

FACULDADE ASSIS GURGACZ
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
ESTRUTURAS METÁLICAS



ESTRUTURAS METÁLICAS

Prof. Giovano Palma

Aluno: _____

CASCAVEL, fevereiro de 2007.

1 Processo Siderúrgico

O aço pode ser definido como uma liga metálica composta principalmente de ferro e de pequenas quantidades de carbono (0,002% até 2%, sendo que na construção civil o teor fica entre 0,18% e 0,25%) com propriedades específicas, sobretudo de resistência e ductilidade.

Pode-se resumir o processo de fabricação do aço em 4 grandes etapas:

- Preparo das matérias-primas (coqueria e sinterização);
- Produção do gusa (alto-forno);
- Produção do aço (aciaria);
- Conformação mecânica (laminação).

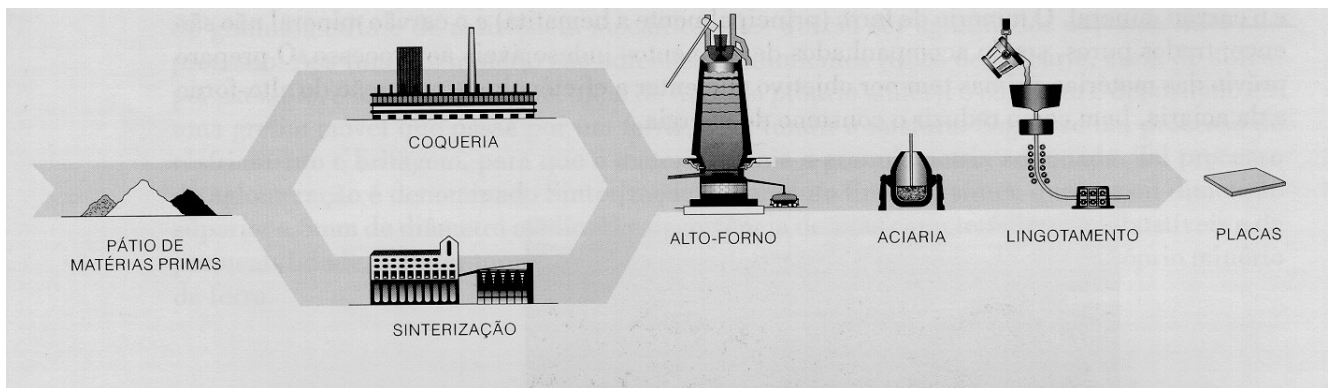


Figura 1 – Processo Siderúrgico

Em estruturas metálicas são empregadas ligas ferro-carbono, geralmente denominadas aços-carbono de baixa liga. Esses aços contém, pequenos teores de manganês e silício; são comercializados com base em sua resistência mecânica e não necessitam, em geral, de nenhum tratamento térmico após a laminação.

1.1 Aço, Ferro Gusa, Ferro Fundido

Ferro Gusa – é o produto da 1ª fusão do minério de ferro e contém cerca de 3,5% a 4,0% de carbono.

Ferro Fundido – é o produto da 2ª fusão do gusa, em que são feitas adições de outros materiais até atingir o teor de carbono entre 2,5 a 3,0%.

Aço – é uma liga metálica constituída basicamente de ferro e carbono, obtida pelo refino do gusa em equipamentos apropriados. Como refino do gusa entende-se a diminuição dos teores de carbono, silício e enxofre.

1.2 Matérias-Primas

Para a obtenção do aço são necessárias basicamente 2 matérias-primas: o minério de ferro e o carvão mineral. Os mesmos, não são encontrados puros, sendo necessário um preparo prévio com o objetivo de aumentar a eficiência de operação do alto-forno e da aciaria, bem como reduzir o consumo de energia.

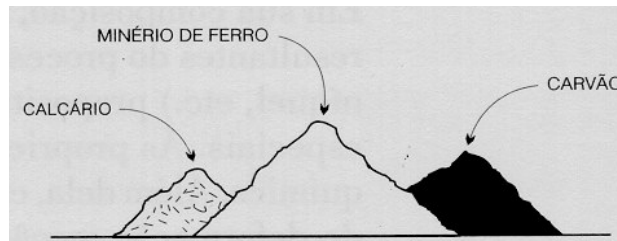


Figura 2 – Matérias-Primas

Coqueria – é a eliminação das impurezas do carvão mineral.

Carvão Mineral – utilizado nos alto-fornos, deve fornecer energia térmica e química necessária ao processo de produção do gusa e ainda assegurar uma permeabilidade adequada ao alto-forno.

