\sqrt{\frac{t_{sc}}{d}}.f'_c < 194 \quad (2.16)$$

A segunda equação, eq.(2.17) , considera a presença das armaduras nos furos.

$$q_u = 1,45\left[\left(d^2 - d_{st}^2\right)f'_c + d_{st}^2.f_y\right] - 26,1 \quad (2.17)$$

Esta equação é limitada pela seguinte condição:

$$51 < \left(d^2 - d_{st}^2\right)f'_c + d_{st}^2.f_y < 488 \quad (2.18)$$

Onde as variáveis têm o mesmo significado que nas expressões anteriores, no sistema SI, e acrescentando:

$d_{st}$  é o diâmetro das armaduras que passam pelos furos (mm);

Al-Darzi et al. (2007) publicaram no *American Journal of Applied Sciences* um estudo sobre o conector perfobond, no qual propuseram a seguinte equação para o cálculo da sua resistência:

$$q_u = 255,31 + 7,62 \times 10^{-4}.h_{sc}.t_{sc}.f_{ck} - 7,59 \times 10^{-7}.A_{tr}.f_y + 2,53 \times 10^{-3}.A_{sc}.\sqrt{f_{ck}} \quad (2.19)$$

Onde:

$q_u$  é a resistência última ao cisalhamento (kN);

$A_{sc}$  é a área de concreto nos furos do conector;

$f_{ck} = f'_c$

Veríssimo (2007) ao estudar o conector *Crestbond*, na qual a equação será apresentada a seguir, constatou que ao considerar a influência da taxa de armadura e da excentricidade do conector na equação da resistência, obtêm-se resultados mais próximos das medições experimentais. Comparando com os resultados de Oguejiofor & Hosain (1994), e com uma análise de regressão múltipla, propôs a seguinte equação:

$$q_u = 3,68 \cdot \sqrt{\frac{h_{sc}}{t_c}} h_{sc} t_{sc} f'_c + 2,6 \cdot n \cdot d^2 \sqrt{f'_c} + 0,13 \cdot A_{cc} \sqrt{f'_c} + 34,3 \times 10^6 \cdot \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (2.20)$$

Onde:

$t_c$  é a espessura da laje (mm);

$A_{cc}$  é a área de cisalhamento do concreto por conector ( a área longitudinal da laje menos a área do conector) (mm<sup>2</sup>);

$A_{tr}$  é a área total da armadura transversal no entorno do conector (incluindo as armaduras dos furos e as externas) (mm<sup>2</sup>);

#### d) Conector *Crestbond*

A resistência última deste conector, segundo Veríssimo (2007), decorre de quatro fenômenos: a resistência frontal do conector, o corte dos pinos de concreto nas aberturas do conector, o cisalhamento longitudinal na laje na linha do conector e o efeito da armadura. Após estudos experimentais e teóricos com redes neurais, propôs a seguinte equação para a resistência do *Crestbond*:

$$q_u = 1,94 \cdot \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f'_c + 2,72 \cdot n \cdot d^2 \sqrt{f'_c} + 0,07 \cdot A_{cc} \sqrt{f'_c} + 1,79 \times 10^7 \cdot \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (2.21)$$

Onde:

$t_{PL}$  é a espessura da pré-laje

Esta equação é válida somente em condições compatíveis com as faixas que foram estudadas nesta investigação: espessura do conector (mm) –  $12 \leq t_{sc} \leq 12,7$ ; diâmetro das aberturas (mm) –  $40 \leq d \leq 60$ ; resistência do concreto (MPa)

–  $25 \leq f_{ck} \leq 50$ ; espessura da laje (mm) –  $100 \leq t_c \leq 150$ ; espessura da pré-laje (mm) –  $30 \leq t_{PL} \leq 45$ . O primeiro termo considera o efeito de excentricidade do conector.

Segundo Veríssimo et al. (2007), no conjunto dos modelos que foram estudados pelo autor houve variação da altura dos conectores, enquanto a espessura das lajes permaneceu quase sempre constante. Conseqüentemente, a posição da resultante de compressão na face frontal do conector ( $F_f$ ) também variou, Figura 2.16. Nos modelos das séries A, B e C esta força possuía excentricidade maior em relação ao eixo da laje do que nos modelos da série D. Na Figura 2.16 mostra-se esquematicamente a excentricidade das forças internas na laje. Quando a excentricidade da força frontal é grande, a laje fica mais solicitada de um lado e rompe primeiro do lado mais solicitado. Neste caso, como os esforços não chegam a se distribuir por toda a seção da laje, a resistência última é um pouco menor do que quando a força na laje tem pequena excentricidade.

