

### 3 Projeto do Perfil

#### 3.1. Introdução

Este capítulo descreve o processo de avaliação da resistência estrutural de seções compostas por chapas de aço dobradas a frio, considerando as características apresentadas a seguir.

##### 3.1.1. Influência do Trabalho a Frio nas Propriedades Mecânicas do Aço

O dobramento de uma chapa, seja por perfilação ou utilizando-se dobradeira, provoca, devido ao fenômeno conhecido como envelhecimento (carregamento até a zona plástica, descarregamento, e posteriormente, porém não imediato, o carregamento), um aumento da resistência ao escoamento ( $f_y$ ) e da resistência à ruptura ( $f_u$ ), conforme demonstram os gráficos apresentados na figuras 3.1 e 3.2, com conseqüente redução de ductilidade. Isto é, o diagrama tensão versus deformação sofre um aumento na direção das resistências limites, mas acompanhado de uma diminuição no patamar de escoamento.

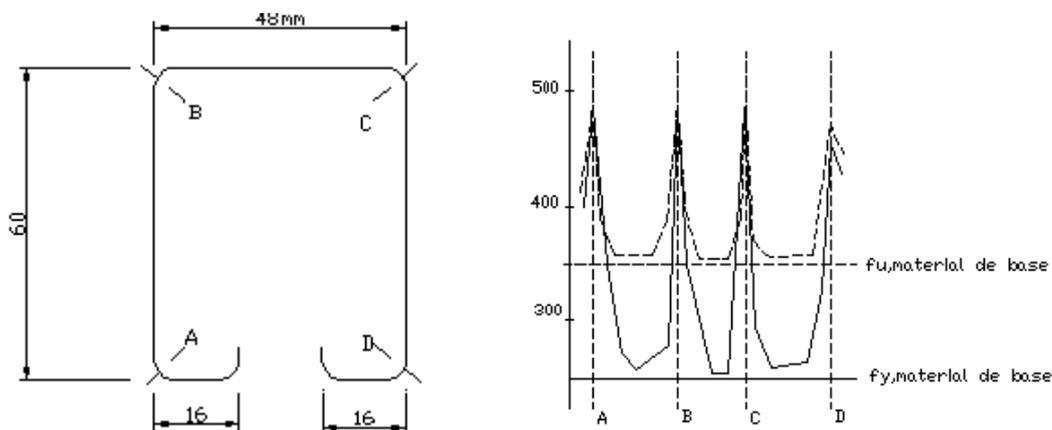


Figura 3.1 - Aumento da resistência ao escoamento e da resistência à ruptura, num perfil formado a frio por perfiladeira.

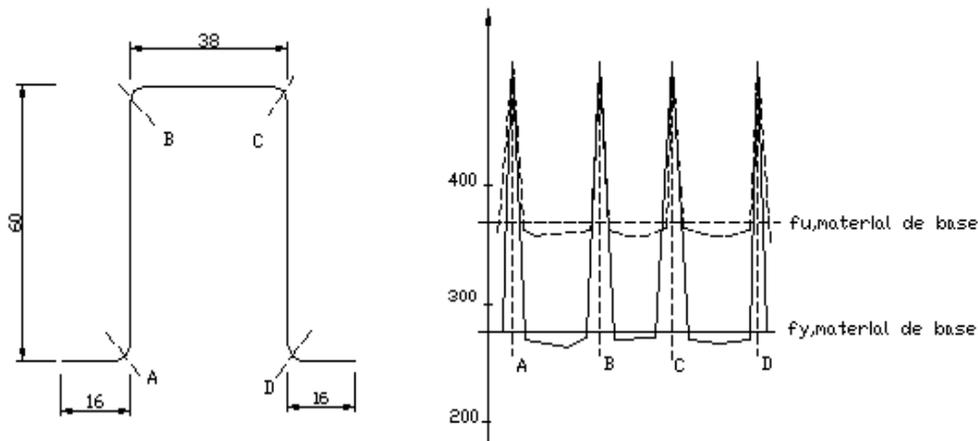


Figura 3.2 - Aumento da resistência ao escoamento e da resistência à ruptura, num perfil formado a frio por prensa dobradeira.

O dobramento de uma chapa, por qualquer dos dois processos citados, provoca um aumento na resistência e redução de ductilidade. A redução de ductilidade significa uma menor capacidade do material deformar-se. Por essa razão, a chapa deve ser conformada com raio de dobramento adequado ao material e à sua espessura, a fim de se evitar o aparecimento de fissuras.

A diferença entre o trabalho a quente e a frio no aço é que o primeiro produz um aumento de resistência. Isto se dá, entre outros aspectos, devido a um fenômeno chamado encruamento. Quando uma chapa sofre conformação a frio, os interstícios de sua estrutura granular se modificam formando uma espécie de costura entre os grãos do material, e como o trabalho é executado a frio, os grãos não têm mobilidade e nem energia cinética suficiente para voltarem a conformação original (o que ocorre no processo à quente), figura 3.3.

Os perfis em aço laminados a quente, assim como os perfis compostos por soldagem entre chapas de aço, são portadores de tensões residuais de origem térmica. Já os perfis de chapa dobrada, por serem fabricados a frio, possuem tensões residuais devido, em grande parte, ao processo mecânico de conformação. Na realidade, as tensões residuais destes perfis são o resultado da superposição das tensões residuais encontradas nas chapas de aço empregadas na sua fabricação e das tensões oriundas do processo de conformação propriamente dito.

O incremento das tensões últimas depende do grau de conformação e da diferença entre estas tensões na chapa original. Logo, na seção conformada o

material nas dobras possui propriedades diferentes do material nas partes planas e dobradas.