Sinterização – é a preparação do minério de ferro para a produção do gusa. Consiste na aglomeração das partículas (pois os finos e minério são indesejáveis para o processo de obtenção do gusa, devendo ser aglutinados antes do início do processo), resultando no sinter, que possui dimensão superior a 5mm de diâmetro médio.

1.3 Alto-Forno

O princípio básico de operação de um alto-forno é a retirada do oxigênio do minério, que assim é reduzido a ferro.

Esta redução é resultante da combinação do carbono presente no coque com o oxigênio do minério em uma reação exotérmica. Simultaneamente, a combustão do carvão com o oxigênio do ar fornece calor para fundir o metal reduzido.

O ar necessário para queima do coque é previamente aquecido e injetado sob pressão através das ventaneiras. Ao entrar em contato com o ar quente (1000°C), o coque entra em combustão, gerando calor e reduzindo o minério de ferro, dando origem ao ferro-gusa e a escória. A temperatura no interior do alto-forno chega a 1500°C.

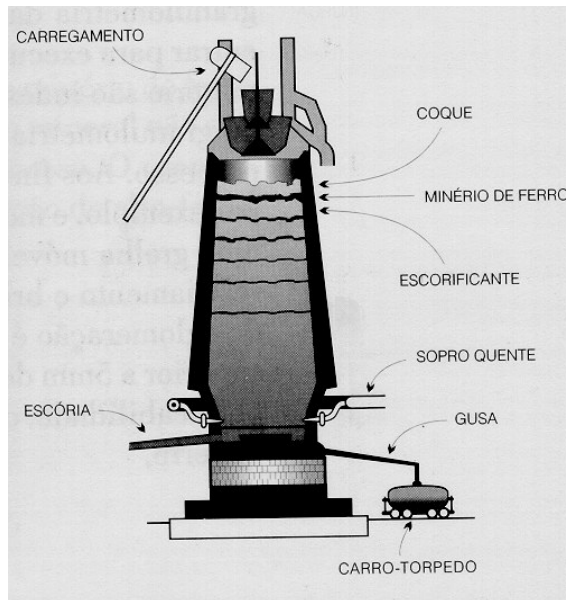


Figura 3 – Alto-forno

O gusa líquido é vazado nos carros-torpedo que passam por uma estação de dessulfuração, em que o enxofre é reduzido a teores aceitáveis, seguindo então a aciaria.

1.4 Aciaria

Tem por finalidade transformar o ferro-gusa em aço (refino). Esta operação é feita em um conversor, por meio de injeção de oxigênio pro, sob alta pressão, em banho de gusa líquido, com adição de sucata de aço (que ajuda no controle da composição da liga metálica e também da temperatura do metal líquido). Em seguida, quando o aço está na composição correta, o metal é transferido para o lingotamento contínuo.

Conversor – tem a função de reduzir o carbono, silício e fósforo por meio de uma fonte de calor gerada pela injeção do oxigênio puro.

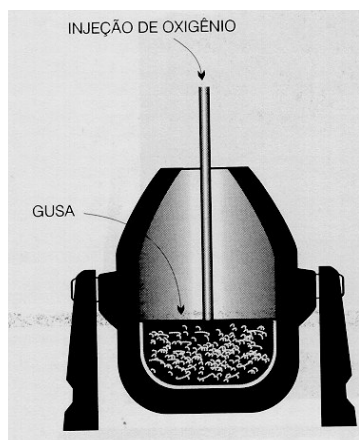


Figura 4 – Conversor

1.4 Lingotamento Contínuo

Nesse sistema, o aço é transferido do conversor para o distribuidor, e deste para o molde, no qual se inicia a solidificação do aço, que é retirado continuamente por rolos extratores. O veio metálico é resfriado, sendo cortado a maçarico e transformado em esboço de placa.

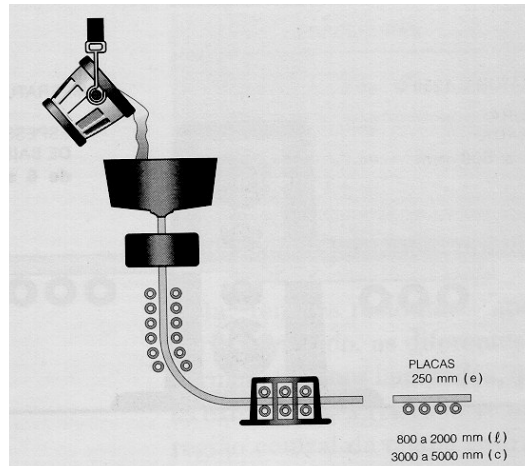


Figura 5 – Lingotamento

1.5 Laminação

Consiste na redução da área da seção transversal, com conseqüente alongamento, do produto recebido do lingotamento, para conforma-lo na apresentação desejada (chapas grossas, finas, perfis....).