Nos modelos da série D, bem como nos de Oguejiofor & Hosain (1994), a excentricidade da força frontal é pequena. Nessa situação os esforços se distribuem de forma mais uniforme em toda a espessura da laje.

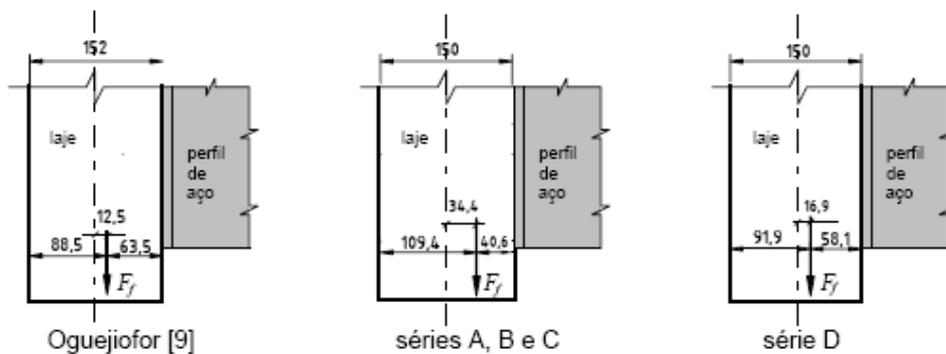


Figura 2.16 – Variação da excentricidade da força frontal, Veríssimo et al. (2007)

## 2.2. Vigas Mistas

### 2.2.1. Histórico

Segundo David (2007), os primeiros ensaios relacionados às vigas mistas sem conectores de cisalhamento foram realizados na Inglaterra em 1914, pela

empresa Radpath Brow and Company. Em 1922, mais ensaios foram feitos, desta vez no Canadá, supervisionados pela Dominion Bridge Company.

A carência do aço após a II Guerra Mundial levou os engenheiros europeus a utilizar a laje de concreto como parte componente das estruturas em aço, iniciando-se pesquisas sistemáticas que esclareceram o comportamento da viga mista para esforços estáticos e cíclicos, David (2007).

Os primeiros estudos teóricos com referência ao comportamento e resistência de vigas mistas de aço e concreto foram desenvolvidos a partir das teorias aplicadas ao concreto armado. A primeira teoria com base na análise elástica de vigas mistas se consolidou na Inglaterra.

A fim de se avaliar a interação entre o aço e o concreto, vários ensaios em vigas mistas com conectores de cisalhamento foram realizados. Verificou-se a ocorrência do deslizamento na interface aço-concreto, fazendo com que a partir dessa consideração, várias teorias elásticas fossem desenvolvidas. Além de teorias elásticas, foram também desenvolvidas teorias com referência a resistência última. A partir da década de 60, vários trabalhos com base em ensaios experimentais em vigas mistas foram realizados e publicados.

Oguejiofor & Hosain (1991) realizaram um total de seis ensaios de viga mista em escala real afim de comparar os resultados obtidos dos ensaios de push-out. Utilizaram conectores tipo Perfobond e tipo Stud, em vigas com 4,66m de vão e com largura de laje de 2,4m. Dos resultados obtidos com conector Perfobond, foco da pesquisa, sobre o modo de falha, constatou-se o surgimento de fissuras longitudinais no concreto acima do conector, seguida do esmagamento do concreto a frente do conector. Quando utilizaram espaçamento entre conectores de 790mm, ocorreu alta concentração de tensão devido ao espaçamento entre os conectores Perfobond. Ao realizarem ensaio com espaçamento menor, de 241mm e com conectores menores, a concentração de tensão foi reduzida, retardando o esmagamento do concreto e resultando numa carga última maior.