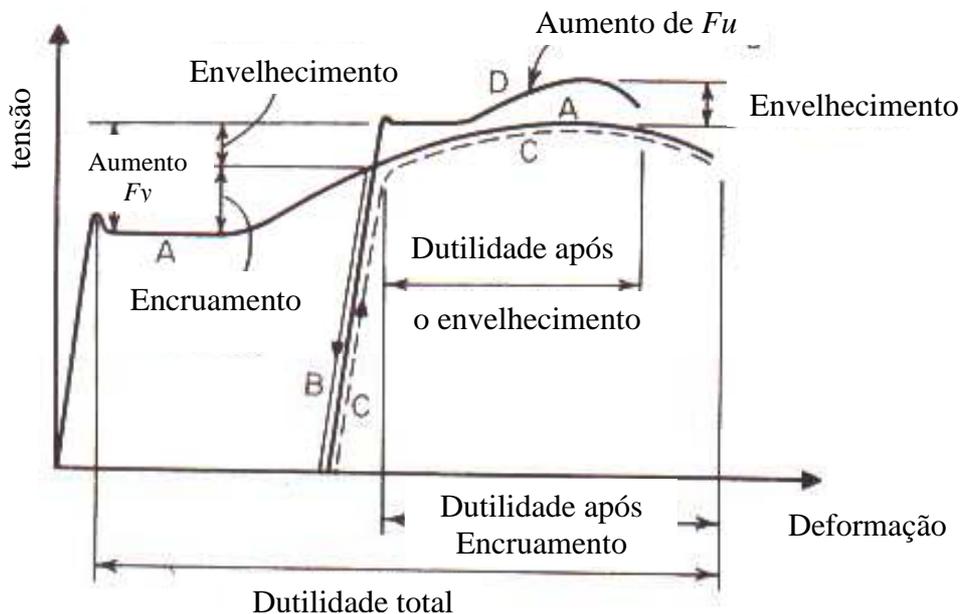


Figura 3.3 - Gráfico tensão versus deformação após conformação a frio [4].

### 3.1.2. Flambagem Local e Comportamento Pós-crítico

O fenômeno da flambagem local surge em perfis de aço com elementos esbeltos solicitados à compressão segundo seu eixo longitudinal, devido a instabilidade de um ou mais elementos que compõem sua seção transversal. Os perfis de aço dobrado a frio são geralmente compostos de chapas finas e de grande esbelteza provocando uma resistência menor do que uma seção laminada ou soldada feita pelo mesmo aço.

O comportamento das chapas esbeltas é estável, permanecendo os elementos com a mesma capacidade mesmo após ser atingida sua carga crítica. As chapas esbeltas, mesmo quando imperfeitas, também apresentam uma reserva de resistência “pós-flambagem”, isto é, o elemento possui uma capacidade resistente adicional, que na maioria dos casos, é superior a resistência convencional a flambagem local. Em contraste com a flambagem em colunas, uma placa tem uma considerável reserva de resistência.

Os perfis de chapa dobrada são compostos por uma associação de placas esbeltas. Para melhor entendimento do comportamento destes perfis é necessário

inicialmente o estudo de placas esbeltas comprimidas, conforme figura 3.4, através do método da largura efetiva.

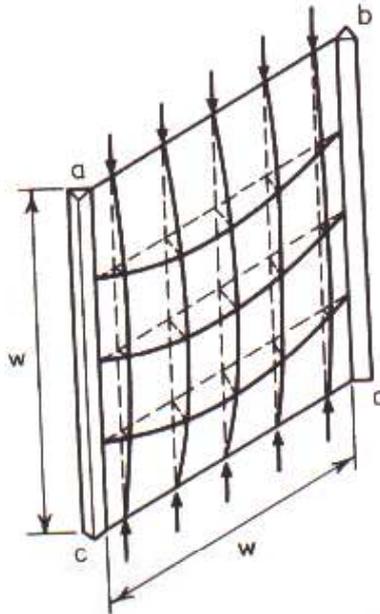


Figura 3.4 - Placa esbelta comprimida.

### 3.1.3. Método da Largura Efetiva

Buscando obter soluções mais simples e de aplicação geral que conduzam a resultados confiáveis para o tratamento de placas em estado pós-crítico, o método mais utilizado é o método da largura efetiva proposto por Von Karmam [5].

O método da largura efetiva consiste em reduzir a rigidez da placa perfeita, substituindo a placa original de largura  $b$ , por uma placa de largura efetiva  $b_e$ , sendo  $b_e$  menor que  $b$ .

Para uma placa perfeita submetida à compressão axial uniforme, a distribuição de tensões é constante antes de ser atingida a carga crítica de flambagem, como representado na figura 3.5. Após exceder a carga crítica de flambagem local, há uma redistribuição de tensões internas longitudinais, passando a uma configuração não uniforme de tensões, conforme figura 3.6, onde  $\sigma_{m\acute{a}x}$  é a tensão máxima atuante antes da flambagem, e  $\sigma_{cr}$  a tensão crítica.

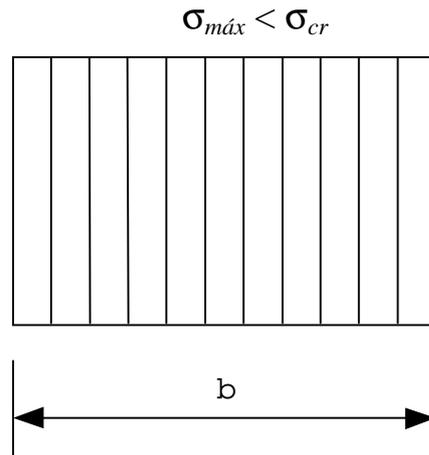


Figura 3.5 – Distribuição de tensões ao longo de uma placa sob compressão uniforme antes da carga crítica.

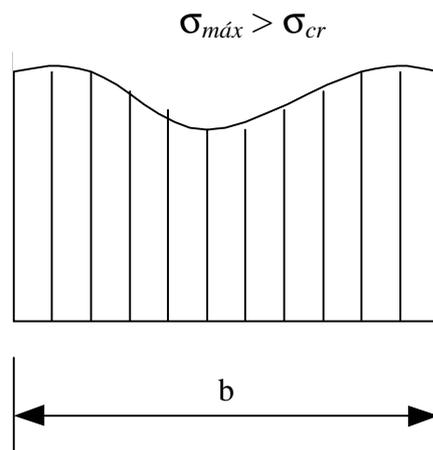


Figura 3.6 – Distribuição de tensões ao longo de uma placa sob compressão após ser exercida a carga crítica.

O princípio do método da largura efetiva pode ser resumido na figura 3.7, em que está representada a redistribuição de tensões de compressão na placa original quando a carga crítica de flambagem local é excedida.

