

VIGAS MISTAS DE CHAPA DOBRADAS (MU 7902514-5) UTILIZANDO O EUROCODE COMO BASE PARA O DIMENSIONAMENTO.

PREÂMBULO

Os Eurocódigos Estruturais compreendem um conjunto de normas europeias relativas ao projeto estrutural e geotécnico de edifícios e outras obras de engenharia civil.

Abaixo é mostrada a relação de Eurocódigos já publicados ou em fase de preparação, grande parte foi traduzida para o português, pelo Instituto Português da Qualidade:

Eurocódigo 1	“Bases de projectos e acções em estruturas”
Eurocódigo 2	“Projecto de estruturas de betão”
Eurocódigo 3	“Projecto de estruturas de aço”
Eurocódigo 4	“Projecto de estruturas mistas aço-betão”
Eurocódigo 5	“Projecto de estruturas de madeira”
Eurocódigo 6	“Projecto de estruturas de alvenaria”
Eurocódigo 7	“Projecto geotécnico”
Eurocódigo 8	“Disposições para o projecto de estruturas sismo-resistente”
Eurocódigo 9	“Projecto de estruturas de alumínio”
Eurocódigo 7	“Projecto geotécnico”

GENERALIDADES

A viga mista de chapa dobrada a frio está abrangida no EUROCODE 4, como demonstrado pelas definições inseridas no artigo 1.4.2 dessa norma, abaixo transcrito:

“**Elemento misto:** Elemento estrutural com um componente de betão e um de aço estrutural ou conformado a frio, interligados por conector de corte de modo a limitar o escorregamento longitudinal entre o betão e o aço e a separação entre componentes”

“**Viga mista: Elemento misto** sujeito principalmente a flexão. Só os elementos em que a seção de aço estrutural é simétrica em relação ao eixo de menor inércia são tratados no presente EUROCODIGO.”

“**Laje mista: Um elemento misto** horizontal bidimensional sujeito principalmente a flexão, em chapas perfiladas:

-são utilizadas como cofragens permanentes capazes de suportar o betão úmido, as armaduras e as acções de construção, e

-posteriormente, se combinam estruturalmente ao betão endurecido e atuam como parte ou como totalidade da armadura de tracção.”

COMENTÁRIOS

Esta norma é ampla, não limita o processo de fabricação ou a seção do perfil, permitindo que o engenheiro com sólida formação acadêmica e grande experiência na execução de projetos e obras, possam encontrar a melhor solução para a obra a ser executada.

Pela definição, pode-se considerar vigas mistas abrangidas por essa norma, as que sejam formadas por perfil de aço formado a frio ou não, mas desde que a seção do perfil seja simétrica em relação ao eixo de menor inércia.

A limitação da utilização de perfil simétrico em relação ao eixo de menor inércia, quer dizer que o perfil deve ser simétrico ao eixo perpendicular ao plano da laje e que passa pelo centro de gravidade do mesmo. Essa limitação, tem por objetivo, evitar que tensões de cisalhamento no interior do perfil metálico, provocado pela variação do momento fletor ao longo do comprimento da viga, resulte no aparecimento de torção e tensões não desejadas no perfil metálico.

Na figura 1, é mostrado exemplos de seções de perfis previstos e não previstos pelo EC-4 para a formação de vigas mistas:

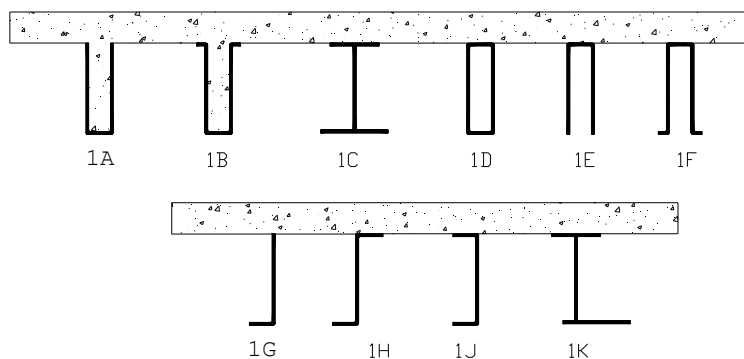


Fig. 1 Algumas seções de vigas mistas

Os perfis de aço com as seções exemplificadas em 1A, 1B, 1C, 1D, 1E, 1F, estão previstos pela norma, entretanto os perfis 1E, 1F, quando de sua utilização, deve ser tomado cuidados especiais para evitar deformações locais. Quanto aos perfis 1G, 1H, 1J e 1K, não estão previstos pela norma para formação de vigas mistas.

BASES PARA DIMENSIONAMENTO

REQUISITOS FUNDAMENTAIS

As vigas mistas deverão ser projetadas, para resistir com segurança, rigidez e ductilidade, aos esforços nas situações previstas, durante todo processo executivo até o final de sua vida útil. Também se deve ter em conta que no caso de acidentes tais como explosões, impactos ou erros humanos, suas conseqüências não sejam desproporcionais em relação às causas que os originaram.

ESTADOS LIMITES

Os estados limites são estados que além dos quais as estruturas deixam de satisfazer as exigências de projeto, classificados em:

Estado limite ultimo, que é associado ao colapso da estrutura.

Estado limite de utilização, é associado durante sua vida útil a padrões aceitáveis de deformação, vibração, permeabilidade e estética.

AÇÕES

As ações sobre uma estrutura podem ser definidas como forças e ou deslocamentos que é aplicada sobre uma estrutura, podendo ser divididas em:

Ações de acordo com a sua variação no tempo:

Ações permanentes (G), por exemplo, o peso próprio das estruturas, paredes, acessórios e equipamentos fixos;

Ações variáveis (Q), por exemplo, as sobrecargas, revestimentos, paredes, ventos e chuva;

Ações acidentais (A), por exemplo, as explosões, choques, colisões de veículos.

Ações de acordo com a sua variação no espaço:

Ações fixas, por exemplo, o peso próprio da estrutura;

Ações livres, por exemplo, sobrecargas móveis, ventos e neve.

Ações específicas em vigas mistas:

A retração do concreto e as variações não uniforme de temperatura provocam esforços nas seções transversais, tendo como consequência a curvatura e o alongamento dos elementos estruturais. Os efeitos que ocorrem em estruturas isostáticas, e também nas estruturas hiperestáticas, quando a compatibilidade das deformações não é tida em consideração, são classificados como efeitos primários (isostáticos). Para estes efeitos, as ações associadas têm de ser consideradas como diretas ou indiretas, de acordo com sua natureza.

Os efeitos primários da retração e da temperatura são associados nas estruturas hiperestáticas a efeitos de ações adicionais, de modo que os efeitos totais sejam compatíveis. Estes efeitos adicionais são classificados como efeitos secundários (hiperestáticos). No que se refere a estes efeitos, as ações associadas, que são normalmente forças nos apoios, devem ser consideradas como deformações impostas (ações indiretas).

Como as vigas mistas de chapa dobradas isostáticas, em geral, são compostas por perfis cuja seção transversal é muito pequena, quando comparada com a seção do concreto. Assim grandes tensões compressivas internas são geradas nos perfis de aço, provocando deformações importantes, mesmo que no estado limite ultimo, essas tensões não afetam negativamente o desempenho da mesma.

Portanto, é importante para reduzir a retração do concreto, atuar em todas as frentes para minimizar esses efeitos, tais como:

Usar a menor quantidade possível de água de amassamento, para atender a trabalhabilidade necessária;

Manter o micro ambiente em torno do concreto em cura, com temperatura adequada e compatível com a maior umidade possível;

Iniciar a aplicação do carregamento o mais tarde possível.

È importante ressaltar que por mais que se procure reduzir a retração do concreto, essa retração sempre existira e provocará fissuras no betão e tensões compressivas principalmente nas vigas mistas escoradas. A abertura das fissuras e sua distribuição dependem, além da eficiência da ligação entre o concreto e o perfil, da relação entre a área do concreto e a área do perfil na seção transversal da viga mista.

No EC4, artigo 3.1.3, para os casos mais comuns, pode-se atribuir os seguintes valores, como aproximação aceitável de retração livre total de longa duração (E_{cs}) abaixo:

Em ambientes secos0,325 mm/m.

Betão dentro de formas metálicas impermeáveis.....0,2 mm/m.

Se transferidas totalmente essas deformações, aos perfis de aço, serão geradas tensões entre 42 N/mm² e 68 N/mm², de compressão no perfil.

VALORES CARACTERÍSTICOS DAS AÇÕES

Os valores característicos das ações sobre a estrutura podem ser obtidos nas seguintes fontes:

- 1 Eurocódigo 1;
- 2 Norma Brasileira NBR 6120
- 3 Norma Brasileira NBR 6123
- 4 Fornecido pelo proprietário da obra.

VERIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE SEGURANÇA

No Eurocódigo 1, capítulo 9, está detalhada a metodologia de cálculo para as combinações das ações, os coeficientes de segurança e as várias combinações, em função das situações específicas.

ESTADO LIMITE ULTIMO

COEFICIENTES DE MAJORAÇÃO DAS AÇÕES

CASO A

Para o caso da perda de equilíbrio estático, independente da resistência do material estrutural ou do solo, no qual as ações agem sobre a estrutura de forma permanente, pode-se adotar os seguintes coeficientes de majoração das cargas, para a análise do **estado limite ultimo**:

AÇÕES PERMANENTES

Favoráveis a resistência da estrutura..... $g_{Ginf} = 0,90$

Desfavoráveis a resistência da estrutura..... $g_{Gsup} = 1,00$

AÇÕES VARIÁVEIS

Todas as ações variáveis atuantes na estrutura..... $g_Q = 1,50$

CASO B

Para o caso do colapso da estrutura ou dos elementos estruturais, no qual as ações agem sobre a estrutura de forma permanente, pode-se adotar os seguintes coeficientes de majoração das cargas, para a análise do **estado limite ultimo**:

AÇÕES PERMANENTES

Favoráveis a resistência da estrutura..... $g_{Ginf} = 1,00$

Desfavoráveis a resistência da estrutura..... $g_{Gsup} = 1,35$

AÇÕES VARIÁVEIS

Todas as ações variáveis atuantes na estrutura..... $g_Q = 1,50$

CASO C

Para o caso do colapso da fundação, no qual as ações agem sobre a estrutura de forma permanente, pode-se adotar os seguintes coeficientes de majoração das cargas, para a análise do **estado limite ultimo**:

AÇÕES PERMANENTES

Favoráveis a resistência da estrutura..... $g_{Ginf} = 1,00$

Desfavoráveis a resistência da estrutura..... $g_{Gsup} = 1,00$

AÇÕES VARIÁVEIS

Todas as ações variáveis atuantes na estrutura..... $g_Q = 1,30$

COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

A combinação para situações de projeto persistente e transitória para verificações aos **estados limites últimos** que não se relacionem com a fadiga:

$$S g_{G,j} G_{k,j} \text{ “+” } g_{Q,1} Q_{k,1} \text{ “+” } S g_{Q,i} Y_{0,i} Q_{k,i}$$

j $i > 1$

Os valores de Y_0 estão definidos no Eurocódigo 1 Quadro 9.3.