Oehlers & Sved (1995) desenvolveram um procedimento que relaciona diretamente a resistência à flexão de uma viga mista com a resistência e ductilidade dos conectores de cisalhamento, podendo este ser usado para projetar uma sessão mista no qual não ocorra uma falha prematura através de fratura dos conectores devido a um excessivo deslizamento. Tal procedimento pode ser adotado em vigas com baixo grau de interação ao cisalhamento (abaixo de 60% em relação a interação total), para todas as formas de seção mista, para

todos os comprimentos de vigas, para todos tipos de carregamentos e para cargas de longa e curta duração.

Oehlers et al. (1997) avaliou o efeito da interação parcial na resistência da ligação ao cisalhamento total em vigas mistas. Mostrou que, para vigas mistas em edifícios, onde a resistência axial da seção do concreto é normalmente muito maior do que da seção de aço, a interação parcial não apresenta efeito significativo na resistência. Inversamente, isso pode ocorrer quando se utiliza seções de aço robustas, a qual a resistência do aço é maior que a resistência do concreto.

Wang (1998) avaliou a máxima deflexão de uma viga mista com interação parcial, através do estudo do método aproximado da rigidez do conector de cisalhamento, diferentemente do que as normas correntes apresentavam, no qual a deflexão era baseada na resistência dos conectores. A viga em consideração foi simplesmente apoiada com carregamento distribuído. Para validação da sua aproximação, comparou seu valor com resultados obtidos de uma modelagem numérica e com alguns ensaios de vigas mistas presentes na literatura, concluindo que seu método pode ser utilizado na prática.

Oehlers et al. (2000) desenvolveu um procedimento simples a fim de avaliar o efeito benéfico do atrito na interface da força e resistência dos conectores de cisalhamento em vigas mistas sujeitas a fadiga.

Seracino et al. (2001) apresentaram um novo conceito de interação parcial focando num procedimento simples para obtenção da interação parcial através de parâmetros utilizados na interação total.

Machacek & Studnicka (2002) realizaram três ensaios de viga mista para verificar os resultados obtidos com ensaio push-out com vão de 6,0m. Os conectores estudados foram o tipo Perfobond. Os resultados confirmaram o comportamento previsto da conexão ao cisalhamento. As flechas e deformações de todas as vigas mistas no regime elástico coincidiram com os valores calculados. Entretanto, os autores recomendam o uso da teoria elástica para o projeto prático de vigas com esse conector, visto que a ductilidade da ligação não atendeu ao valor recomendado pelo EUROCODE 4 (2005).

Nie et. al. (2004) conduziram dezesseis ensaios de viga mista sob carregamento estático e dois ensaios em vigas de aço para investigar o mecanismo de resistência ao cisalhamento e a resistência da viga mista. Os principais parâmetros experimentais foram a relação entre o vão de cisalhamento e o vão entre apoios, e a largura e espessura da laje de concreto. Baseado nas medidas das deformações, a tensão na viga de aço foi analisada

usando teorias da elasticidade e plasticidade, e o cisalhamento vertical da viga de aço foi calculado. A resistência ao cisalhamento da laje de concreto foi obtida subtraindo-se a contribuição da viga de aço da carga total aplicada. Verificou-se que a laje de concreto poderia sustentar 33-56% do total de cisalhamento último aplicada a viga mista, contrariando a típica contribuição consideradas na maioria das normas. O autor propôs uma equação para o cálculo da resistência ao cisalhamento que considera ambas contribuições: da viga de aço e da laje de concreto.

Kotinda (2006) apresentou no seu trabalho modelos numéricos tridimensionais de vigas mistas com vistas a simular o seu comportamento estrutural, principalmente no referente à interface entre viga de aço e laje de concreto. Os modelos foram constituídos por vigas mistas simplesmente apoiadas com laje de faces planas e conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (Stud). As simulações foram realizadas por meio do código de cálculo ANSYS versão 8.0, tendo como base o Método dos Elementos Finitos. Os resultados obtidos foram comparados com valores experimentais, extraídos de trabalhos apresentados por outros pesquisadores.

Queiroz et. al. (2007) realizaram um estudo em elementos finitos para avaliar a interação parcial e total da ligação ao cisalhamento em vigas mistas. Utilizaram um modelo 3-D que foi capaz de simular o comportamento a flexão de uma viga biapoiada sujeita a carga concentrada e distribuída. Com isso foi possível avaliar a deflexão, o deslizamento longitudinal entre o aço e concreto, a distribuição da força nos conectores e os modos de falha. Nesse estudo avaliaram os conectores tipo Stud. A confiabilidade do modelo foi demonstrada através de comparação com modelos experimentais e análises numéricas.