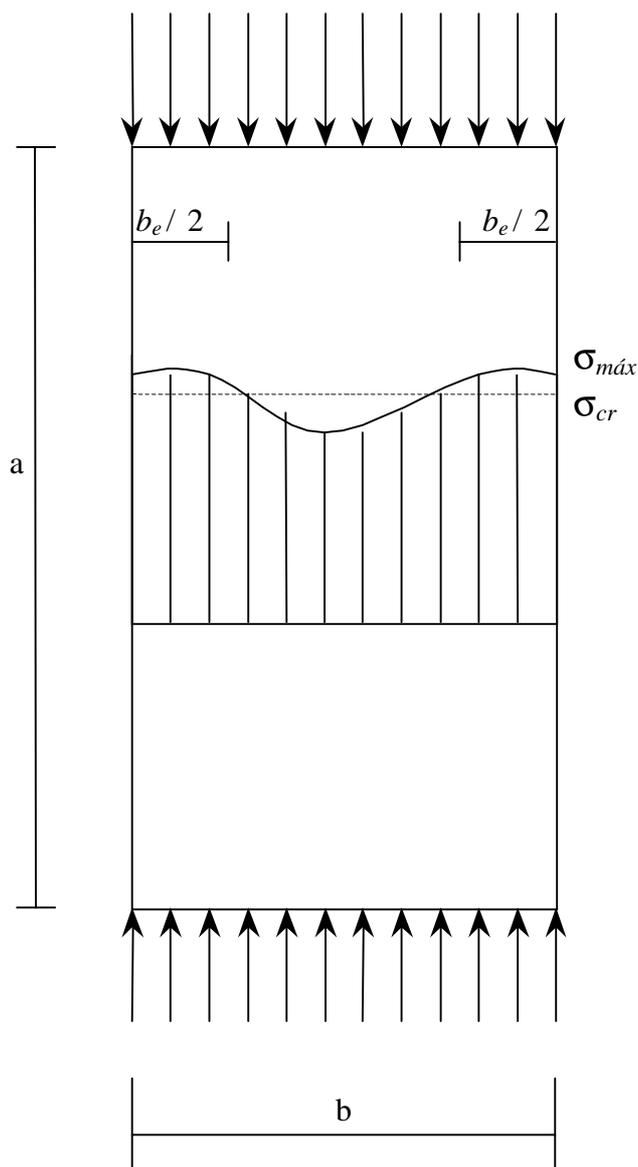


Figura 3.7 – Distribuição não-linear de tensões ao longo da largura  $b$  da placa original.

### 3.1.4. Resistência à Flexão

O momento considerado é o de escoamento que é determinado com base na área efetiva das mesas e da alma da seção transversal. O momento de escoamento é aquele referente ao início do escoamento da seção.

Baseando-se no início do escoamento,  $M_n = M_y$ , considera-se a seção efetiva, ou seja, as larguras efetivas da alma e da mesa, sendo  $M_y$  o momento em que uma das fibras atinge a tensão de escoamento do aço seja de tração, compressão ou ambas.

Em função das possíveis distribuições de tensões em perfis, pode-se avaliar a região comprimida e a efetividade da seção.

Nas seções com dupla simetria, tanto as fibras superiores como as inferiores atingem o escoamento ao mesmo tempo. Quando o eixo neutro está próximo da mesa comprimida a tensão de escoamento é primeiro alcançada na mesa inferior sob tração.

Quando um elemento possui uma esbeltez maior que o limite  $W > W_{lim}$ , onde  $W$  é a esbeltez e  $W_{lim}$  é a esbeltez limite, sua largura efetiva é menor do que a inicial. Durante o cálculo da inércia do elemento, só essa largura efetiva será computada, causando a mudança de inércia do elemento e do centro de gravidade. Isto gera um diferente módulo de resistência  $e$ , conseqüentemente, há um alteração no momento resistente quando comparado com as seções laminadas e soldadas.

Com base na teoria de perfis de chapa dobrada, investigou-se perfis com dimensões variadas resultando em um perfil metálico de dimensão teórica otimizada conforme figura 3.8. Por outro lado o processo de fabricação utilizado conduziu a um perfil com as dimensões adaptadas, conforme figura 3.9, [1].

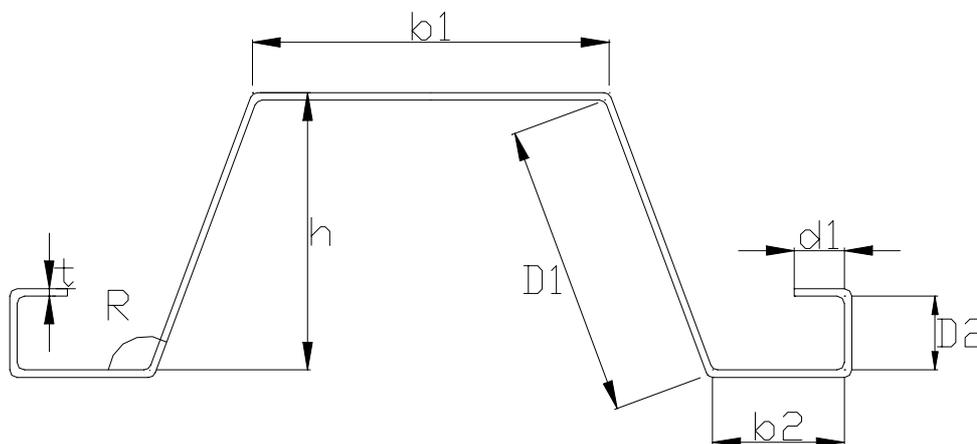


Figura 3.8 – Nomenclatura das dimensões da seção do perfil metálico.

Dados:

$b_1$  = dimensão da mesa maior

$b_2$  = dimensão da mesa menor

$d_1$  = dimensão do enrijecedor

$D_1$  = dimensão da alma inclinada

$D_2$  = dimensão da alma menor

$R$  = raio de curvatura

$t$  = espessura da chapa

$h$  = altura do perfil metálico

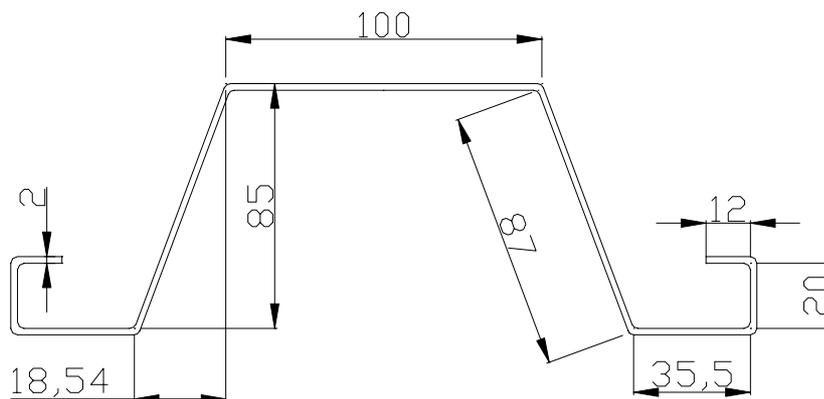


Figura 3.9 – Dimensões da seção do perfil metálico.