Dependendo da espessura, as chapas podem ser fornecidas sob a forma de bobinas, mas este acondicionamento pode não ser adequado ao uso em perfis soldados, pois as chapas têm a tendência de retornar a sua posição deformada na bobina, por ocasião da soldagem dos perfis.

Tensões Residuais – após a laminação, conforme o grau de exposição da chapa ou do perfil laminado, as diferentes velocidades de resfriamento levam ao aparecimento de tensões permanentes nos laminados, que recebem o nome de tensões residuais. Em chapas, por exemplo, as extremidades resfriam-se mais rapidamente do que a região central, contraindo-se; quando a região central resfria-se, as extremidades, já solidificadas, a impedem de contrair-se livremente.

A presença de tensões residuais faz com que a seção comece a plastificar-se progressivamente, antes que a peça atinja a sua plena carga de plastificação, ou seja, ocorre uma redução do limite de proporcionalidade que passa a ser: $f_p = f_y - f_r$ (f_r =tensão residual máxima). NBR 8880 => $f_r=115$ MPa.

Cabe salientar, que as operações executadas posteriormente, nas fábricas de estruturas metálicas (soldagem, corte com maçarico....) também provocarão o surgimento de tensões residuais.

Portanto, as tensões residuais nada mais são do que as tensões internas que ocorrem nos produtos siderúrgicos, como conseqüência de seu resfriamento diferencial; as regiões que se resfriam mais rapidamente têm tensões de compressão e as que se resfriam mais lentamente, tensões de tração.

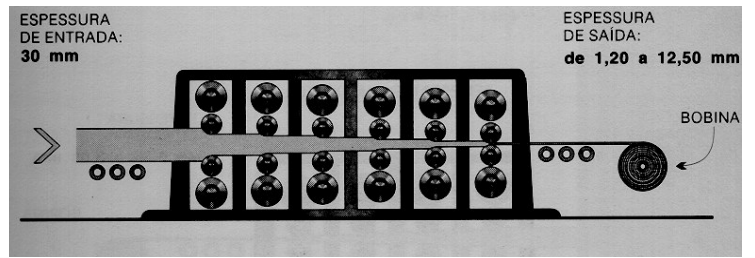
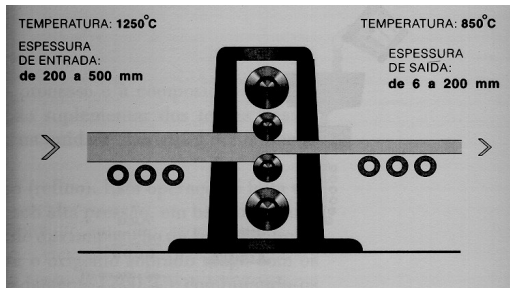


Figura 6 – Laminação a Quente

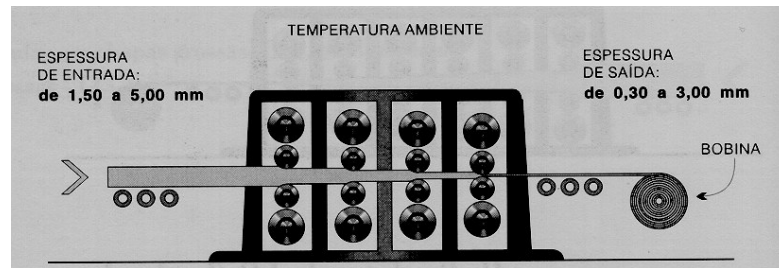


Figura 7 – Laminação a Frio

2 Diagrama Tensão-Deformação

Quando solicitamos um corpo de prova ao esforço normal de tração, no caso de aços dúcteis (aços com patamar de escoamento) podemos retirar valores importantes para a determinação das propriedades mecânicas dos aços estruturais. A relação entre a tensão aplicada e a deformação resultante pode ser acompanhada pelo diagrama tensão-deformação. (*explicar o ensaio!!!*)