A combinação para situações de projeto, acidentais, para verificações aos **estados limites últimos**:

$$S g_{GA,j} G_{k,j} \text{ “+” } Ad \text{ “+” } Y_{1,1} Q_{k,1} \text{ “+” } S Y_{2i} Q_{k,i}$$

j $i > 1$

Onde:

$G_{k,j}$	São valores característicos das ações permanentes;
$Q_{k,1}$	é o valor característico da ação variável de base da combinação;
$Q_{k,i}$	São valores característicos das outras ações variáveis;
Ad	é o valor de calculo (valor especificado) da ação acidental;
$g_{G,j}$	São coeficientes parciais de segurança para ação permanente j;
$g_{GA,j}$	como $g_{G,j}$, mas para situações de projetos acidentais;
$g_{G,j}$	São coeficientes parciais de segurança para ação permanente j;
$g_{G,i}$	São coeficientes parciais de segurança para ação variável i;
$g_{Q,i}$	Valores definidos pelo Eurocódigo 1 no quadro 9.3.
Y_0, Y_1, Y_2	

AÇÕES VARIÁVEIS

Todas as ações variáveis atuantes na estrutura..... $g_Q = 1,50$

CASO C

Para o caso do colapso da fundação, no qual as ações agem sobre a estrutura de forma permanente, pode-se adotar os seguintes coeficientes de majoração das cargas, para a análise do **estado limite ultimo**:

AÇÕES PERMANENTES

Favoráveis a resistência da estrutura..... $g_{Ginf} = 1,00$

Desfavoráveis a resistência da estrutura..... $g_{Gsup} = 1,00$

AÇÕES VARIÁVEIS

Todas as ações variáveis atuantes na estrutura..... $g_Q = 1,30$

COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

A combinação para situações de projeto persistente e transitória para verificações aos **estados limites últimos** que não se relacionem com a fadiga:

$$S \sum_j g_{G,j} G_{k,j} \text{ “+” } g_{Q,1} Q_{k,1} \text{ “+” } S \sum_{i>1} g_{Q,i} Y_{0,i} Q_{k,i}$$

Os valores de Y_0 estão definidos no Eurocódigo 1 Quadro 9.3.

A combinação para situações de projeto, acidentais, para verificações aos **estados limites últimos**:

$$S \sum_j g_{GA,j} G_{k,j} \text{ “+” } Ad \text{ “+” } Y_{1,1} Q_{k,1} \text{ “+” } S \sum_{i>1} Y_{2i} Q_{k,i}$$

Onde:

$G_{k,j}$	São valores característicos das ações permanentes;
$Q_{k,1}$	é o valor característico da ação variável de base da combinação;
$Q_{k,i}$	São valores característicos das outras ações variáveis;
Ad	é o valor de calculo (valor especificado) da ação acidental;
$g_{G,j}$	São coeficientes parciais de segurança para ação permanente j;
$g_{GA,j}$	São coeficientes parciais de segurança para ação permanente j;
$g_{Q,j}$	São coeficientes parciais de segurança para ação variável i;
$g_{Q,i}$	São coeficientes parciais de segurança para ação variável i;
Y_0, Y_1, Y_2	Valores definidos pelo Eurocódigo 1 no quadro 9.3.

COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

O Eurocódigo 4, no caso de estruturas de edifícios permite simplificar os procedimentos de combinação das ações para efeito da análise dos estados **limites de utilização** a seguir:

Considerando a ação de apenas uma ação variável desfavorável:

$$S G_{k,j} \text{ “+” } Q_{k,1}$$

Considerando a ação de apenas duas ou mais ações variável desfavoráveis:

$$S G_{k,j} \text{ “+” } 0,9 S Q_{k,i}$$

DURABILIDADE DA OBRA

A durabilidade de uma estrutura ou de partes desta é a possibilidade da manutenção de suas características originais, de acordo com procedimentos acordados ou normalizados.

O Eurocódigo 1 estabelece que o tempo de vida útil de projeto, é o período durante o qual se prevê que uma estrutura vá ser utilizada para os fins a que se destina, com a manutenção prevista, mas sem necessidade de grandes reparos.

Na Tab.1 abaixo se dá uma indicação para o tempo de vida útil de um projeto:

Tabela 1 – Vida Útil prevista para uma estrutura

CATEGORIA	VIDA ÚTIL (ANOS)	EXEMPLO
1	[1-5]	Estruturas provisórias
2	[25]	Partes estruturais substituíveis
3	[50]	Estruturas de edifícios
4	[100]	Obras monumentais, pontes.

MATERIAIS

Será apresentado a seguir o resumo das propriedades dos materiais betão e aço, usados na estruturas mistas, mais detalhes poderão ser obtidos na norma seus anexos e bibliografia especializada.

CONCRETO

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO

O EC4 baseia a classificação do concreto em função de sua resistencia característica (fck) aos 28 dias de idade, em ensaios de compressão em corpos de prova cilíndricos. A resistência característica mínima do concreto, para uso em estruturas mistas é de 20 N/mm².

RESISTENCIA A TRAÇÃO DO CONCRETO

Na falta de dados mais precisos, os valores médios e característicos da resistencia a tração do concreto (N/mm²), poderão ser obtidos a partir das seguintes expressões:

Valor médio da resistencia a tração..... $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{(2/3)}$

Valor característico inf. da tensão de ruptura a tração (quantil de 5%)..... $f_{ctk 0,05} = 0,7 f_{ctm}$

Valor característico sup. da tensão de ruptura a tração (quantil de 95%).. $f_{ctk 0,95} = 1,3 f_{ctm}$

MODULO DE ELASTICIDADE SECANTE DE CURTA DURAÇÃO

O modulo de elasticidade do concreto de acordo com sua classe de resistencia, curado em condições normais, com aglomerados predominantemente constituídos por britas e areia de densidade normal pode ser estimado pela equação:

$$E_{cm} = 9,5 (fck+8)^{(1/3)} \quad (\text{kN/mm}^2) ; fck \text{ em MPa}$$

Para concretos com densidades menores que 2400 kg/m³, o modulo de elasticidade secante poderá ser obtido pela expressão:

$$E_{clm} = E_{cm} (r/2400)^2 \quad (\text{kN/mm}^2)$$

r = Densidade do concreto leve kg/m³

COEFICIENTES DE HOMOGENIZAÇÃO

Para homogenizar as propriedades do concreto e do aço, para uma análise elástica, é utilizado o coeficiente de homogenização ($n = E_a / E'_c$), com o qual a seção do concreto é reduzida de tal maneira que o betão e o aço funcionem como se fosse um só material.

O EC4 adota os valores abaixo para E'_c

Para edifícios destinados a armazenagem:

Análise com cargas de curta duração..... $E'_c = E_{cm}$

Análise com cargas de longa duração..... $E'_c = E_{cm} / 3$

Para outros tipos de edifícios:

$$E'_c = E_{cm} / 2$$

COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA

O valor nominal do coeficiente de dilatação térmica (α_t) deve ser considerado igual a ($10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$) para concretos normais.

AÇOS PARA ARMADURAS DE CONCRETO ARMADO

Nos projetos de vigas mistas de chapa dobradas, quando for necessário será utilizado aços de construção, cujas propriedades físicas e mecânicas atendam aos requisitos de resistência, ductilidade e aderência, previstos no projeto.

O EC4 adota os aços especificados pela norma europeia EN 10080.

AÇOS ESTRUTURAIS PARA PERFIS E CHAPAS

Propriedades mecânicas requeridas dos aços laminados à quente

As propriedades mecânicas mínimas estabelecidas pelo EC-3 artigo 3.2.2.2 abaixo:

1- O limite de resistência não poderá ser inferior a 120% da tensão de escoamento.

$$f_u \geq 1,2 f_y$$

2- O alongamento não poderá ser inferior a 15% em uma base de medida (L_0)

$$L_0 = 5,65 (A_0)^{0,5} \quad A_0 = A \text{ seção transversal do corpo de prova.}$$

3- No diagrama tensão-extensão a extensão total para força de ruptura, deve ser igual ou maior a 20 vezes a extensão de escoamento correspondente à tensão de escoamento.

Propriedades mecânicas requeridas em chapas para vigas “UL”.

No caso específico das vigas UL, onde a ruptura se apresenta dúctil e o perfil em geral é formado à frio as seguintes propriedades mecânicas mínimas são exigidas:

RAZÃO ELÁSTICA

$$f_u/f_y \geq 1$$

DUCTILIDADE

A capacidade de alongamento da chapa sem redução de seção localizada, deve ser tal que permita que a viga, quando bi-apoiada tenha uma flecha de 1/50 do vão sem ruptura do material. Aços com alongamento de 20% para $L_0=200$ mm, se mostraram eficientes para suportar essas exigências nos ensaios realizados.

DOBRAMENTO

Resistir ao ensaio de dobramento em qualquer direção sem fissura, para pino de dobramento igual à espessura da chapa, sem a ocorrência de fissuras.

Encruamento dos aços formados à frio

Os perfis formados à frio, sofre encruamentos localizados que modificam o valor da tensão limite de elasticidade média. Por isso o EC-3 na figura 5.5.2 apresenta a metodologia para o cálculo da tensão limite de elasticidade média abaixo:

$$f_{ya} = f_{yb} + (k * nv * t^2 / A_g) (f_u - f_{yb}) \leq 1,2 f_{yb} \leq f_u$$

Onde:

f_{yb} = Tensão de escoamento do aço virgem (N/mm²);

f_u = Tensão de ruptura do aço (N/mm²);

A_g = Área da seção bruta (mm²);

$k = 7$ (Para formação em perfiladeiras);

$k = 5$ (Para os demais processos);

nv = Numero de vértices da seção obtidos por dobragem a 90 ° com um raio interno < 5 t (frações de dobragem a 90° devem ser contadas como frações de n);

Material virgem é a chapa plana a ser dobrada ou corrugada para a formação do perfil.

H_w = Altura total do perfil;

H_L = Altura total da laje.

COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA RELATIVO AOS MATERIAIS

Os valores característicos de resistências dos materiais deverão ser reduzidos para compensar possíveis variações para menos de suas propriedades.

Para propriedades como a densidade e dilatação térmica, o coeficiente de segurança será tomado igual a 1.

Para parafusos, rebites, conectores, soldaduras e resistencia ao escorregamento terão coeficientes de segurança próprios definidos oportunamente.

Tabela 2- Coeficientes de segurança parcial dos materiais.

COMBINAÇÃO	AÇO ESTRUTURAL g_a	BETÃO g_c	ARMADURA DE AÇO g_s	CHAPAS DOBRADAS g_{ap}
Fundamental	1,1	1,5	1,15	1,1
Acidental	1,0	1,3	1,0	1,0

RESTRIÇÃO CONSTRUTIVA DA VIGA UL

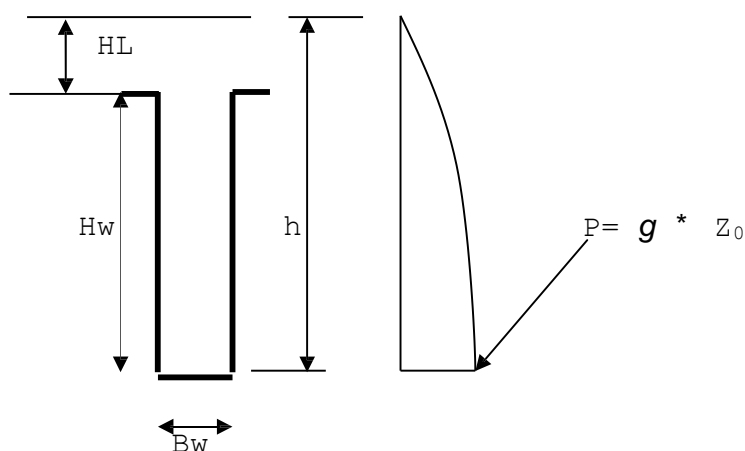
Espessura mínima da chapa

Durante a concretagem o concreto fresco exerce pressão nas paredes das vigas, criando tensões temporárias até o endurecimento do concreto.

Calil 1996, apresenta um procedimento para o projeto de formas de madeiras, que será adotada na determinação da espessura mínima da alma das vigas “UL”.

Considerando-se o concreto fresco com peso específico de $27,5 \text{ kN/m}^3$, atrito interno de 15° e atrito com a parede de 10° e com o topo do perfil impedido de deslocar-se horizontalmente, para uma deformação máxima nas paredes da viga inferior a $h_w/60$, e tensão máxima na chapa inferior a $0,8f_y$, a espessura mínima da chapa da viga será:

$$t_w \quad P \quad \left| \begin{array}{l} t_a = (H_w * (b_w - 2 * t_w)^{1/3}) / 814 \quad (\text{DEFORMAÇÃO}) \\ t_b = (H_w * ((b_w - 2 * t_w) / f_y)^{1/2}) / 89,61 \quad (\text{TENSÃO}) \end{array} \right.$$



Onde:

P = pressão máxima do concreto fresco;

g = peso específico do concreto 27.5 kN/m^3

h = altura total da viga mm

HL = Espessura do concreto fresco da laje mm

H_w = altura do perfil mm

t_w = espessura da chapa mm

B_w = largura externa da viga mm

R_h = Raio hidráulico dado por $((B_w - 2t_w)/2)$

f = angulo de atrito interno do concreto (15°);

m = atrito do concreto com as paredes da viga 0.176;

Z_0 = altura da pressão máxima de Janssen ($Z_0 = 9,66 R_h$);

n_a = Coeficiente de Poisson = 0,3;

f_y = tensão de escoamento do aço em N/mm².