Algumas características observadas para a escolha adequada da dimensão ideal do perfil de chapa metálica foram [1]:

- Altura - quando muito elevada proporcionou uma laje muito espessa devido à camada de concreto. O mínimo valor da espessura da laje de concreto recomendada por normas é de 50mm. Por outro lado alturas reduzidas conduzem a soluções com resistência insuficiente;
- Largura - quando muito grande não se torna econômica, pois ocorre muita utilização do aço em relação a largura da bobina de mercado que é de 1,00 a 1,20m. Quando muito estreita apresentou as mesmas limitações de resistência da altura;
- Mesa superior – quando muito pequena proporcionou um centro de gravidade muito baixo;

- Peso – adotou-se como o ideal para o perfil metálico um peso de até 12kg/m para que a estrutura permaneça competitiva. Esse valor é adotado comercialmente na maioria das obras.

Foi estabelecido um elo comparativo entre os diversos fatores relacionando carga máxima suportada, flexão, momento, peso da chapa, área, comprimento do vão, tensão de escoamento, tração uniforme e número de apoios intermediários.

### 3.2.

#### Princípios de Dimensionamento de Perfis de Chapa Dobrada

##### 3.2.1.

##### Perfil de Chapa Dobrada

As vantagens apresentadas pelos perfis de chapa dobrada são inúmeras. Entre elas está a facilidade de obtenção de formas geométricas que otimizam a sua utilização. Os perfis são leves, de alta resistência e rigidez, possuem boa ductilidade e boa resistência à corrosão atmosférica, sua fabricação é rápida e sem grandes complicações. Normalmente as espessuras de chapa utilizadas variam de 0,6 a 3,0 milímetros [1].

Segundo a norma canadense CAN136-94 [9] para efeito de cálculo, a tensão última  $f_u$  do aço adotado dividido pela tensão de escoamento  $f_y$  do aço adotado deve ser sempre maior ou igual a 1,08.

$$\frac{f_u}{f_y} \geq 1,25 \quad (3.1)$$

Outra limitação diz respeito a máxima deformação admitida para as chapas.

$$\epsilon_{\max} < 5\% \text{ (comprimentos inferiores a 50mm)} \quad (3.2a)$$

$$\epsilon_{\max} < 7\% \text{ (comprimentos inferiores a 300mm)} \quad (3.2b)$$

A tensão de escoamento passa a ser o menor de:

$$f_y \leq 75\% f_u \text{ especificado} \leq 360\text{MPa}$$

Quando o aço é deformado a frio pelo seu dobramento, a região onde o aço é dobrado apresenta um aumento de resistência, este aumento ocorre devido ao encruamento do aço. Isto faz com que a tensão de escoamento passe a ser majorada. O aumento da tensão de escoamento (peças sem flambagem local),  $f_y'$ , é dada pela fórmula:

$$f_y' = f_y + 5 \frac{D_A}{W^*} (f_u - f_y) \quad (3.3)$$

Onde  $W^*$  é o perímetro da seção transversal dividido pela espessura de chapa metálica e  $D_A$  é o somatório dos ângulos de dobra do perfil dividido por  $90^\circ$ .

De um modo geral, para calcular a largura efetiva  $B$  de um perfil de chapa dobrada, deve-se inicialmente avaliar o comprimento da peça analisada,  $L$ , descontando-se os cantos do perfil, pois estes não sofrem diminuição no seu comprimento efetivo, figura 3.10, ou seja:

$$W = L - l_1 - l_2 \quad (3.4)$$

Por outro lado o comprimento efetivo  $b$  será sempre menor que o comprimento  $W$ .

$$b < w \quad (3.5)$$

Estes dois comprimentos são divididos pela espessura ( $t$ ) da chapa para tornar o problema adimensional.

$$W = \frac{w}{t}; \quad B = \frac{b}{t} \quad (3.6)$$

A largura efetiva é calculada através de :

Se

$$W < W_{LIM} \quad B = W \quad \therefore \quad w = b \quad (3.7a)$$

Se

$$W > W_{LIM} \quad B = 0,95 \sqrt{\frac{k \cdot E}{f}} \left( 1 - \frac{0,208}{W} \sqrt{\frac{k \cdot E}{f}} \right) \quad (3.7b)$$

Onde  $k$  é uma constante que varia em função das condições de contorno e o limite para largura efetiva é dado por:

$$W_{LIM} = 0,644 \sqrt{\frac{k \cdot E}{f}} \quad (3.8)$$

Os valores das tensões  $f$  e parâmetros  $k$  variam de acordo com a solicitação imposta à estrutura. Serão apresentados dois casos: tração e compressão uniforme e flexão.