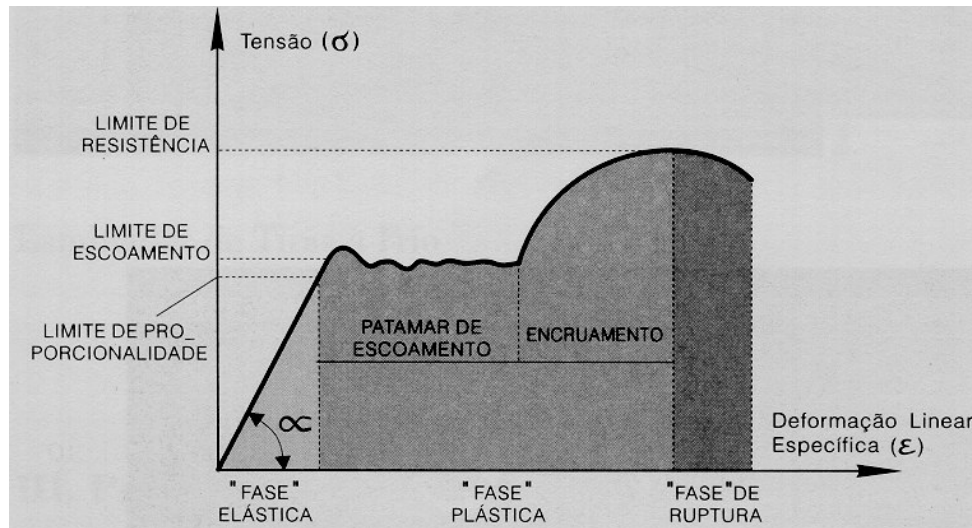


Figura 8 – Diagrama Tensão-Deformação

A constante de proporcionalidade é denominada módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal. O valor constante da tensão, na fase plástica, é chamado limite de escoamento do aço. Após o escoamento, ainda na fase plástica, a estrutura interna do aço se rearranja e o material passa pelo encruamento (ganho de resistência). O limite de escoamento de um material é calculado dividindo-se a carga máxima que ele suporta, antes de escoar, pela área da seção inicial do corpo-de-prova.

2.1 Propriedades Mecânicas do Aço Estrutural

- Módulo de Elasticidade (E)

$$E = \operatorname{tg} \alpha = 205 \text{ GPa} \Rightarrow \alpha = 89,99999999^\circ$$

- Coeficiente de Poisson (ν_a)

$$\nu_a = 0,3 \Rightarrow \nu_a = \epsilon_y / \epsilon_x = -\epsilon_z / \epsilon_x$$

- Coeficiente de Dilatação Térmica (β)

$$\beta = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$$

- Peso Específico (γ_a)

$$\gamma_a = 77 \text{ kN/m}^3$$

- Módulo de Elasticidade Transversal (G)

$$G = 0,385E$$

Elasticidade – é a capacidade do material de voltar à forma original após sucessivos ciclos de carga e descarga. A deformação elástica é reversível, ou seja, desaparece quando a tensão é removida. A relação entre a tensão e a deformação linear específica é o módulo de elasticidade.

Plasticidade – é a deformação permanente provocada por tensão igual ou superior ao limite de escoamento.

A deformação plástica aumenta a dureza do metal. Este aumento da dureza por deformação plástica é denominado endurecimento por deformação a frio ou encruamento e é acompanhado de elevação do valor do limite de escoamento e do limite de resistência. O encruamento reduz a ductilidade do metal, pois parte da alongação é consumida durante a deformação a frio.

Ductilidade – é a capacidade dos materiais de se deformar plasticamente sem se romper. Pode ser medida por meio do alongamento (ϵ) ou da estricção, que é a redução na área da seção transversal. ($\epsilon = \Delta l / l$)

Quanto mais dúctil o aço maior é o alongamento antes da ruptura. A ductilidade tem grande importância nas estruturas metálicas, pois permite a redistribuição de tensões locais elevadas. As vigas de aços dúcteis sofrem grandes deformações antes de se romper, o que na prática constitui um aviso da presença de tensões elevadas. Um material não-dúctil, o ferro fundido, por exemplo, não se deforma plasticamente antes da ruptura. Diz-se, no caso, que o material é de comportamento frágil, ou seja, apresenta ruptura frágil.

Tenacidade – é a capacidade que têm os materiais de absorver energia, com deformações elásticas e plásticas. É representada pela área total do diagrama σ - ϵ . Um material dúctil com a mesma resistência de um material frágil vai requerer maior quantidade de energia para ser rompido, sendo, portanto, mais tenaz.