CALCULO DE VIGAS NO ESTADO LIMITE ULTIMO

PROPRIEDADE DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

Seção efetiva

A largura efetiva definida da laje colaborante na viga, segundo o EC4, é mostrada na figura 2:

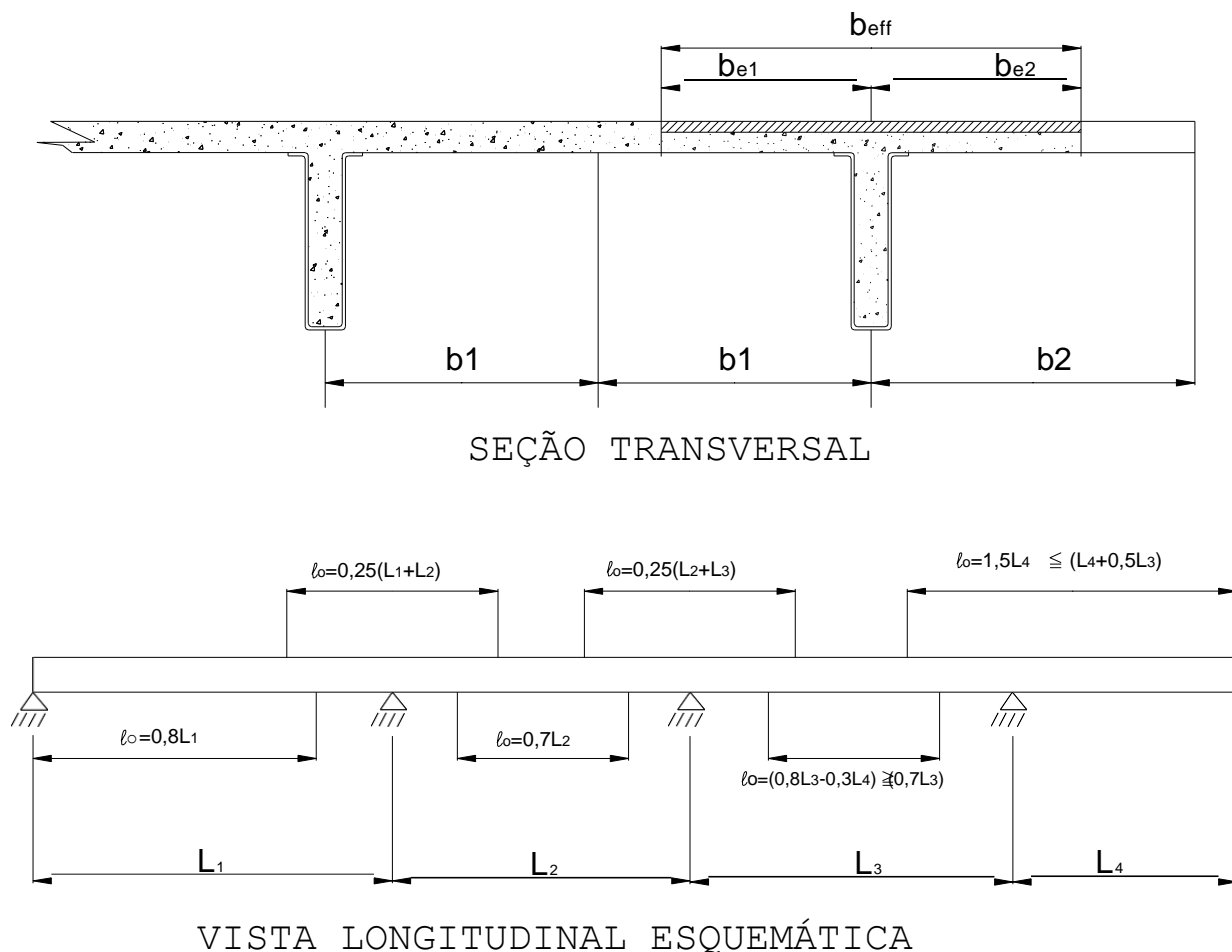


FIGURA 2 . Dados para o calculo da largura efetiva das lajes em vigas mistas. O valor de l_0 sempre se refere a distancia entre os pontos de momento nulo, assim, para viga biapoiadas $l_0 = L$ (distancia entre apoios).

A largura efetiva total b_{eff} do banzo de betão deverá ser igual a soma das larguras efetivas b_e de cada lado do eixo da viga e $b_e = (l_0 / 8) < b_i$ como mostrado na figura 2.

CLASSIFICAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DE VIGAS.

Na análise global plástica, os elementos devem permitir a formação de rótulas plásticas com capacidade de rotação suficiente para a redistribuição de momentos.

Na análise global elástica, os elementos podem usar seções de qualquer, desde que o dimensionamento dos elementos leve em conta a possível limitação da resistência das seções devida às deformações.

Classificação das seções transversais:

Classe 1, são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação suficiente para uma análise plástica, ou seja, permite a redistribuição de esforços..

Classe 2, são aquelas em que é possível atingir o momento plástico, mas que possuem uma capacidade de rotação limitada, não permitindo a redistribuição de esforços.

Classe 3, são aquelas que as tensões na fibra extrema mais comprimida do elemento do aço podem atingir a tensão de escoamento, mas não poderá atingir o momento plástico, devido à flambagem local.

Classe 4, são aquelas onde o dimensionamento da seção é limitado pela flambagem local da seção comprimida.

Atenção, nos pontos de formação de rótulas, além da seção transversal, é necessário verificar também se a ligação também tem capacidade de permitir a formação da rótula plástica.

Parâmetros de enquadramento

O enquadramento de uma seção transversal é definido pela esbeltez das chapas submetida à compressão.

No quadro 4.1 do EC4 mostra as relações máximas entre a largura e espessura do banzo comprimido, para classificação da seção transversal da viga.

No quadro 4.2 do EC4 mostra as relações máximas entre altura e espessuras para almas de vigas, para classificação da seção transversal da viga.

O enquadramento de uma seção é definido pelo enquadramento do elemento mais esbelto, por exemplo, uma alma na classe 1 e o banzo comprimido na classe 3, nesse caso a seção da viga pertence classe 3.

CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA “UL”

A viga mista de chapa dobrada a frio tipo “UL”, mostrada na figura 3, por exigência de sua concepção, a linha neutra plástica, somente poderá se situar em qualquer ponto acima do topo do perfil. Com isso o perfil metálico quando da plastificação da seção estará sempre tracionado, logo poderá ser enquadrado na classe 1, quando se tratar de uma viga bi-apoiada. A capacidade de rotação da seção transversal dependerá da capacidade de alongamento do aço do perfil e da profundidade da linha neutra plástica em relação ao concreto.

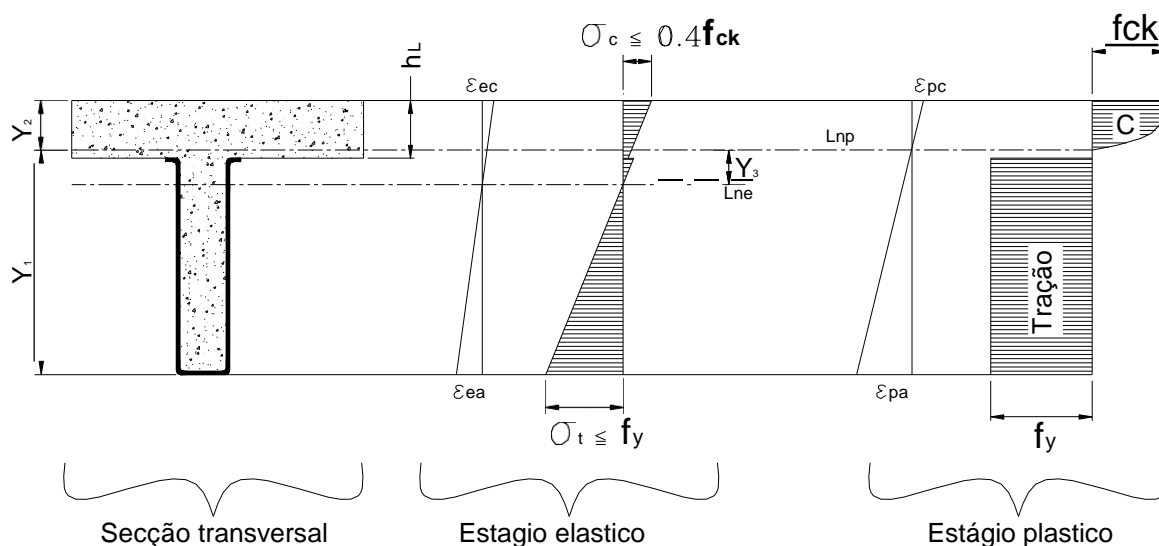


Figura 3 - Seções e estágios da viga "UL" .

Adotando-se o alongamento de ruptura do concreto igual a 0,35%, os valores de alongamento exigidos do aço são muito maiores. Para que o ponto do perfil mais próximo da linha neutra plástica atinja a tensão de escoamento, o alongamento da extremidade mais distante da linha neutra poderá ser estimado por:

$$E_{pa} = Y_1 \cdot ((F_y/E_a) / (H_L - Y_2)) \cdot 100 \text{ em } \% \quad *$$

* Deve ser menor que o alongamento de ruptura do ensaio de tração. Será adotado $E_{pa} < 0,5 L_0$.

O raio de curvatura da seção plastificada, relativa à linha neutra plástica para encurtamento de ruptura do concreto igual a 0,35% pode ser determinado por:

$$R = (1000 Y_2) / 3,5 \text{ (Raio de curvatura da seção plastificada)}$$

RESISTENCIA A FLEXÃO DAS VIGAS “UL”.

RESISTENCIA AO MOMENTO POSITIVO

A viga “UL” utiliza conector especial que adequadamente dimensionado, possibilita a interação total entre o betão e o perfil metálico, assim o momento plástico resistente é determinado pelo artigo 4.4.1.2 do EC4.

A resistência da seção será determinada adotando-se o sistema de blocos de forças como mostrado na figura 4, onde as forças do betão e do aço serão calculadas como a seguir:

$$F_a = (A_s * f_y) / 1,1 \quad \text{(Força aplicada pela seção de aço)}$$

$$T = F_a / (0,85 f_{ck} * b_{eff} / 1,5) \quad \text{(Profundidade da linha neutra plástica)}$$

$$A_c = T * b_{eff}$$

$$F_c = A_c (0,85 f_{ck}) / 1,5 \text{ (Força aplicada pela seção efetiva do betão)}$$

Sempre $F_a = F_c$

A_c = Seção efetiva do concreto

A_s = Seção útil do perfil de aço

Recomenda-se fazer TO HL (3,5 / (3,5+ f_y / 210)).