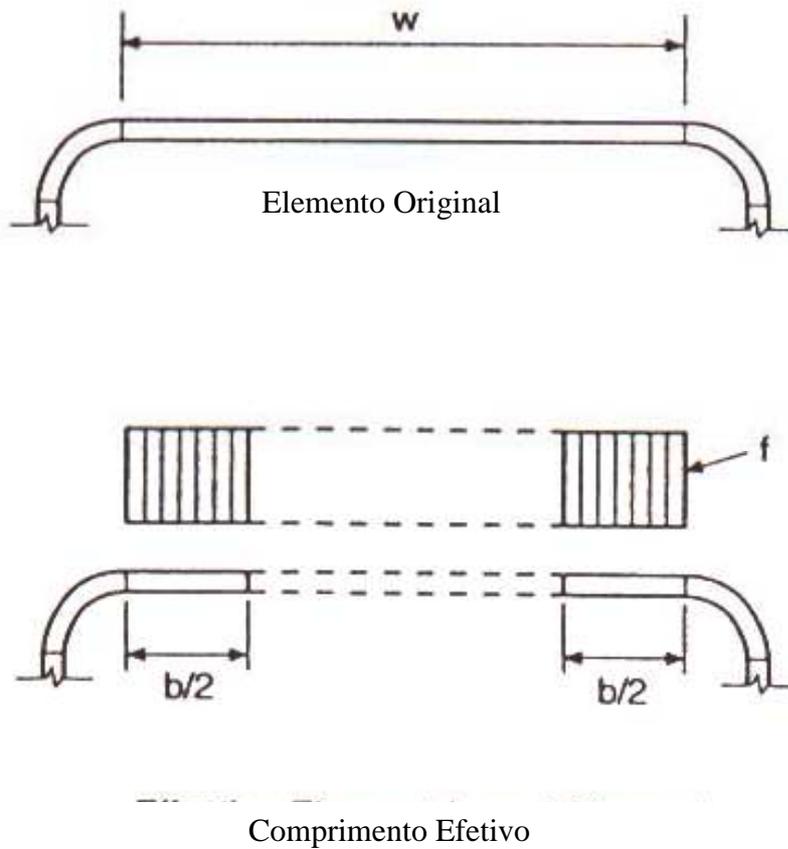


Figura 3.10 – Largura efetiva [1].

### 3.2.2. Tração e Compressão Uniforme

A determinação da largura efetiva irá variar de acordo com as condições de suporte do lado analisado. Serão considerados os elementos enrijecidos pelos dois lados, os enrijecedores não enrijecidos, os elementos com um lado enrijecido e outro com enrijecedor, figura 3.11 e figura 3.12.

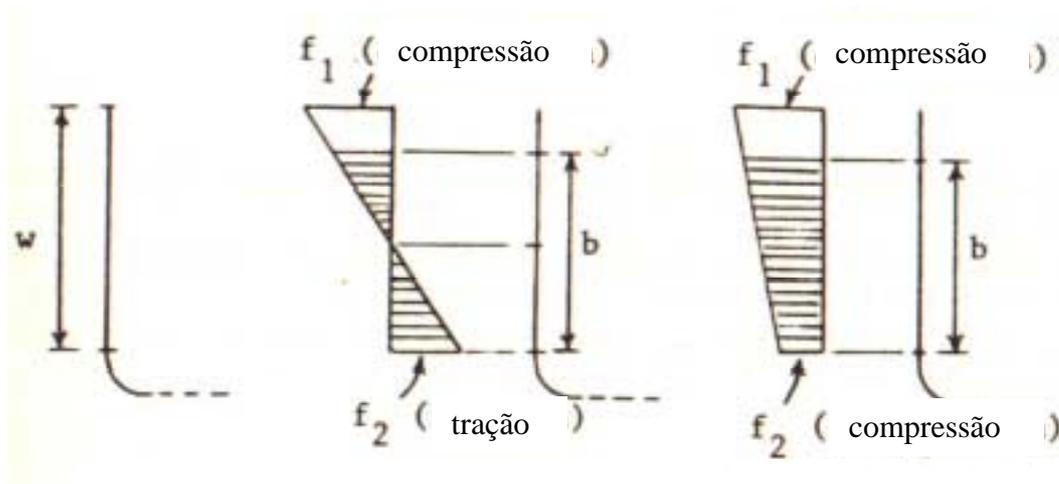


Figura 3.11 – Largura efetiva na compressão e tração em elementos não enrijecidos.

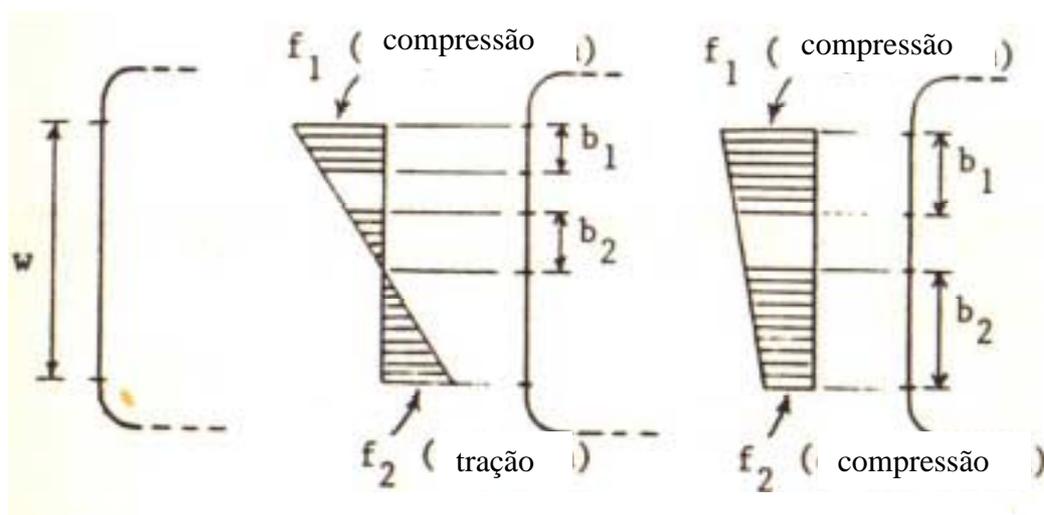


Figura 3.12 – Largura efetiva na compressão e tração em elementos enrijecidos.

### 3.2.3. Dois Lados Enrijecidos

Se o perfil tiver os dois lados enrijecidos, figura 3.12.

$$k = 4, \quad W = \frac{W}{t}, \quad f = f_{max} \quad (3.9)$$

onde  $f$  é a tensão de compressão máxima  $f_{max} = f_1$  aplicada no elemento enrijecido.

Substituindo  $k$ , nas equações 3.7 e 3.8 obtém-se:

$$W_{LIM} = 1,288 \sqrt{\frac{E}{f_{max}}}; \quad (3.10a)$$

e a

$$B = 0,95 \sqrt{\frac{E}{f_{max}}} \left( 1 - \frac{0,416}{W} \sqrt{\frac{E}{f_{max}}} \right) \quad (3.11)$$

### 3.2.4. Enrijecedores

No cálculo da largura efetiva de enrijecedores, o valor de  $k$  será sempre 0,43. Já o valor de  $f = f_1$  considerando uma força de compressão constante  $f_{max} = f_1$  aplicada no elemento enrijecido, figura 3.13.