Resiliência – é a capacidade de absorver energia mecânica em regime elástico.

Fragilidade – é o oposto da ductilidade, é quando os aços se tornam frágeis pela ação de diversos agentes, como baixas temperaturas, efeitos térmicos locais causados por soldas, etc...É muito perigoso, pois os materiais frágeis rompem sem aviso prévio.

3 Tipos de Aços Estruturais

3.1 Aços-carbono

São os tipos mais usuais, sendo que o aumento de resistência é obtido com o carbono e, em menor escala, com a adição de manganês. Nas estruturas, usa-se aço com teor máximo de carbono de 0,45% para permitir a soldabilidade. Teor de carbono aumenta a resistência e a dureza (reduz a ductilidade). Aços mais usados: ASTM A36, A570.

3.2 Aços de baixa liga

São aços-carbono com adição de alguns elementos de liga (cromo, manganês, titânio...) sendo que estes elementos provocam um aumento da resistência do aço, tanto mecânica (ASTM A572) com à corrosão atmosférica (ASTM A588).

Aços Patináveis ou Aclimáveis: apresentam como principal característica a resistência à corrosão atmosférica, muito superior ao do aço-carbono convencional, conseguida pela adição de pequenas quantidade de elementos de liga.

Quando expostos ao clima (daí o nome aclimáveis), desenvolvem em sua superfície uma camada de óxido compacta e aderente, que funciona como barreira de proteção contra o prosseguimento do processo corrosivo, possibilitando, assim, a utilização desses aços sem revestimento.

Esta barreira de pátina protetora só é desenvolvida quando a superfície metálica for submetida a ciclos alternados de molhamento (chuva, nevoeiro, umidade) e secagem (sol, vento). O tempo necessário para sua formação varia em função do tipo de atmosfera a que o aço está exposto, sendo em geral de 18 meses a 3 anos; após um ano o material já apresenta a coloração marrom-clara. A tonalidade definitiva, uma gradação escura do marrom, será função da atmosfera predominante e da frequência com que a superfície do material se molha e se seca.