Tabela com as propriedades geométricas dos perfis de vigas “UL”, é apresentada no anexo 1.

$$Z = h - (Y_{1p} + (0,5 T))$$

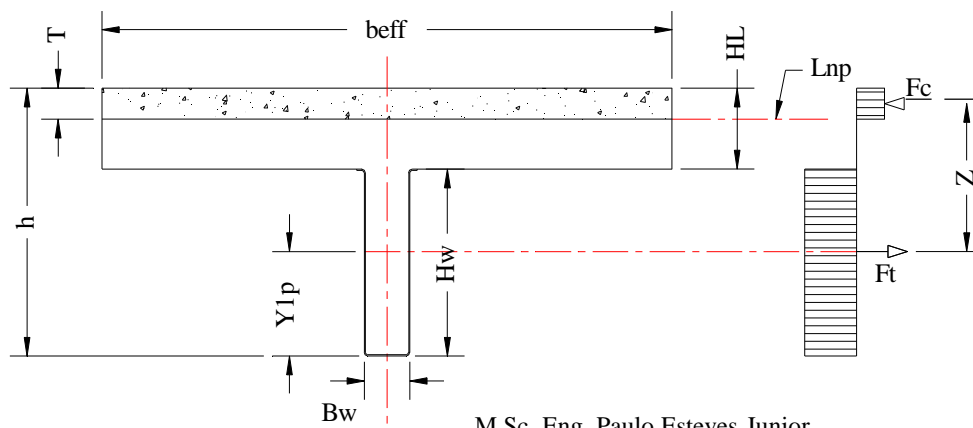


FIGURA 4



$M_{pl} = F_a \cdot Z$ (Momento plástico resistente da seção)

RESISTENCIA AO MOMENTO NEGATIVO

A viga “UL”, pode facilmente suportar momentos negativos, com mecanismo similar às vigas de concreto armado.

Utilizando o concreto e o perfil como elementos comprimidos e a armadura tracionada colocada na laje.

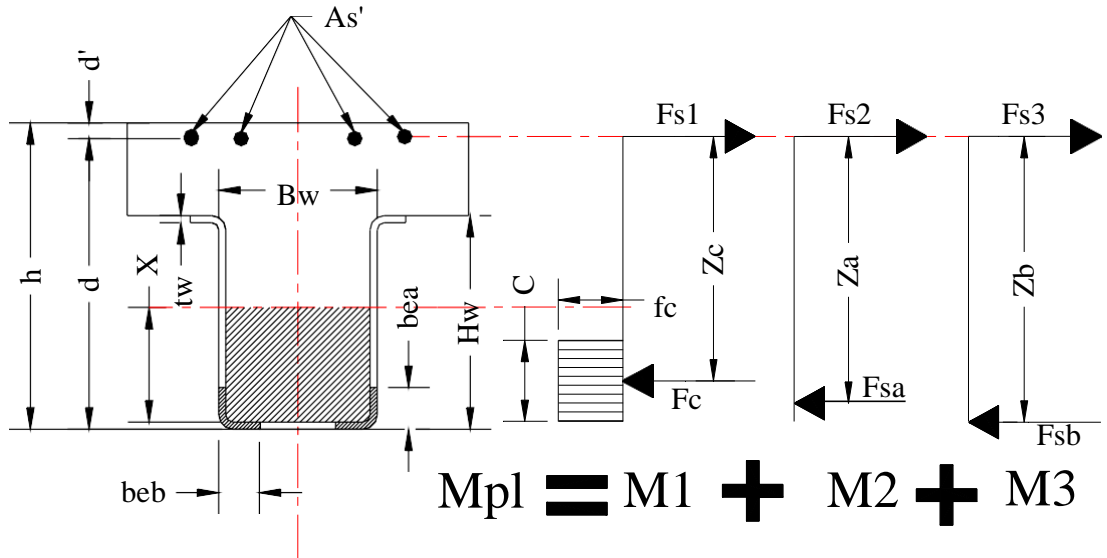


FIGURA 4-A

ode-se desprezar a colaboração do perfil para a resistência ao momento negativo.

A figura 4-A, mostra o mecanismo de resistência ao momento fletor negativo da viga UL, donde se estabelece o modelo de calculo considerando-se a viga apoiada em uma superfície que não tenha resistencia a tração. Foram desprezados os esforços de tração no perfil.

Profundidade máxima da linha neutra:

$$X_{max} = (d-tw) \cdot (3,5/1000) / (f_{yb}/E + 3,5/1000)$$

Momento máximo resistente pelo concreto:

$$C = 0,8 X_{max}$$

$$f_c = 0,85 f_{ck} / g_c$$

$$g_c = 1,5$$

$$F_{s1} = F_c = (B_w - 2 \cdot t) \cdot 0,8 \cdot X \cdot f_c$$

$$Z_c = d - tw - C/2$$

$$M1(max) = Z_c \cdot F_c$$

Se $M_d \leq M_1(\max)$, o concreto no interior da viga é suficiente para resistir a M_d .

Calculo da profundidade da linha neutra:

Fazendo

$$B = B_w - 2 * t_w$$

$$k_1 = B * f_c / 2$$

$$k_2 = k_1 * (d - t_w)$$

$$X = (k_2 - (k_2^2 - 4 * k_1 * M_d)^{0,5}) / (1,6 * k_1)$$

Resistência à flexão:

$$M_1 = (0,8 * B * X * f_c) * ((d - t_w) - 0,4 * X)$$

Se $M_d > M_1(\max)$, deve-se utilizar o perfil como armadura de compressão, ou aumentar a seção da viga.

Calculo da largura colaborante da alma do perfil:

De acordo com o EC-3 tem-se:

$$l_w = (H_w / t_w) / (28,4 * (235 / f_y)^{0,5 * 2})$$

$$X_a = X * ((f_y / E) / (3,5 / 1000)) \text{ (Setor comprimido máximo da alma considerado)}$$

$$\text{Se } l_w \leq 0,673 \quad b_{ea} = H_w \leq X_a$$

$$\text{Se } l_w > 0,673 \quad b_{ea} = 0,5 * H_w * ((l_w - 0,22) / l_w^2) \leq X_a$$

$$F_s2 = F_{sa} = 2 * t_w * (b_{ea} - t_w) * f_y / g_s \quad g_s = 1,1$$

$$Z_a = d - (t_w + (b_{ea} - t_w) / 2) \quad \mathbf{M_2 = F_{sa} * Z_a}$$

Calculo da largura colaborante do flange inferior do perfil:

De acordo com o EC-3 tem-se:

$$l_b = (B_w / t_w) / (28,4 * (235 / f_y)^{0,5 * 2})$$

$$\text{Se } l_b \leq 0,673 \quad 2 * b_{eb} = B_w$$

$$\text{Se } l_b > 0,673 \quad 2 * b_{eb} = B_w * ((l_b - 0,22) / l_b^2) \leq B_w$$

$$F_s3 = F_{sb} = t_w * (b_{eb} - 2 * t_w) * f_y / g_s \quad g_s = 1,1$$

$$Z_b = d - (t_w / 2)$$

$$M_3 = F_{sb} * Z_b$$

O momento total resistente da seção será: **$M_{pl} = M_1 + M_2 + M_3 + M_d$**

CALCULO DA ARMADURA

$$A_s' = (F_c + F_{sa} + F_{sb}) / (f_{yb} / g_s)$$

f_{yb} = Tensão de escoamento das barras redondas;

g_s = Coeficiente de minoração da resistência da armadura.

Para evitar o aparecimento de fissuras com abertura acima do desejado, recomenda-se que a escolha do diâmetro da armadura e sua distribuição atendam as indicações da tabela.

As tensões indicadas na tabela 3 se referem às tensões devido a carregamento de longa duração.

F Max	Tensão Max	Esp. Max.	Recobr.min.
mm	N/mm ²	mm	mm
10	360	50	15
12	320	100	15
16	280	150	16
20	240	200	20
25	200	250	25
32	160	300	32

A tabela 3 acima, foi montada de maneira a garantir que as fissuras não sejam superiores a 0,3 mm, com recobrimento suficiente para garantir a aderência da armadura no concreto e resistir um ambiente seco, no interior de um edifício habitacional ou escritórios conforme capítulo 4 do EC-2.

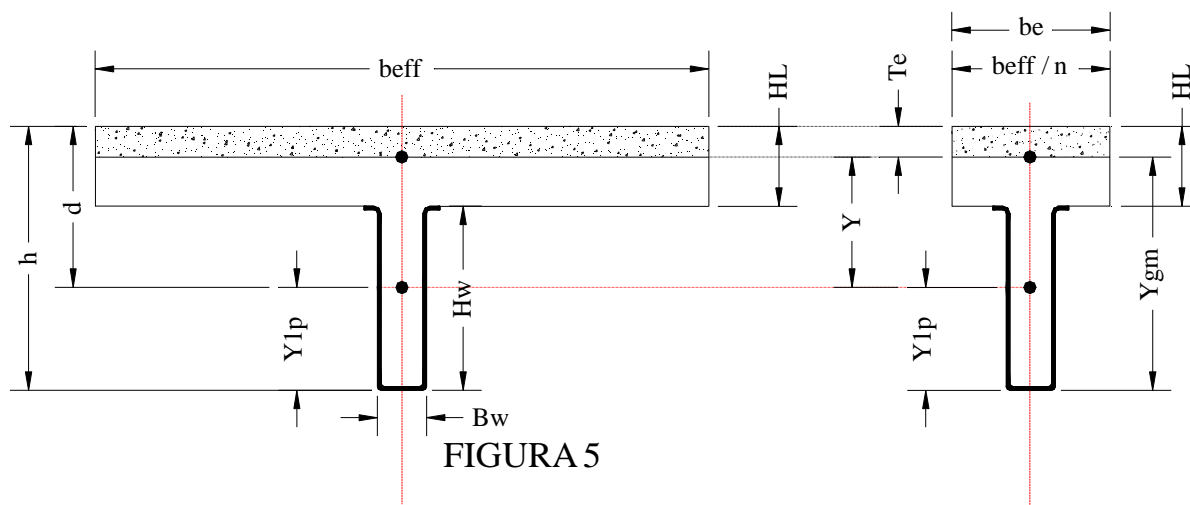
VIGA “UL” NO REGIME ELÁSTICO

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO MISTA.

Centro de gravidade da seção mista

Neste caso não será considerada a parcela tracionada do concreto, assim a determinação do centro de gravidade da seção mista deverá ser executado por tentativas.

O valor da área do perfil de aço é fornecido no Anexo 1, a largura efetiva da laje deverá ser reduzida de acordo com a relação entre o módulo de elasticidade do concreto e do aço, como mostrado na figura 5 .



Procedimento 1 para $T_e \leq H_L$

$$(b_e/2) T_e^2 + A_s T_e - A_s d = 0 \quad \text{Se } T_e > H_L \quad \text{Usar o procedimento 2}$$

$$Y_{gm} = (h - T_e) \quad n = E_s/E'_c \quad (E_s = 210 \text{ kN/mm}^2)$$

Momento de inércia elástico misto

$$J_{xm} = J_{xp} + A_s Y^2 + T_e^3 b_e / 3$$

Modulo da seção no fundo do perfil de aço misto

$$W_{xaim} = J_{xm} / (Y_{gm}).$$

Modulo da seção no topo do perfil de aço misto

$$W_{xasm} = J_{xm} / (Y_{gm} - H_w)$$

Modulo da seção no topo da laje misto

$$W_{xcsm} = n (J_{xm} / (Y_{gm} - h))$$

Procedimento 2 Se $T_e \geq H_L \rightarrow T_e = H_L$

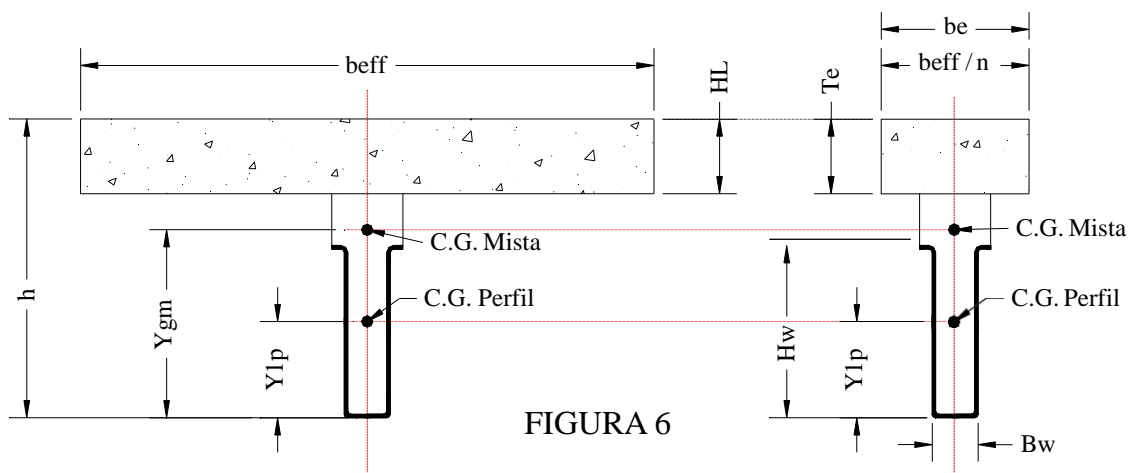


FIGURA 6

$$Y_{gm} = (A_s Y_{lp} + A_c (h - HL/2)) / (A_s + A_c)$$

Momento de inércia elástico misto

$$J_{xm} = J_{xp} + A_s (Y_{gm} - Y_{lp})^2 + HL^3 be / 12 + A_c (h - Y_{gm} - HL/2)^2$$

Modulo da seção mista no fundo do perfil de aço.

$$W_{xai} = J_{xm} / (Y_{gm})$$

Modulo da seção mista no topo do perfil de aço

$$W_{xas} = J_{xm} / (Y_{gm} - H_w)$$

Modulo da seção mista no topo da laje

$$W_{xcs} = n (J_{xm} / (Y_{gm} - h))$$

Onde:

H_w = altura do perfil de aço

A_s = Área da seção transversal do perfil (tabela)

$A_c = be \cdot HL$

E_a = Modulo de elasticidade do aço

E'_c = Modulo de elasticidade do betão para homogenização da seção

Se $W_x > 0$ para seções sujeitas a momento positivos o local é tracionado.