Valente (2007) realizou uma série de ensaios experimentais em vigas mistas de aço e concreto leve, submetidas a carregamentos monotônicos e cíclicos. Durante os ensaios, avaliou a evolução da carga aplicada, a deformação vertical, o deslizamento na interface aço-concreto e as deformações em algumas seções pré-definidas. Estes parâmetros permitiram avaliar a perda de interação entre as seções de aço e concreto leve. Para obter informação útil para a caracterização da ligação aço-concreto leve e para avaliação do comportamento de vigas mistas, realizou ensaios do tipo push-out com carregamentos monotônicos e cíclicos. No seu trabalho, foram estudados conectores tipo Stud, Perfobond e tipo T.

David (2007) desenvolveu um estudo teórico e experimental sobre conectores em perfil U formado a frio e vigas mistas constituídas de perfis formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. Da análise das vigas mistas simplesmente apoiadas, por meio de simulações numéricas e ensaios experimentais, verificou-se a influência da: armadura de costura, do posicionamento dos conectores, do deslizamento na interface e suas implicações na determinação do deslocamento vertical.

Machacek & Cudejko (2008) investigaram os conectores Perfobond em vigas mistas treliçadas em ensaio em escala real, adotando interação total. Os resultados experimentais serviram para calibrar o modelo de elemento finito em 3-D no programa Ansys que foi utilizado para um extensivo estudo paramétrico da distribuição do fluxo de cisalhamento na interface entre o aço e o concreto.

Jeong et al. (2009) avaliaram os conectores Perfobond em ensaios tipo push-out e escala real. Foram realizados dezesseis ensaios em escala real. Neste estudo, a resistência ao cisalhamento das lajes mistas para pontes sujeitas a cargas superficiais, foram avaliadas pelo método m-k. A resistência ao cisalhamento da laje resultante das cargas superficiais, corresponderam com a resistência ao cisalhamento puro obtido dos push-out. No entanto, quando o comprimento do vão de cisalhamento diminuiu, este valor foi superestimado. Assume-se que isto foi causado pela força de atrito entre a chapa de aço e o concreto, na qual aumenta conforme aumenta a força normal na interface. Para eliminar esse problema, recomenda-se adotar um vão de cisalhamento de forma que os efeitos da força normal na interface seja insignificante.

### **2.2.2. Largura efetiva**

No dimensionamento de vigas mistas, assume-se que as deformações tem uma distribuição uniforme ao longo da largura da laje, porém isso não ocorre. O sistema de piso com vigas mistas consiste essencialmente de uma série de vigas T paralelas com mesa larga e delgada. A presença de deformações de cisalhamento no plano da laje de concreto faz com que as seções não mais permaneçam planas, provocando uma variação das tensões normais ao longo da largura da mesa (*shear lag*). A tensão é maior imediatamente sobre a viga, decrescendo a medida que vai se distanciando do centro, como mostrado na Figura 2.17. Assim somente uma parte da largura da mesa é efetiva.