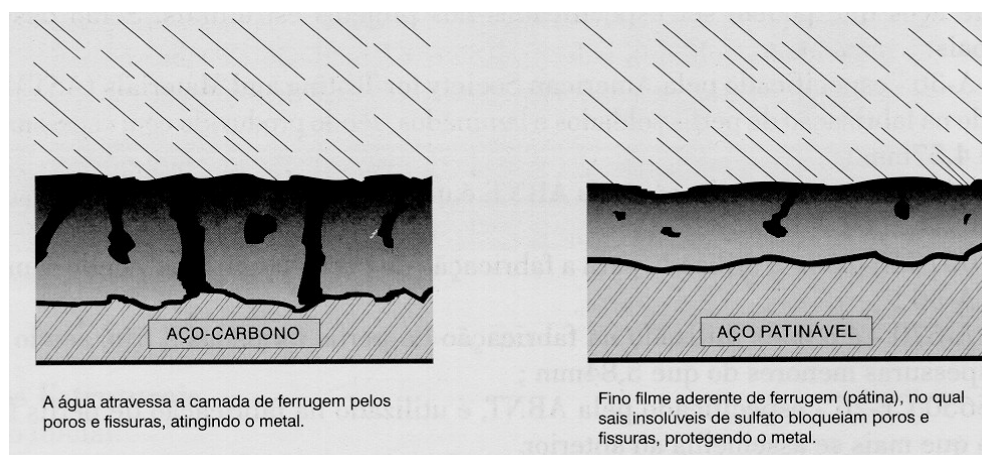


Figura 9 – Superfície Aço-carbono e Superfície Aço Patinável

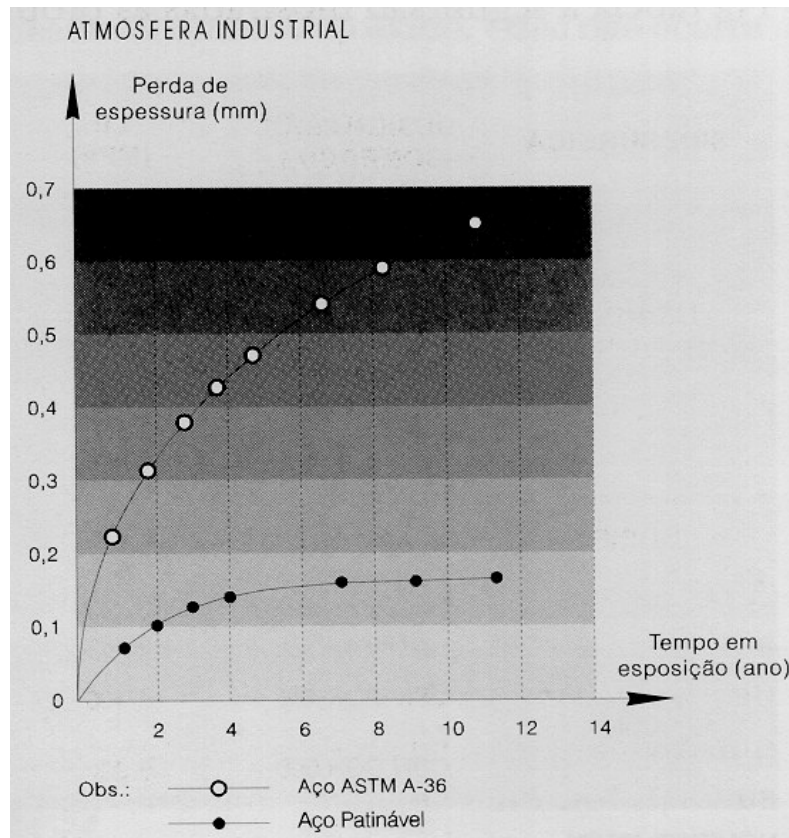


Figura 10 – Comparação Aço-carbono x Aço Patinável

A composição e a estrutura cristalográfica da ferrugem que se forma sobre os aços patináveis são similares àquelas formadas sobre o aço carbono. Nos primeiros, contudo, constata-se a presença, na interface metal/ferrugem, de uma nova fase, amorfa, rica daqueles elementos de liga neles presentes, como o cobre, o fósforo e outros. É justamente essa camada que, limitando o suprimento de água, oxigênio e estimuladores de corrosão à superfície metálica, inibe a dissolução desta, reduzindo drasticamente a velocidade com que sua corrosão se processa.

3.3 Aços com Tratamento Térmico

São os aços-carbono ou aços de baixa liga que sofrem algum tratamento térmico para melhorar alguma de suas propriedades. Como exemplo temos a cementação, revenido, recozimento...

4 Tipos de Perfis Estruturais

4.1 Perfis Laminados (NBR 8800)

São aqueles em que o material proveniente do lingotamento contínuo, passa por laminadores com cilindros conformadores que vão esboçando os perfis por meio de uma sucessão de passes.

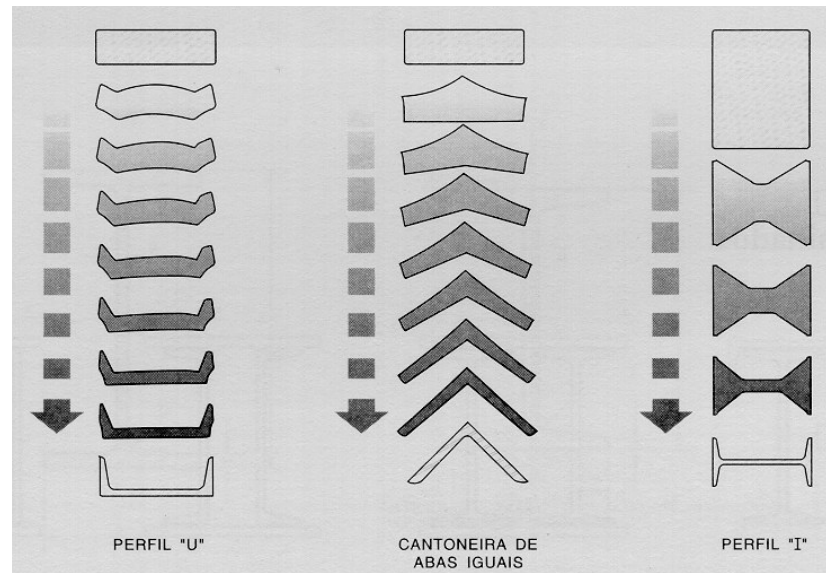
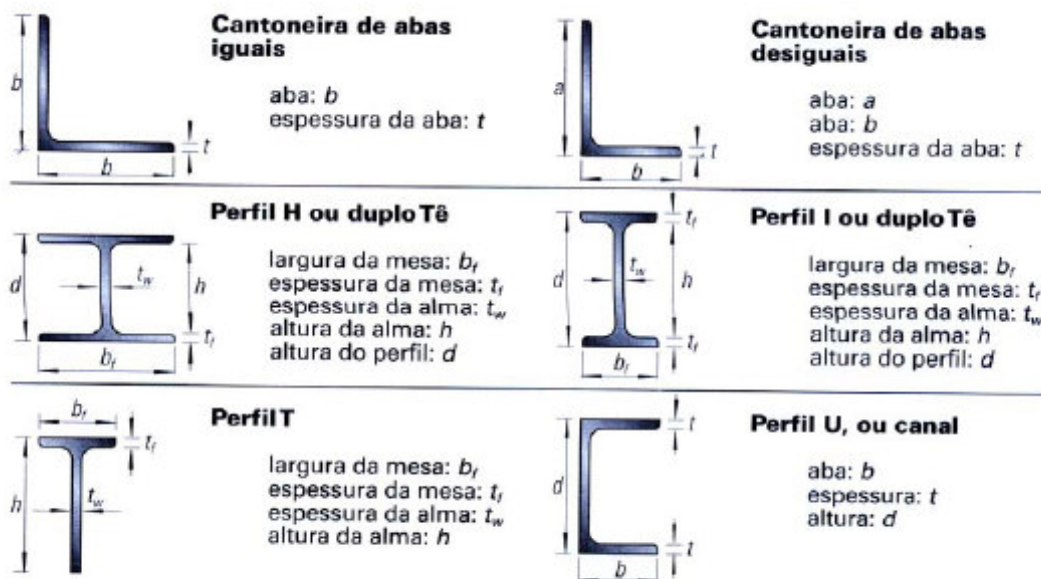