Se $W_x < 0$ para seções sujeitas a momento positivos o local é comprimido.

RESISTENCIA A FORÇA CORTANTE

As almas das vigas “UL”, por serem preenchidas de concreto, ficam praticamente impedidas de se deformarem verticalmente, provocando um efeito estabilizador da alma.

Quando o concreto no interior do perfil tem resistencia suficiente para absorver os esforços cortantes e esteja adequadamente ancorado* no perfil, pode-se verificar a resistencia à cortante, adotando-se critérios utilizados no concreto armado, onde as grapas e as almas do perfil fazem o papel dos estribos e cavaletes.

*A ancoragem do concreto no perfil é garantido pela aderência química, pelo atrito e pelos flanges soldados nas extremidades das vigas, utilizados também como enrijecedores e flanges de ligação aos apoios.

CALCULO DA RESISTENCIA A CORTANTE CONSIDERANDO O CONCRETO

Neste caso serão adotados os critérios de resistencia estabelecido pelo EC – 2 para vigas de concreto armado.

Resistencia do concreto ao esforço cortante:

A resistencia ao esmagamento da biela comprimida do concreto no interior da alma da Viga “UL”, adotando-se o definido em 4.3.2.4.4 (3) do EC-2;

$$n = 0,7 - f_{ck}/200 \quad P \quad 0,5$$

$$f_{cd} = f_{ck}/1,5$$

$$z = M_d/f_t \quad \text{pode-se adotar } z = 0,9(h-35) \quad (\text{EC-2 Art. 4.3.2.4.4})$$

$$f_t = \text{Força de tração do banzo tracionado } p/M_d \text{ ou } f_t = a_s \cdot f_y / 1,1$$

$$a = \text{inclinação da grapa graus } (30^\circ \leq a \leq 90)$$

$$\text{se } a=90^\circ \quad (1/\tan a)=0$$

$$E_{c-2} = \text{EUROCODE 2}$$

$$Q = 45^\circ \text{ Inclinação da biela comprimida (adotada).}$$

$$V_d = \text{Força cortante majorada.}$$

$$V_{rd2} = (B_w - 2t_w) z \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta) \quad P \quad V_d$$

Resistência das grapas ao esforço cortante

Usando-se as grapas e almas como armaduras, e quando a resistência do concreto (V_{rd2} $P V_d$), basta verificar a resistência a força cortante das grapas como armaduras em vigas de concreto armado artigo 4.3.2.4.4 (3) do EC-2, temos:

$$V_{rd3} = (A_g/s) * (z * f_{ygd} * ((\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha) P V_d$$

A_g = Seção transversal das grapas considerando-se os dois ramos. Neste caso considera-se que a solda de ligação entre a grapa e a alma do perfil tenha resistência igual ou superior a resistência máxima da grapa.

s = Espaçamento das grapas (mm)

$A_{se} = A_g/s$ (mm²/mm)

$A_{se} * f_{ygd} / B_w \leq (0,5 * n * f_{cd} * \sin \alpha) / (1 - \cos \alpha)$

$s \leq (2 * h + h_p - 25) / 2$

f_{yg} = limite de escoamento da grapa.

$f_{ygd} = f_{yg} / g_s$

g_s = Coeficiente de minoração de resistência do aço = 1,1.

Simplificadamente pode-se adotar para grapa a 90°:

$A_{se} = 40 V_d / (1,5 * h)$ (Para estribos de 2 ramos)

$A_{se} = 20 V_d / (1,5 * h)$ (Para estribos de 1 ramo)

Sendo:

A_{se} = Área de estribos (CA-50) a 90° em cm²/m

V_d = Cortante em tf

h = Altura total da viga em cm.

CALCULO DA RESISTENCIA A CORTANTE DA ALMA DO PERFIL

È obrigatória a verificação da resistência das almas das vigas “UL” para resistir aos esforços cortantes, considerando o concreto no interior da viga, apenas como elemento contraventante, exceto quando de ligação em pilares de concreto com ligação em grampo.

A verificação a resistência à força cortante utilizando os critérios da resistência pós-encurvatura conforme artigo 5.6.3 do EC-3.

Se usar grapas inclinadas, recomenda-se inclinação com a horizontal, igual ou inferior a 30°, e estar sempre tracionada, para evitar o descolamento do concreto do perfil.

Coefficiente de encurvadura K_t

Considera-se que cada ponto onde é soldada uma grapa como um estabilizador transversal, assim K_t pode ser calculado como:

$$\text{Para } s/hw < 1 \quad K_t = 4 + 5,34 / (s/Hw)^2$$

$$\text{Para } s/hw \geq 1 \quad K_t = 5,34 + 4 / (s/Hw)^2$$

Esbeltez da alma

$$l_w = ((Hw/tw) / (37,4 * (235/f_y)^{0.5} * K_t^{0.5}))$$

Tensão de resistência pós-encurvatura ao corte.

$$\text{Para } l_w \leq 0,8$$

$$t_{ba} = 0,577 f_y$$

$$\text{Para } 0,8 < l_w < 1,2$$

$$t_{ba} = (1 - 0,625 * (l_w - 0,8)) * (0,577 f_y)$$

$$\text{Para } l_w \geq 1,2$$

$$t_{ba} = (0,9 / l_w) * (0,577 f_y)$$

Resistencia a força cortante pós-encurvatura:

$$V_{ba.Rd} = 2(d * t_w * t_{ba} / g_{MI}) P_{Vd} **$$

**** Observações:**

1 A fórmula acima se diferencia da fórmula 5.58 do EC-3 por ser multiplicada por 2, isto porque no caso das vigas “UL” são compostas por duas almas.

2 É sempre obrigatória a verificação da resistência a cortante do perfil.

3 As grapas individualmente devem ter capacidade de imprimir uma força vertical de tração $P [Ns]$, como calculada conf. art. 5.6.5 do EC-3, o que geralmente ocorre em função do dimensionamento da mesma.

4 No caso onde não se deseja considerar o efeito favorável das grapas, utiliza-se $K_t = 5.34$.

CALCULO DA QUANTIDADE DE GRAPAS

Neste caso, o número de grapas inclinadas ($\alpha=30^\circ$) a serem utilizadas, devem ser dimensionados para a situação de viga mista com interação total.

A força horizontal a ser transmitida pelas grapas é:

$$F_{tg} = A_s * f_y + A_{s'} * f_{yb}$$

Onde

A_s = Área da seção do perfil da viga UL;

$A_{s'}$ = Área da seção das barras redondas (armadura negativa);

f_y = Tensão de escoamento do aço do perfil da viga UL;

f_{yb} = Tensão de escoamento do aço da barra redonda;

f_{yg} = Tensão de escoamento do aço da grapa.

A seção total de grapas com 2 ramos para cada lado da impulsão será:

$$A_{stg} = (F_{tg} / f_{yg}) / \cos(\alpha)$$

Para grapa com largura b_g e espessura t_g o número de grapas (N_g) será:

$$N_g = A_{stg} / (2 * b_g * t_g)$$

Geralmente adota-se:

Grapas inclinadas $b_g=40$ mm , $\alpha=30^\circ$ e $t_g=t_w$;

Grapas verticais $b_g=25$, $\alpha=90^\circ$ e $t_g=t_w$.

DISTRIBUIÇÃO DAS GRAPAS

As grapas devem ser distribuídas ao longo da viga de acordo com o diagrama do momento fletor, tomando-se o cuidado de fazer com que as forças de impulsão sempre provoquem forças de tração nas grapas. Na fig. 7, é mostrada uma distribuição típica de grapas numa viga. No trecho onde poderá haver alteração da direção da força de impulsão devido à variação do ponto de momento máximo, as grapas estão colocadas na vertical. Neste caso deve-se ter muito cuidado na concretagem da laje para evitar falta de concreto embaixo das grapas verticais.

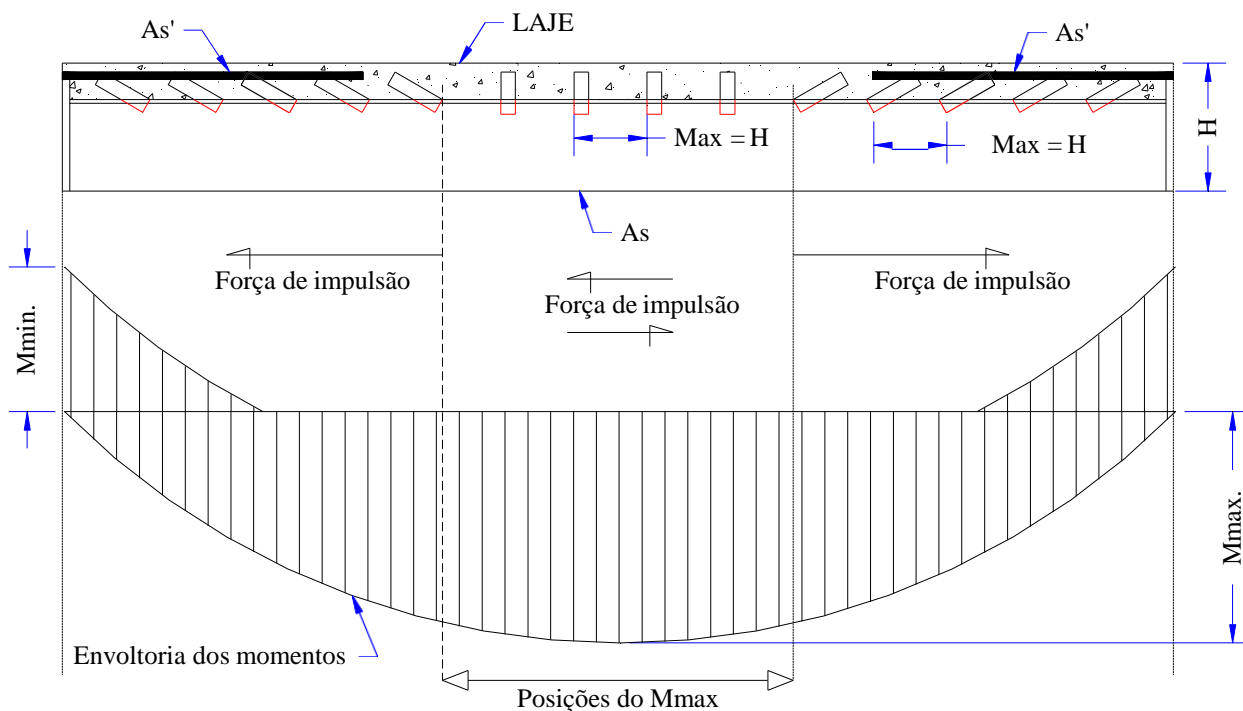


FIGURA 7

GRAPAS SOLDADAS LIMITAÇÕES:

As vigas “UL” têm grande resistência às forças cortantes, mesmo utilizando chapas muito finas, pois a interação entre o concreto e o aço forma um par complementar, onde o concreto além de estabilizar a chapa do perfil impedindo sua flambagem, também pode participar da resistência ao esforço cortante.