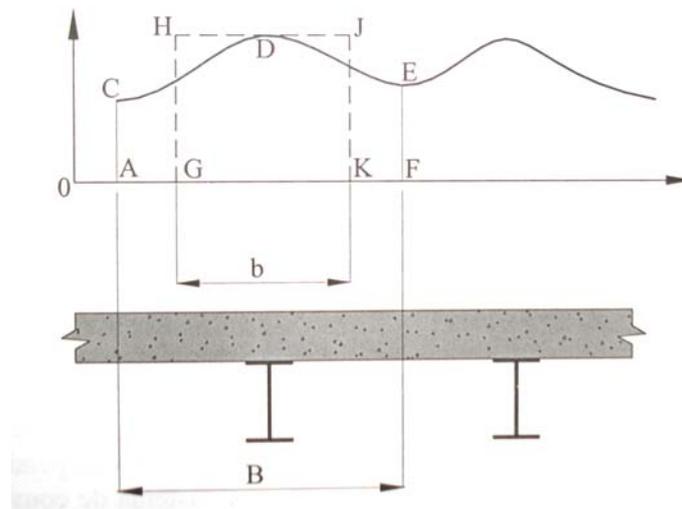
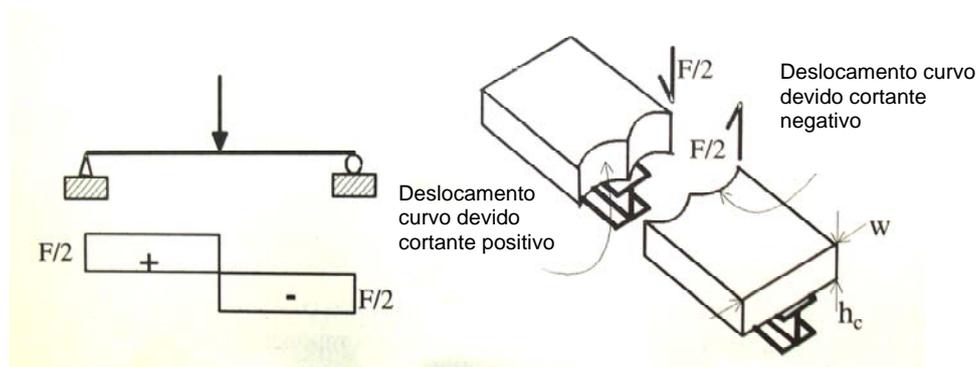


Figura 2.17 – Largura efetiva  $b$ , Queiroz et al.(2001)

Para melhor entendimento do efeito *shear lag*, toma-se como exemplo a viga T simplesmente apoiada com uma carga concentrada, Figura 2.18a. A distribuição do fluxo de cisalhamento na laje é linear, e isto produz deslocamentos complementares na direção longitudinal que são parabólicos na direção transversal. No lado esquerdo da viga, o cortante é positivo e os deslocamentos complementares são mostrados na Figura 2.18b. Por outro lado, o lado direito da viga sujeita ao cortante negativo, resulta também nos deslocamentos complementares como mostra a Figura 2.18b. Para que seja mantida a compatibilidade geométrica no meio do vão, são necessárias mudanças na distribuição da tensão de flexão como também na distribuição de tensão cisalhante. Estas mudanças nas tensões resultam no efeito *shear lag*.



a) Viga e diagrama do cortante

b) Deslocamento torcido calculado pela teoria convencional

Figura 2.18 – Incompatível deslocamento complementar em uma descontinuidade do cortante, Oelhlers & Bradford, 1999.

Para que se possa calcular uma viga mista admitindo que as seções permanecem planas após a flexão, é necessário calcular uma largura fictícia (efetiva),  $b_{ef}$ , que multiplicada pela tensão,  $\sigma_{max}$ , forneça a mesma resultante dada pela distribuição não uniforme das tensões, Figura 2.19.

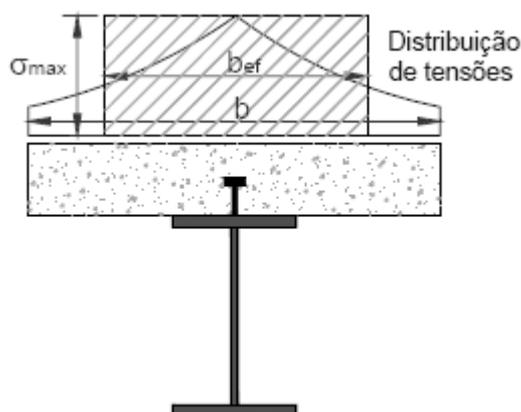


Figura 2.19 – Distribuição de tensões na laje, David 2007.

As normas fornecem expressões simplificadas para o cálculo da largura efetiva. Para o caso de vigas mistas biapoiadas a NBR8800:2008 e o EUROCODE 4 recomendam que a largura efetiva da mesa do concreto seja igual a soma das larguras efetivas para cada lado da linha de centro da viga, cada qual devendo ser igual ao menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga, medido de centro a centro dos apoios;
- metade da distância até a linha de centro da viga adjacente;
- distância até a face de uma laje em balanço.

### 2.2.3. Dimensionamento de vigas mistas biapoiadas

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

No Anexo B são apresentadas as formulações normativas, segundo EUROCODE 4, utilizadas na determinação do momento resistente último da viga através do método plástico.