Substituindo estes valores nas equações 3.7 e 3.8 tem-se:

$$W_{LIM} = 0,422 \sqrt{\frac{E}{f_1}}; \quad (3.12a)$$

Já a largura efetiva será:

$$B = 0,623 \sqrt{\frac{E}{f_1}} \left( 1 - \frac{0,136}{W} \sqrt{\frac{E}{f_1}} \right); \quad (3.13)$$

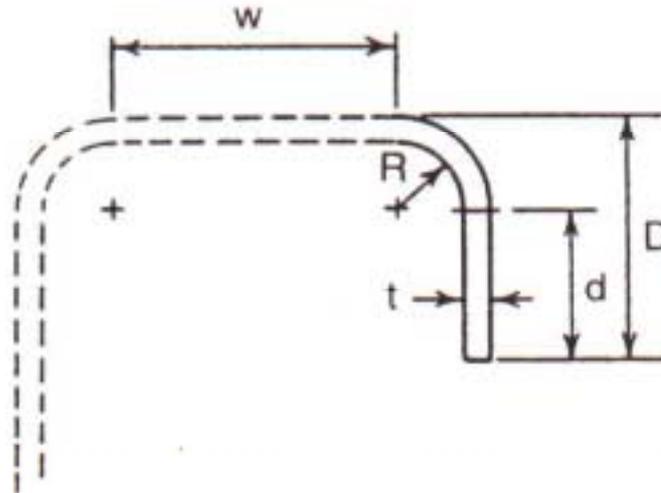


Figura 3.13 – Elemento com um lado enrijecido.

### 3.2.5. Elementos com um Lado Enrijecido e Outro com Enrijecedor

No caso destes elementos considera-se duas constantes limites  $W_{LIM1}$  e  $W_{LIM2}$  para avaliação das larguras efetivas. Estes valores correspondem aos limites de largura efetiva para os dois casos já apresentados anteriormente, ou seja, dois lados enrijecidos ou com enrijecedor. De acordo com a rigidez do enrijecedor a largura efetiva poderá ser avaliada de acordo com o caso mais próximo de seu comportamento. Os limites  $W_{LIM1}$  e  $W_{LIM2}$  são calculados baseados nas equações 3.10a e 3.12a.

$$W_{LIM1} = 0,422 \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}}; \quad (3.12b)$$

$$W_{LIM2} = 1,288 \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}}; \quad (3.10b)$$

A constante  $k$  e a tensão máxima  $f_{\max}$  são dadas por:

$$k = 3,57(I_r)^n + 0,43 \leq 4 \quad (3.14)$$

$$f = f_1 \quad (3.15)$$

Em que  $I_r$  é a inércia do enrijecedor e  $I_a$  é o valor limite para rigidez do enrijecedor. Os valores de  $I_a$  e  $n$  dependem das condições de engastamentos do lado analisado.

$$I_r = \frac{I_s}{I_a} \quad (3.16)$$

A determinação da largura efetiva se faz através de:

Primeiro caso

Se  $W \leq W_{LIM1}$  não há redução da largura efetiva,:

$$b_1 = b_2 = \frac{W}{2}; \quad d_r = d_e \text{ (LIP)}; \quad \Delta_r = \Delta_{es}; \quad I_r = \frac{I_s}{I_a} \quad (3.17)$$

O segundo e terceiro caso são mais genéricos.

Segundo caso

Se  $W_{LIM1} < W \leq W_{LIM2}$

$$b_1 = \frac{I_r \cdot B \cdot t}{2} \leq \frac{B \cdot t}{2} \quad b_2 = B \cdot t - b_1 \quad (3.18)$$

$$d_r = d_e I_r \leq d_e \quad \text{(LIP)} \Delta_r = \Delta_{es} \cdot I_r \leq \Delta_{es} \quad (3.19)$$

Terceiro caso

Se  $W > W_{LIM2}$

$$b_1 = \frac{I_r \cdot B \cdot t}{2} \leq \frac{B \cdot t}{2} \quad b_2 = B \cdot t - b_1 \quad (3.20)$$

$$d_r = d_e I_r \leq d_e \quad (LIP) \Delta_r = \Delta_{es} \cdot I_{r \leq} \leq \Delta_{es} \quad (3.21)$$

A inércia do enrijecedor  $I_s$  é dada por:

$$I_s = \frac{t \cdot d^3}{12} \text{sen}^2 \theta \quad (3.22)$$

Os valores de  $n$  e  $I_a$  dependem do caso a ser considerado, ou seja:

Segundo caso

$$n = \frac{1}{2} \quad I_a = 399 \cdot t^4 \left( \frac{W}{W_{LIM2}} - 0,327 \right)^3 \quad (3.23)$$

Terceiro caso

$$n = \frac{1}{3} \quad I_a = t^4 \left( 115 \cdot \frac{W}{W_{LIM2}} + 5 \right) \quad (3.24)$$

### 3.2.6. Flexo-compressão

Quando o efeito de flexão se soma ao de compressão avalia-se a largura efetiva também de acordo com as considerações de suporte do lado avaliado. Considerando as variações para os elementos sujeitos ao estado de tensão uniforme, adota-se:

$$k = 0,43 \quad f = f_3 \quad W = \frac{d}{t} \quad (3.25)$$

$$W_{LIM} = 0,422 \sqrt{\frac{E}{f_3}} ; \quad (3.26)$$

$$B = 0,623 \sqrt{\frac{E}{f_3}} \left( 1 - \frac{0,136}{W} \sqrt{\frac{E}{f_3}} \right) \quad (3.27)$$

Para elementos não enrijecidos sujeitos às variações de tensões, são válidas as mesmas considerações do item anterior.

No caso de almas e elementos enrijecidos sujeitos à variação de tensões, figura 3.14, considera-se uma constante dada por:

$$q = \left| \frac{f_2}{f_1} \right| \quad (3.28)$$

Onde  $f_1$  e  $f_2$  são os valores das tensões de tração e compressão dados na figura 3.12.