Esta interação é garantida pelas grapas soldadas nas almas da viga “UL”, formadas por chapas quando inclinadas, ou preferencialmente barras redondas quando verticais.

As grapas inclinadas (30°), quando executadas com chapas, permitem uma perfeita distribuição do concreto em torno da mesma. As grapas verticais devem-se utilizar barras redondas, ou chapas estreitas ($B_g = 25\text{mm}$), para facilitar uma melhor distribuição do concreto na face inferior da grapa. Quando se utilizar grapas formadas por aço CA-50, deve-se tomar cuidado no procedimento de soldagem, para evitar a fragilização da região soldada, por formação de micro estruturas frágeis na barra.

As grapas aplicam no concreto, forças de compressão, que devem ser restringidas para evitar seu fendilhamento e conseqüentemente perda de eficiência da viga. Assim estabeleceram-se os seguintes limites para as dimensões das grapas:

$$T_g < (B_i f_{ck}) / (1,5 f_{yg} + 2 f_{ck}) \quad (\text{Espessura máxima de grapas de chapas})$$

$$D_g < 1,5 * B_i / (0,628 f_{yg} / f_{ck} + 2) < (B_i / 7,5) \quad (\text{Diâmetro máximo da grapa})$$

Onde :

B_i = Largura interna do perfil em mm;

T_g = Espessura da chapa da grapa em mm;

D_g = Diâmetro da barra da grapa em mm;

f_{yg} = Tensão de escoamento do aço da grapa em N/mm²;

f_{ck} = Resistência característica do Concreto em N/mm²;

B_g = Largura da grapa mm.

As grapas inclinadas não devem ser utilizadas quando ha possibilidade de serem submetidas à compressão (art. 6.4.5 do EC - 4).

Para facilitar a execução da concretagem e fabricação dos perfis, deve-se procurar fazer $B_i \geq 60$ mm para vigas bi apoiadas, submetidas a momentos positivos, com grapas inclinadas. No caso de vigas contínuas ou com compressão no banzo inferior e se utiliza o concreto no interior do perfil como elemento resistente à cortante, essa largura deve ser igual ou maior que 80 mm.

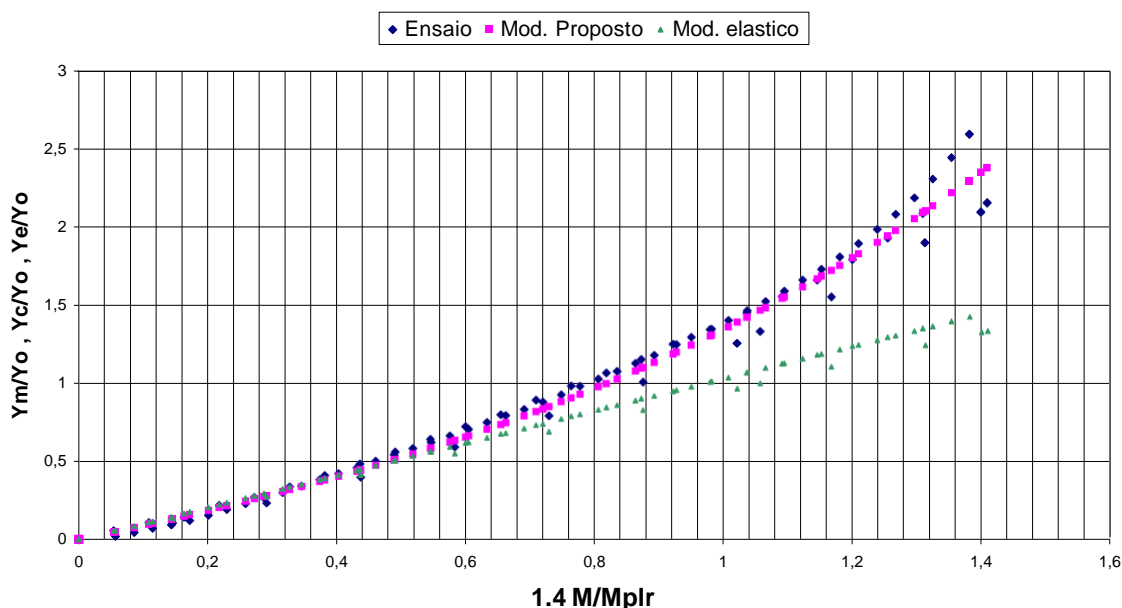
CALCULO DE FLECHAS EM VIGAS UL

Os cálculos de flechas de vigas mistas e vigas de concreto são bastante complexos, tendo em vista tratar-se o concreto um material visco-plástico. Se as tensões em todo perfil, estiverem abaixo da tensão de escoamento, os valores calculados se situam próximo dos valores teóricos.

Entretanto, quando se atinge o início da plastificação do perfil, os valores calculados utilizando o modelo elástico são inferiores aos valores obtidos em ensaios.

Ensaio executados com vigas UL, bi-apoiada submetidas a uma carga concentrada no meio do vão, permitiram definir o modelo empírico para o calculo de flechas em vigas UL submetidas a esse carregamento.

Flechas em vigas UL



Para análise foram adotados os seguintes dados:

M = Momento fletor aplicado na viga;

M_{pl} = Momento de plastificação total da seção calculado, sem minoração das resistências do aço e do concreto;

Y_m = Flecha medida no ensaio;

Y_c = Flecha calculada pelo modelo proposto;

Y_o = Flecha calculada no centro da viga, para carga que faz o aço atingir a tensão de escoamento, calculada de acordo com o modelo linear elástico.

Y_e = Flecha calculada usando modelo elástico;

P_e = Carga em que o perfil atinge a tensão de escoamento;

P = Carga aplicada no centro da viga;
 L = Vão entre apoios;
 E = Modulo de elasticidade da seção homogeneizada;
 Jx = Momento de inércia da seção homogeneizada.;
 My = Momento onde se inicia o escoamento da chapa do perfil.

$$Y_o = (P_e * L^3) / (48 * E * J_x)$$

$$M = (P * L / 4) \text{ O } M_{plr}$$

$$Y_c = [Y_o / (1,5M_y / MPL)^{1,5}] * [1,905 * (M / MPL)^2 + 0,727 * (M / MPL) + 5,43 / 100]$$

Vale para $M > 0,2 M_y$ e $M \leq MPL$

$$Y_e = (P L^3) / (48 * E * J_x)$$

Os ensaios realizados mostram que os valores calculados usando a seção homogeneizada e o modelo elástico linear, tendo como base a seção homogeneizada mostram-se adequada, para valores de $(M / M_{plr}) < 0,45$.

Para momentos superiores foi desenvolvido o modelo empírico acima, que permite o calculo das flechas com boa aproximação.

Para outros tipos de carregamentos, deverão ser pesquisados novos modelos experimentais.

PESQUISAS EM ANDAMENTO

Nas pesquisas em andamento, desenvolveu-se a equação abaixo, que apresenta razoável aproximação com resultado de ensaios, entretanto devido ao pequeno numero de ensaios, esta equação está sendo avaliada para se determinar sua confiabilidade.

Limitações ($M > 0,2 MPL$ e $M < 0,95 * MPL$)

$$Y_c = K_a * Y_o * (1,5M_y / MPL)^{(-1,5)} * (1,905 * (M / MPL)^2 * 0,727 * (M / MPL) + 5,43 / 100)$$

Ka = Coeficiente relativo ao tipo de carregamento.

Ka = 1,00 (Para uma carga concentrada no meio da viga.)

Ka = 2,31 (Para 2 cargas aplicadas no terço do vão.)

LIGAÇÕES E APOIOS

As vigas ao se apoiarem em vigas pilares, muros e outros suporte qualquer devem ser adequadamente ancoradas para que esses apoios correspondam as hipóteses de cálculos previstas.

Após muitas experiências foram encontrados alguns sistemas de ligação que se tornam práticos e fáceis de serem projetados e executados.

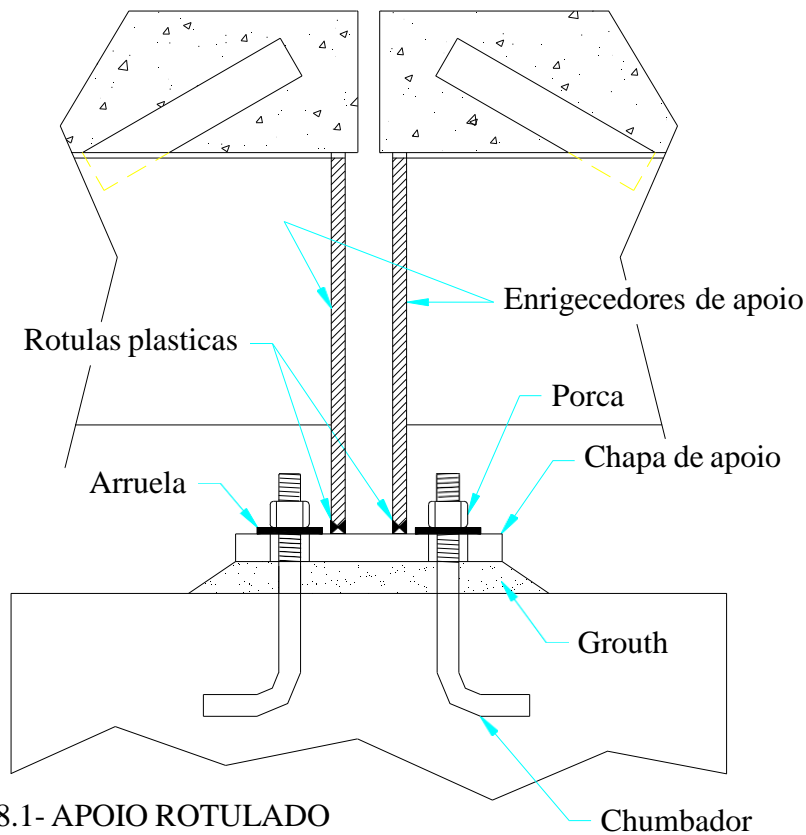
VIGA SIMPLEMENTE APOIADA

Neste caso as vigas transmitem teoricamente apenas os esforços cortantes aos apoios, permitindo a livre rotação dos apoios e impedida de se deslocar horizontalmente, formando um apoio pendular com rotulas plasticas.