Figura 11 – Exemplo do processo de obtenção de perfis laminados



São designados como:

Código Literal, altura (mm), peso (kg/m)

Exemplo de perfis:

I 203 x 27,3 → perfil I, com 203 mm de altura e 27,3 quilogramas por metro.

L 50 x 50 x 3 → cantoneira de abas iguais (50 mm) e espessura 3 mm.

4.2 Perfis Soldados (NBR 8800)

São aqueles obtidos pelo corte, composição e soldagem de chapas planas de aço, permitindo grande variedade de formas e dimensões de seções.

Nomenclatura: VS – vigas soldadas, $2 < d/bf < 4$

CVS – vigas e pilares, $1 < d/bf < 1,5$

CS – pilares, $d/bf = 1$

d = altura total do perfil

bf = largura da mesa do perfil

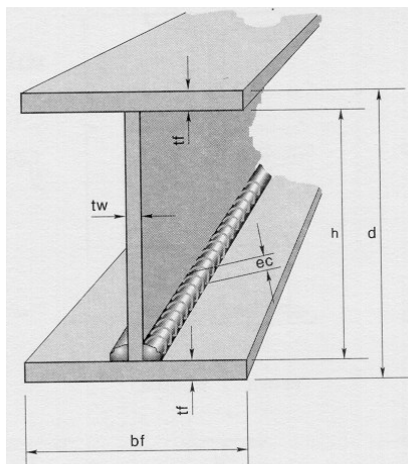


Figura 12 – Perfil Soldado

Padrão de Qualidade:

Tipo I (rigoroso): para perfis utilizados em estruturas especiais, com exigência de elevado rigor de tolerância (exemplos: estruturas *off-shore*, usinas nucleares, etc..)

Tipo II (normal): para perfis utilizados em estruturas convencionais, tais como edificações em geral (residencial, industrial e comercial), pontes, galpões, etc..

Tipo III (comercial): para perfis de usos gerais (exemplos: estacas, postes, mourões, etc..)