No cálculo para almas sujeitas à flexo-compressão considera-se que na parte tracionada toda largura é efetiva, já as tensões atuantes de compressão designada por  $f_2$ , figura 3.14, os valores de  $K$  são determinados por:

$$k = 4 + 2(1 + q)^3 + 2(1 + q) \quad \text{para} \quad 0 \leq q \leq 1 \quad (3.29a)$$

$$k = 6(1 + q)^2 \quad \text{para} \quad 1 < q \leq 3 \quad (3.29b)$$

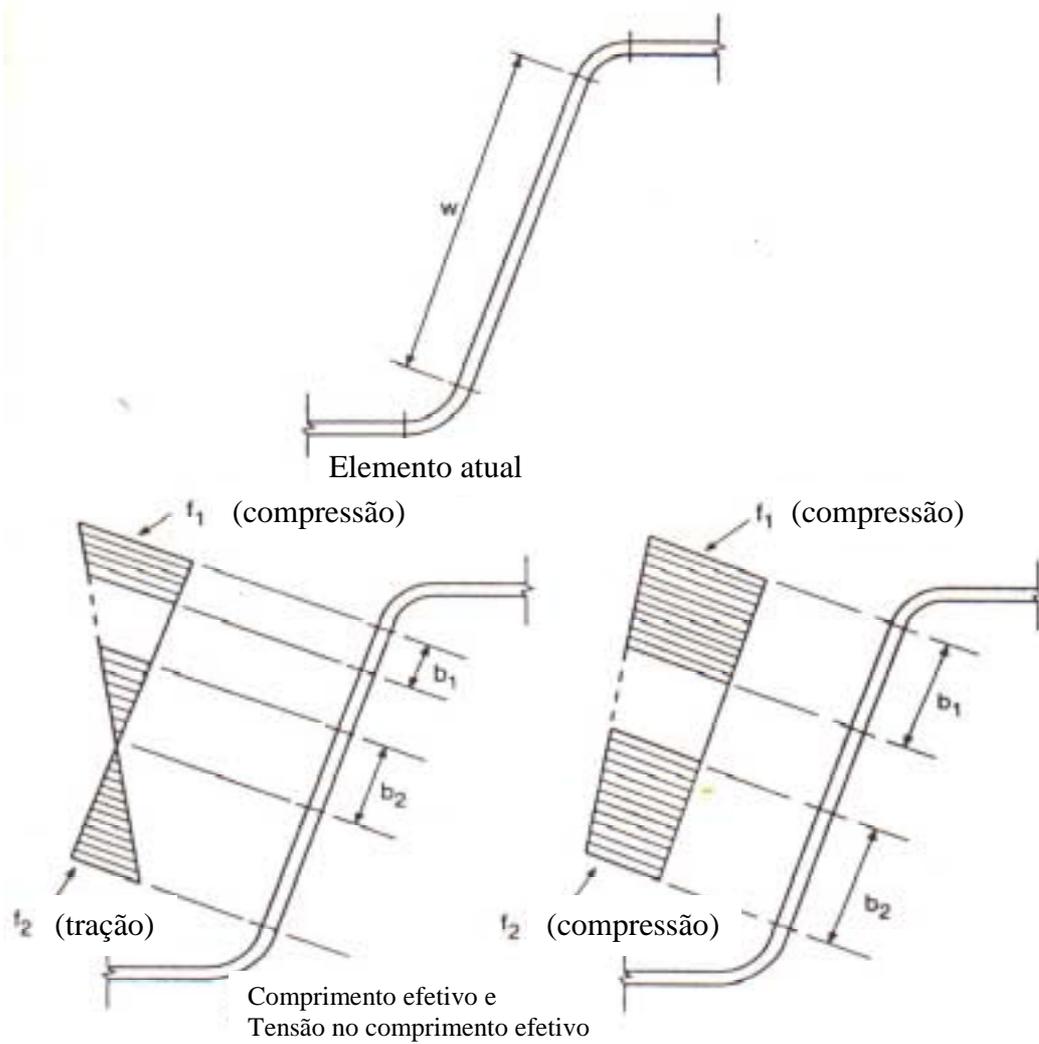


Figura 3.14 – Alma inclinada sujeita a tração e compressão.

No caso de  $W > W_{LIM}$  os valores das larguras efetivas  $b_1$  e  $b_2$ , figura 3.14, são avaliados por:

$$b_1 = \frac{B \cdot t}{(3 + q)}; \quad b_2 = \frac{B \cdot t}{(1 + q)} - b_1 \quad (3.30)$$

No caso de elementos enrijecidos com compressão variável que não sejam almas adota-se para  $k$  a expressão:

$$k = 4 + 2(1 - q)^3 + 2(1 - q) \quad (3.31)$$

De posse de  $k$  e se a largura considerada for menor do que o limite  $W_{LIM}$ , avaliam-se as larguras  $b_1$  e  $b_2$  através de:

$$b_1 = \frac{B \cdot t}{(3 - q)}; \quad b_2 = B \cdot t - b_1 \quad (3.32)$$

Com os valores das larguras efetivas pode-se corrigir a inércia do perfil considerando somente os valores dos comprimentos efetivos.

$$I_x = \left( \sum I_{xc} + \sum b_e \cdot d^2 \right) t \quad (3.33a)$$

Onde:

$I_{xc}$  é a inércia efetiva corrigida do lado analisado;

$b_e$  é a largura efetiva corrigida do lado analisado;

$d$  é a distancia do centro de gravidade ao lado analisado até o lado neutro;

$t$  é a espessura do perfil.

Os módulos resistentes na fibra tracionada e na fibra comprimida do perfil são dados por:

$$S_c = \frac{I_x}{f_1} \quad (3.33b)$$

$$S_t = \frac{I_x}{f_2} \quad (3.33c)$$

Onde  $f_1$  e  $f_2$  são tensões atuantes nas fibras externas do perfil.

### 3.3. Dimensionamento

Inicia-se este trabalho adotando-se uma seção de perfil metálico com dimensões iniciais variáveis para investigação da melhor solução estrutural para os ensaios. A seção utilizada parte de um estudo inicial realizado por Takey [1].

As principais dimensões avaliadas foram: altura da seção do perfil metálico, espessura de chapa, comprimento do vão, e número de vãos.

Para as dimensões citadas, foram calculados: tensão de escoamento do perfil, tração uniforme do perfil de chapa dobrada, resistência à flexão simples da seção do perfil de chapa dobrado e as cargas resistentes após a construção. Maiores detalhes sobre este estudo estão presentes no final deste capítulo.