Steel Tech BR

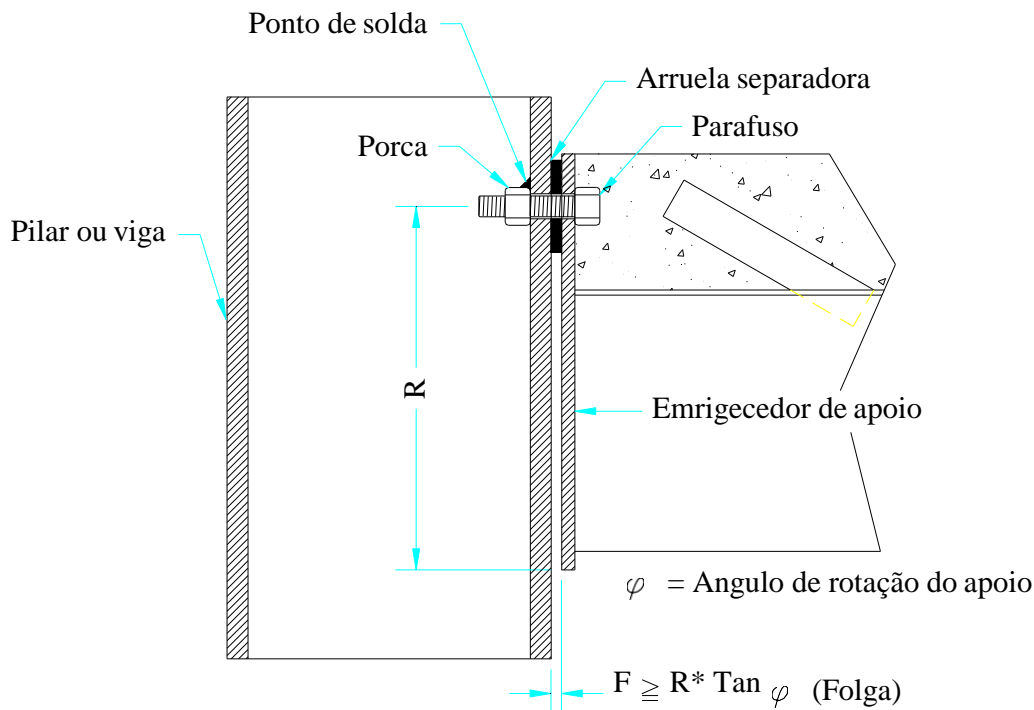
Estruturas Leves de Alta Performance



Apoio Rotulado mostrado em 8.1, para viga apoiada sobre um elemento de concreto

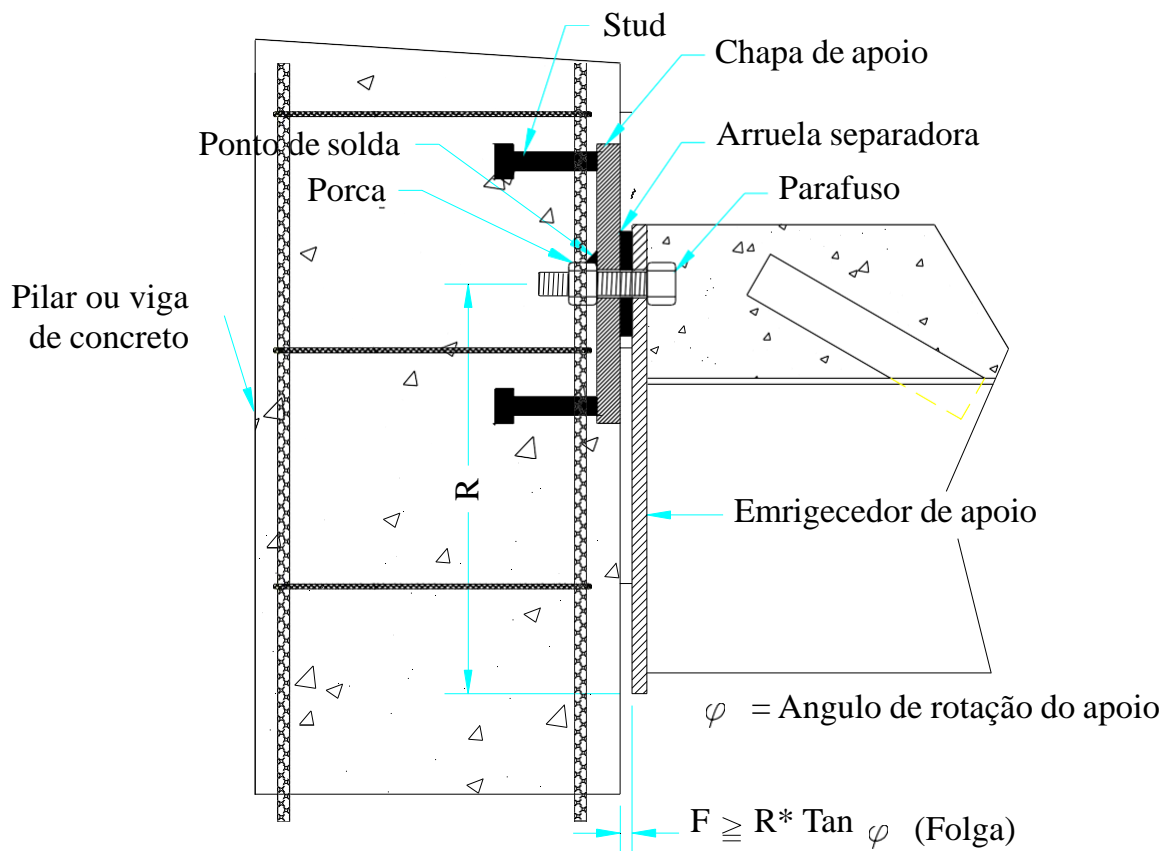
A rotação nos apoios serão absorvidas pelas rotulas plásticas localizadas nas extremidades inferiores dos enrigecedores de apoio soldados no topo do perfil da viga.

Este tipo de apoio somente deve ser utilizado em estruturas com cargas estáticas ou quase estáticas, tomando-se o cuidado de garantir que a viga não possa se deslocar horizontalmente.



8.5- APOIO ROTULADO PARAFUSADOS

Apoio rotulado mostrado na figura 8.5, onde se faz a ligação da viga com pilar metálico ou misto, transmitindo apenas forças cizalhantes nas paredes do apoio. Observe que ha necessidade de uma folga entre as paredes do pilar e a face do enrigeedor de apoio, para permitir a livre rotação da viga. Este tipo de apoio quando utilizado na construção de edifícios onde as lajes são contínuas, minimiza a formação das trincas nos pisos.



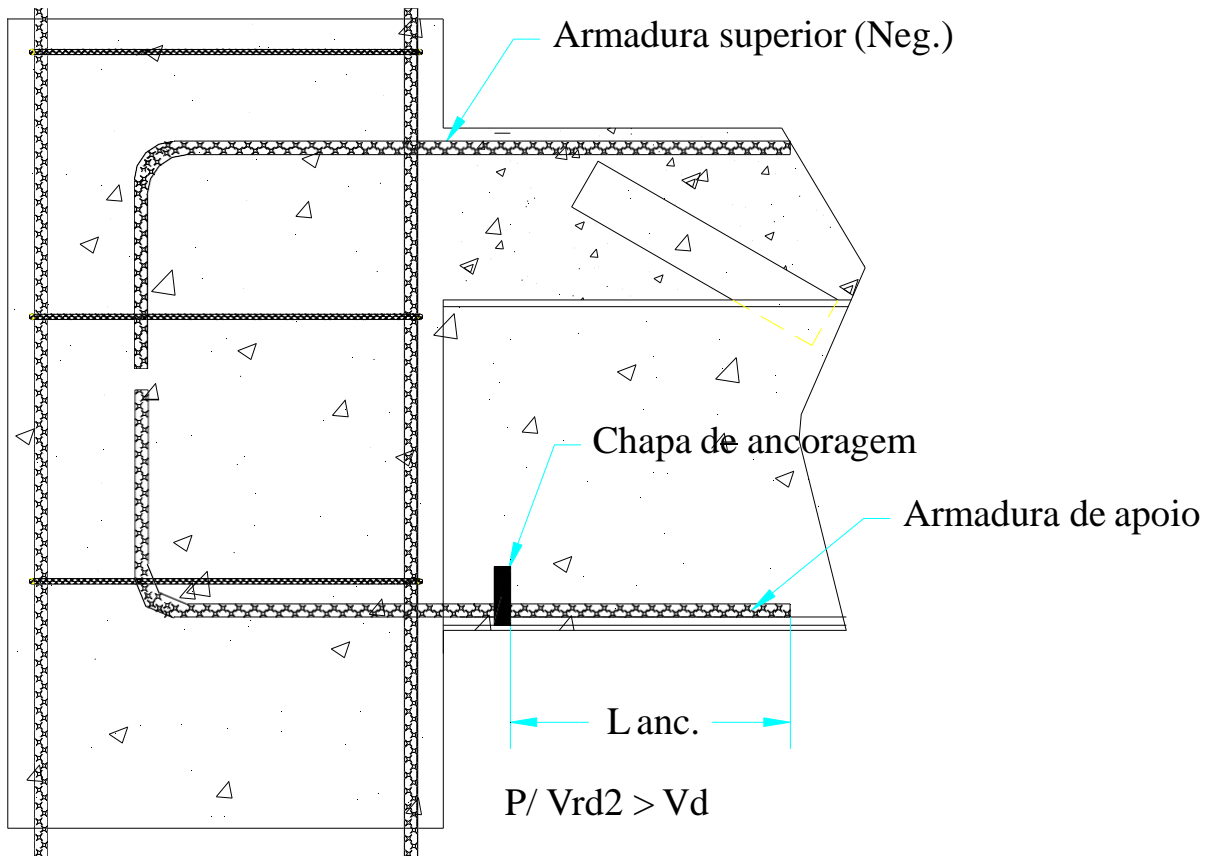
8.6- APOIO ROTULADO PARAFUSADOS APOIADA EM CONCRETO

Apoio rotulado mostrado na figura 8.6, onde se faz a liga\c{c}\~ao da viga com pilar de concreto armado, transmitindo apenas for\c{c}\~as cizalhantes nas paredes do apoio. O aparelho de apoio, constitu\xeddo por chapa, stud e porca, s\~ao colocados no pilar antes da concretagem do pilar. A folga entre as paredes do pilar e a face do emrigeedor de apoio, serve para permitir a livre rota\c{c}\~ao da viga, e por se situar na parte superior da viga, minimiza a forma\c{c}\~ao das fissuras nas lajes.



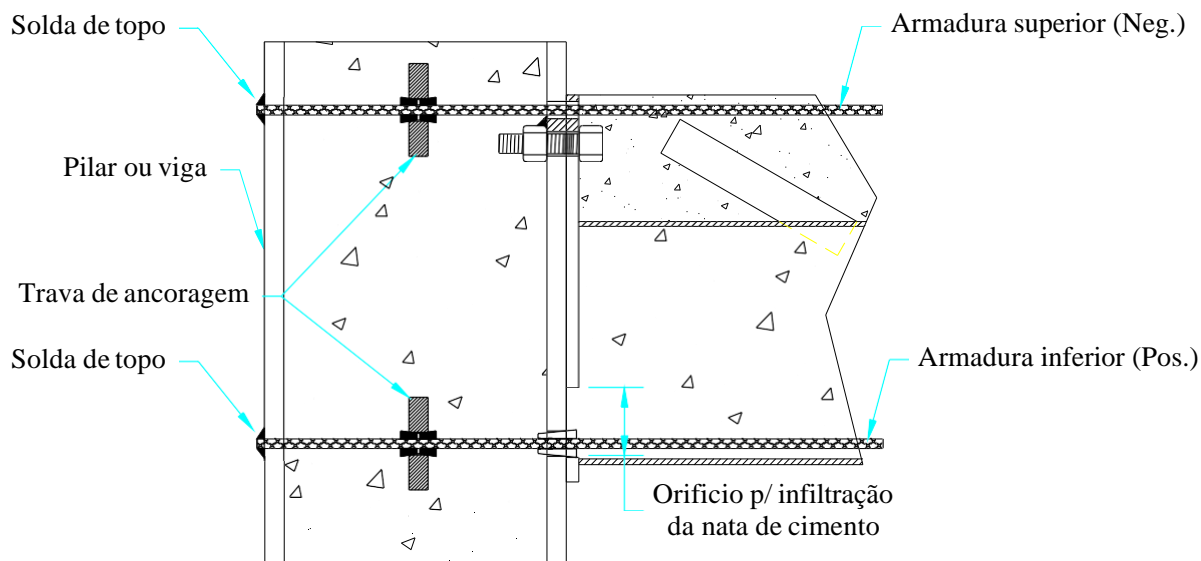
Steel Tech BR

Estruturas Leves de Alta Performance



8.7- APOIO ENGASTADO EM CONCRETO

Apoio engastado mostrado na figura 8.7, onde se faz a ligação da viga com pilar de concreto armado, transmitindo momentos, forças cortantes e forças normais. Não se coloca chapa de apoio na face do perfil, pois os esforços cortantes são transmitidos para o pilar por meio do concreto. Por isso é necessário que $Vrd2 < Vd$. A chapa de ancoragem soldada na parte inferior do perfil, tem a função de permitir a ancoragem da armadura de apoio no perfil metálico. Este sistema é similar a armadura de apoio de vigas de concreto armado, porem elimina a execução das formas e armaduras das vigas, dando grande rigidez a estrutura.