Para comparação destes dados foram analisados: a carga máxima suportada pela viga, as cargas após a construção, o deslocamento vertical do perfil, o vão máximo permitido devido ao deslocamento vertical e o peso da chapa.

A seguir serão apresentados os dados adquiridos pelo dimensionamento padrão do perfil seguindo a norma canadense. [9].

### 3.3.1. Determinação da Resistência a Momentos Fletores

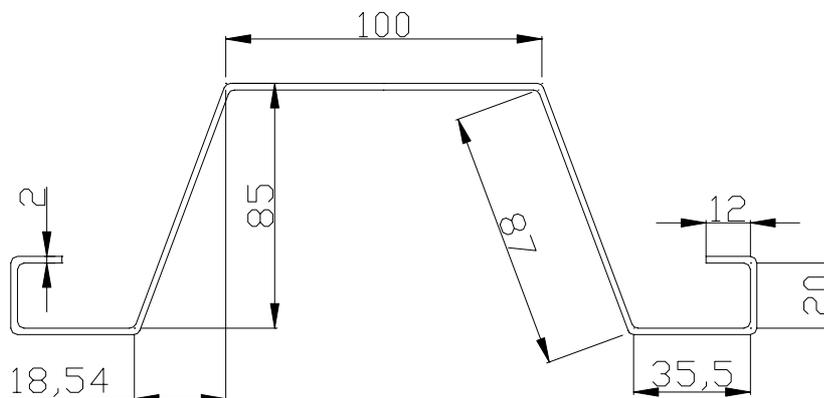


Figura 3.15 – Dimensões do perfil metálico.

Dados da figura 3.15:



### 3.4. Determinação das Cargas após a Construção

Considera-se a largura da seção do perfil metálico mais as duas larguras de chapa corrugada localizadas na extremidade.

$$L = 225\text{mm} + 120\text{mm} + 120\text{mm} = 465\text{mm} = 0,46\text{m}$$

O peso próprio da estrutura ou o peso próprio da laje será considerado o peso real medido no ensaio experimental.

$$P_{\text{laje}} = 320\text{kg} = 106,66\text{kg/m} = 231\text{kg/m}^2 = 2,31\text{kN/m}^2$$

Considera-se para valor de carga acidental:

$$\text{Carga acidental} = 150 \cdot 1,3 = 195 \text{ kg/m}^2 = 0,195 \text{ kN/m}^2$$

A carga do piso e contra piso é dada por:

$$\text{Carga piso} + \text{Contra-piso} = 100 \times 1,3 = 130\text{kg/m}^2 = 0,130 \text{ kN/m}^2$$

Será considerada uma carga de rebaixamento de teto dado por:

$$\text{Carga rebaixamento} = 25\text{kg/m}^2 = 0,025 \text{ kN/m}^2$$

A carga total distribuída de projeto será o somatório das cargas anteriores:

$$\text{Carga total distribuída de projeto} = 268\text{kg/m}^2 = 2,68\text{kN/m}^2$$

$$\text{Carregamento linear de projeto (aplicado na chapa)} = 123\text{kg/m} = 1,23\text{kN/m}$$

Vão máximo suportado pela viga bi-apoiada pelo carregamento de projeto existente usando o momento máximo positivo é:

$$M_{\max pos} = \frac{ql^2}{8} \qquad l = \sqrt{\frac{8M_{\max pos}}{q}} \qquad (3.37)$$

$$l_{\max} = 5,66\text{m}$$

### 3.5. Inércia da Seção Mista

Para o cálculo da seção mista considera-se uma proporção entre os módulos de elasticidade do concreto ( $E_{concr}$ ) e do aço ( $E_{aço}$ ), de modo a converter os valores do concreto em aço.

$$\frac{E_{aço}}{E_{concr}} = \frac{205000\text{MPa}}{20500\text{MPa}} = 10 \qquad (3.38)$$

Para diferentes  $f_{ck}$  tem-se:

$$\frac{E_{aço}}{E_{concr}} = 8,11 \qquad \text{para } f_{ck} = 25\text{MPa}$$

A largura da laje de concreto será dividida pela relação  $\frac{E_{aço}}{E_{concr}}$ , convertendo a largura do concreto em largura de aço para identificar uma área de aço aproximada.

Para diferentes valores de  $f_{ck}$  tem-se:

$$b_{25} = 61,40 \text{ mm} \rightarrow f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

De acordo com a seção do perfil, calcula-se o seu centro de gravidade. Obtém-se as distâncias relativas do centro de gravidade do perfil e do concreto.

Onde  $y_1$  é a distância entre os centros de gravidade do concreto e do perfil,  $y_2$  é a distância do CG do concreto até a superfície superior da laje,  $y_3$  é a distância do CG do concreto até a superfície superior do perfil de aço,  $y_c$  é a distância do CG da estrutura até a superfície superior da laje, abrange a área de compressão e  $y_T$  é a distância do CG da estrutura até a superfície inferior do perfil de aço, abrange a área de tração da estrutura, conforme figura 3.16.

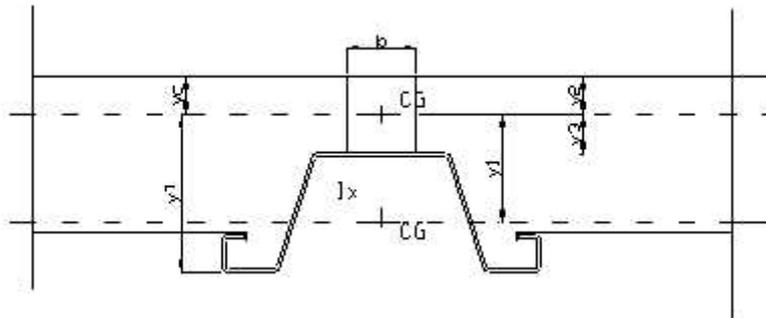


Figura 3.16 – Configuração da seção para cálculo da inércia transformada.

A inércia da seção transformada é:

$$I_T = I_x + (A_s \cdot y_1^2) + \left( \frac{b \cdot y_2^3}{12} \right) + (b \cdot y_2 \cdot y_3^2) \quad (3.82)$$

Onde  $I_x$  é a inércia do perfil metálico.

Quando calculado com uma tensão de 25Mpa, tem-se:

$$I_{T.25} = 35,31 \times 10^5 \text{ mm}^4$$