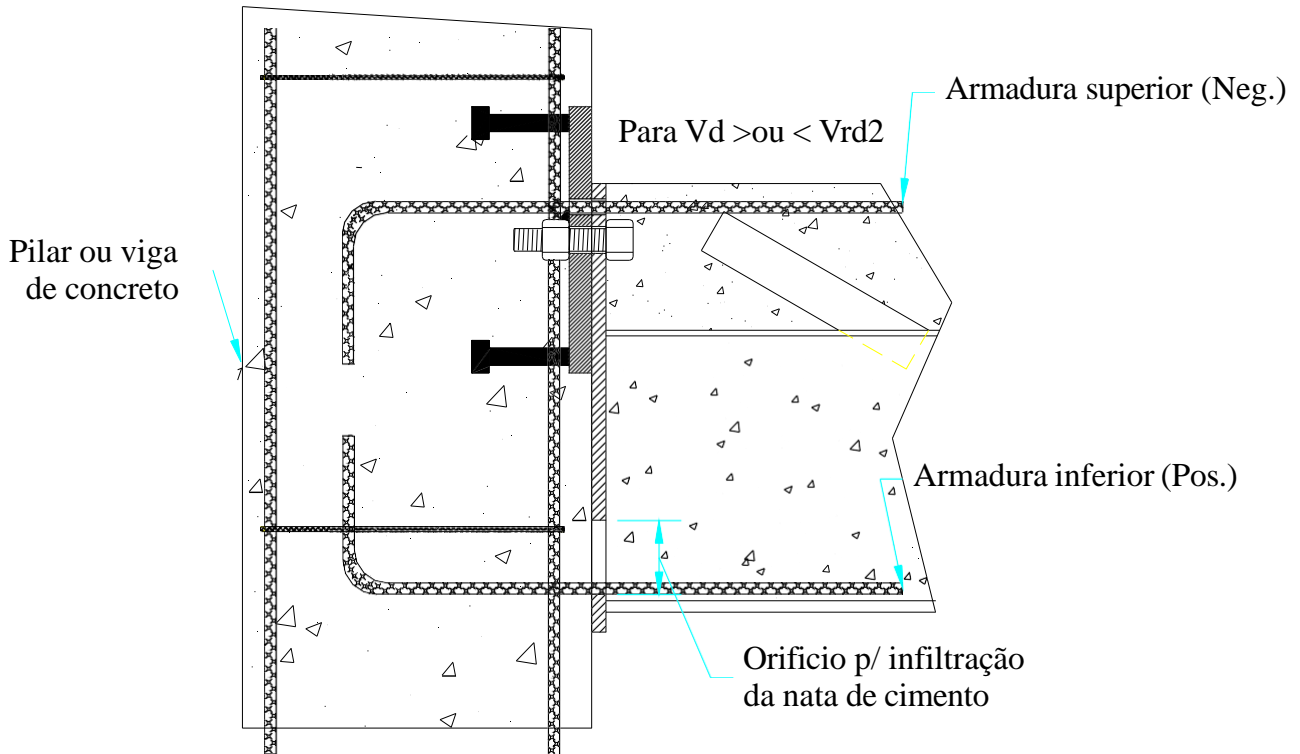
8.8- APOIO ENGASTADO PILAR MISTO PARAFUSADO

Na figura 8.8, é mostrada uma ligação engastada da viga com pilar misto. Para transmitir esforços de flexão ao pilar, pode-se soldar as extremidades das barras nas paredes do pilar e ou ainda colocar travas de ancoragem. As travas de ancoragem formada por chapa perfurada e cones que são fixadas nas armaduras. As travas de ancoragem garantem a ancoragem da armadura mesmo quando da inversão dos esforços de flexão. No caso de vigas contínuas, e em pilares centrais, as armaduras superiores poderão ser passadas pela parte externas dos pilares, e as armaduras inferiores se necessárias quando da ocorrência de momentos positivos, poderão ser passantes, sem a necessidade de solda de seus topos, mas poderão ser necessárias as travas de ancoragem. Aberturas deverão ser executadas nos enrijecedores soldados nas faces das vigas para permitirem a infiltração de nata do concreto, para melhor rigidez na ligação.



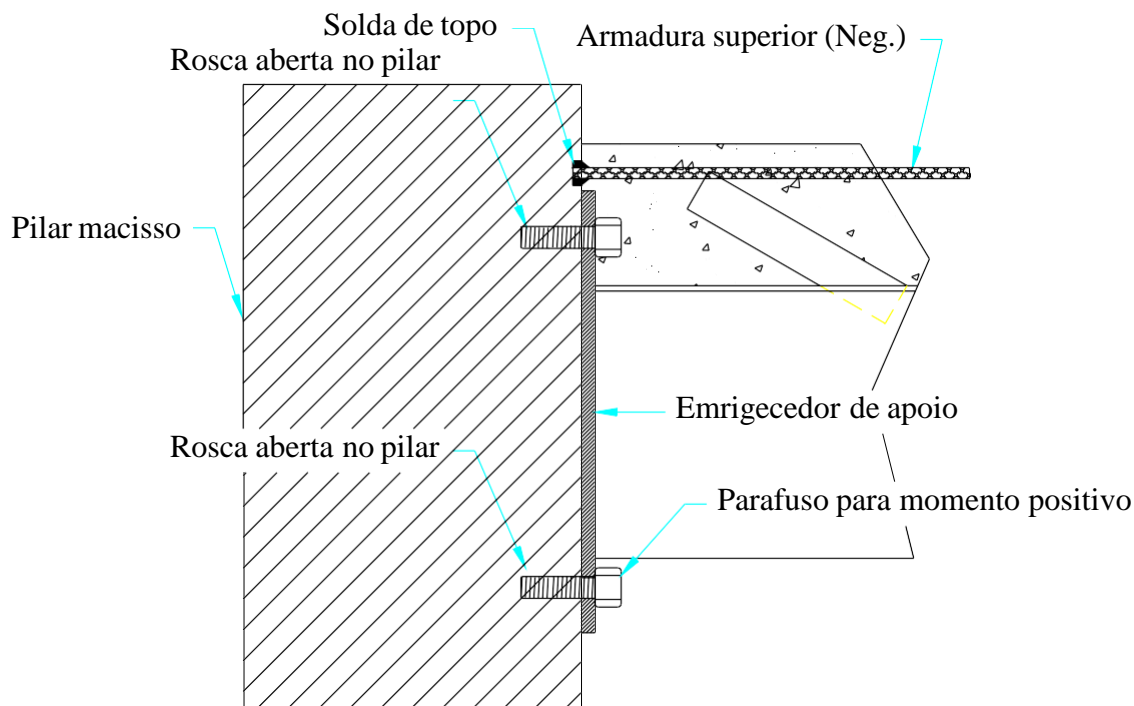
Steel Tech BR

Estruturas Leves de Alta Performance



8.9- APOIO ENGASTADO PARAFUSADOS APOIADA EM CONCRETO

Nos casos onde $V_{rd2} < V_d$, o concreto não tem capacidade de transmitir os esforços cortantes para os pilares, utiliza-se a ligação mostrada na figura 8.9, onde o aparelho de apoio é fundido juntamente com o pilar e a viga, permitindo a transferência dos esforços cortantes para os pilares. Neste caso é importante verificar-se se o perfil que forma a viga mista tem resistência suficiente aos esforços cortantes. Nesses casos utilizam-se sempre grapas inclinadas, dimensionadas para a interação total da viga mista. Os orifícios executados nos enrijecedores de apoio, tem função de facilitar a transferência das forças de compressão do concreto da viga para o pilar e facilitar a colocação das armaduras inferiores se necessárias para resistirem a momento positivos.



8.10- APOIO ENGASTADO PARAFUSADOS EM PILAR MACIÇO

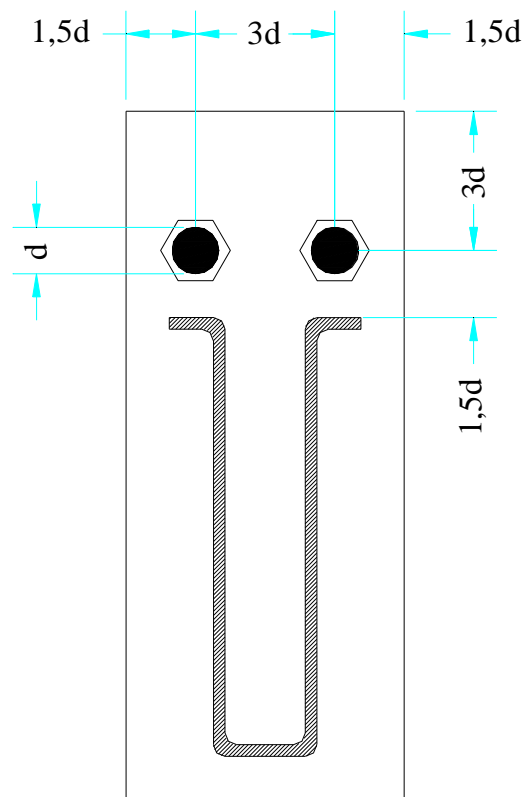
Nos casos de edifícios muito elevados, onde as cargas normais são muito elevadas e se deseja pilares com dimensões reduzidas, pode-se compor pilares maciços de aço utilizando chapas grossas soldadas entre si por meio em chanfros nas extremidades das chapas. Neste casos a ligação viga pilar pode ser executada como mostrado na figura 8.10, com abertura de furos e roscas internas para abrigar os parafusos de ligação. Quando da ocorrência de momentos positivos as armaduras inferiores poderão ser substituídas por parafusos. As armaduras superiores serão alojadas em furos e soldadas, tomando-se o cuidado de se estabelecer procedimentos que evitem a formação de estruturas metalúrgicas frágeis no vergalhão ou deformações excessivas no pilar. Deve-se dimensionar os enrigeedores para suportarem os esforços cortantes e as forças de tração dos parafusos inferiores. No caso de fixação dos parafusos e barras perpendicular ao planos da chapa deve-se verificar sua capacidade de resistir os esforços perpendiculares ao plano da mesma.

OBSERVAÇÕES

Deve-se sempre procurar fazer o dimensionamento das ligações parafusada nas extremidades das vigas, de tal forma que não se apresente ruptura frágil, ou seja a ruptura primeiro por cisalhamento do parafuso. Esta ruptura é muito perigosa e pode ocorrer de maneira catastrófica e sem aviso. Para se evitar essa situação deve-se dimensionar a ligação de maneira que ocorra o rasgamento da chapa de ligação antes da ruptura do parafuso.

RESISTENCIA AO CORTE DE PARAFUSOS

Adotando-se as disposições dos parafusos na chapa de apoio das vigas mostrado na



9 - DISPOSIÇÃO DOS PARAFUSOS NOS ENRIGECEDORES

A resistencia por parafuso classe 8.8, aplicado em chapa de aço ASTM A-36, de acordo com as disposições da figura 9, está mostrada na tabela 4. Para se ter uma ruptura dútil, é necessário que as chapas dos enrijecedores tenham espessuras indicadas na tabela 4. A espessura da chapa dos pilares deverá ser superior ao da chapa do enrijecedor.

TABELA – 4 – Resistencia por parafuso em ligações por corte, de acordo com o EC-3, para ruptura dútil, usando parafusos ISO 898-1 para rosca métrica normal.

Diametro	Ar	t(ch)max	F(Rd)	F(adm)
mm	mm ²	mm	daN	daN
12	84	4,25	3060	2040
14	115	4,76	3998	2666
16	157	4,76	4570	3046
18	192	6,35	6858	4572
20	245	6,35	7620	5080
22	303	6,35	8382	5588
24	353	7,96	11462	7642

TABELA 4 Resistência ao corte de parafusos

Obs.:

Proibida toda reprodução do presente documento sem prévia autorização da STEELTECH BR.

Todos Direitos Reservados.