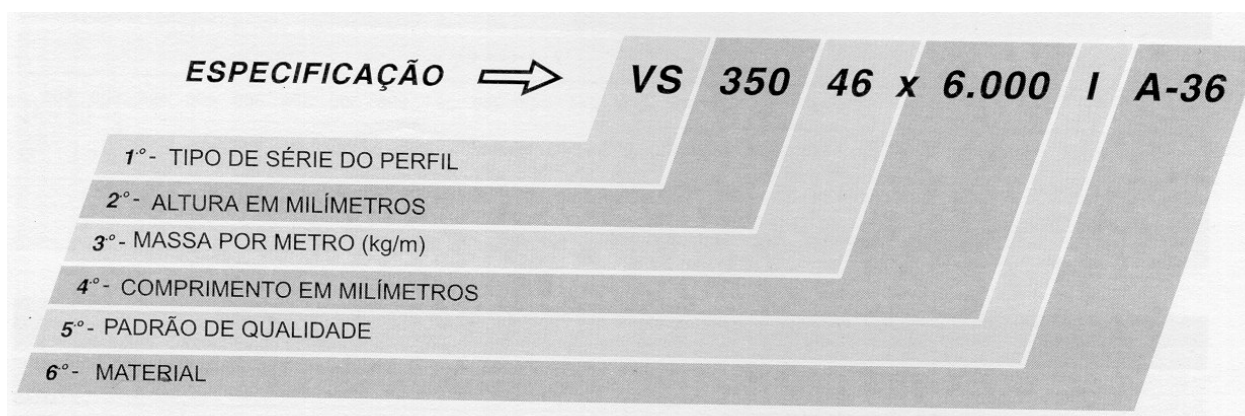
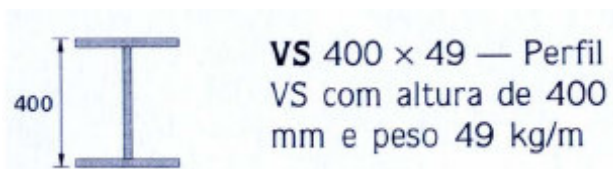


Figura 13 – Nomenclatura dos Aços Soldados



4.3 Perfis Formados a Frio (NBR 14762/2001)

São perfis obtidos pelos processos de dobramento a frio de chapas de aço. São dobradas as chapas com espessuras a partir de 0,4mm, tendo como limite estabelecido por norma 8mm.

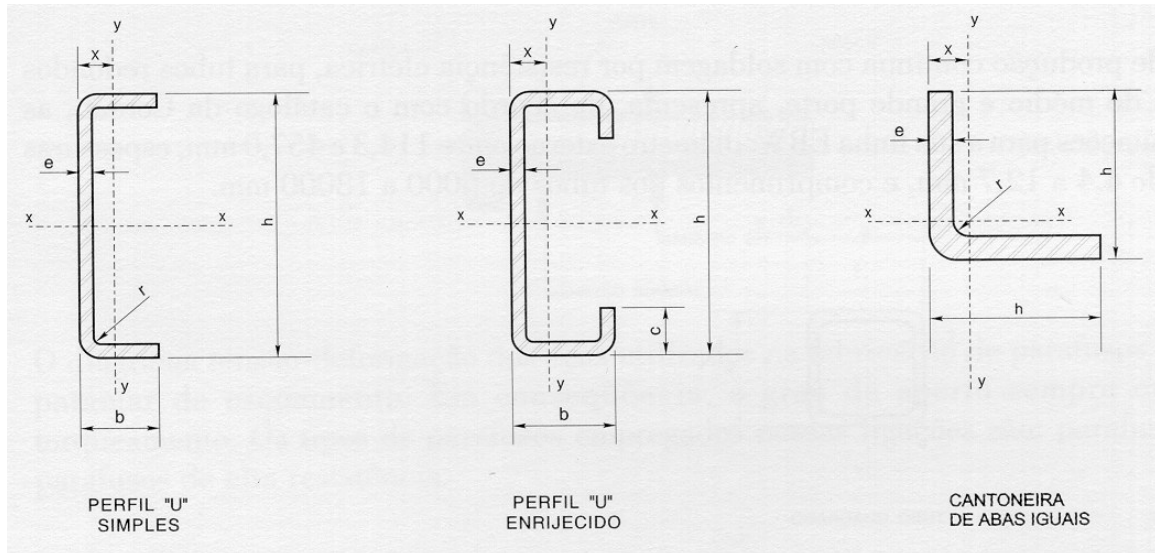
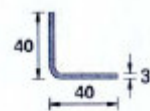


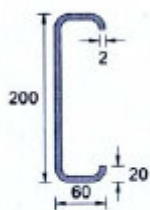
Figura 14 – Exemplo de Perfis Formados a Frio

São designados como:

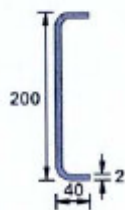
Tipo, altura, aba, dobra, espessura.



L 40 x 40 x 3
Chapa dobrada



C 100 x 60 x 20 x 2
Chapa dobrada



C 200 x 40 x 2
Chapa dobrada

4.4 Perfis Tubulares

Podem ser de dois tipos: sem costura, obtidos pelo processo de extrusão e os com costura, obtidos pelo processo de calandragem ou pela prensagem das chapas, com soldagem da costura.

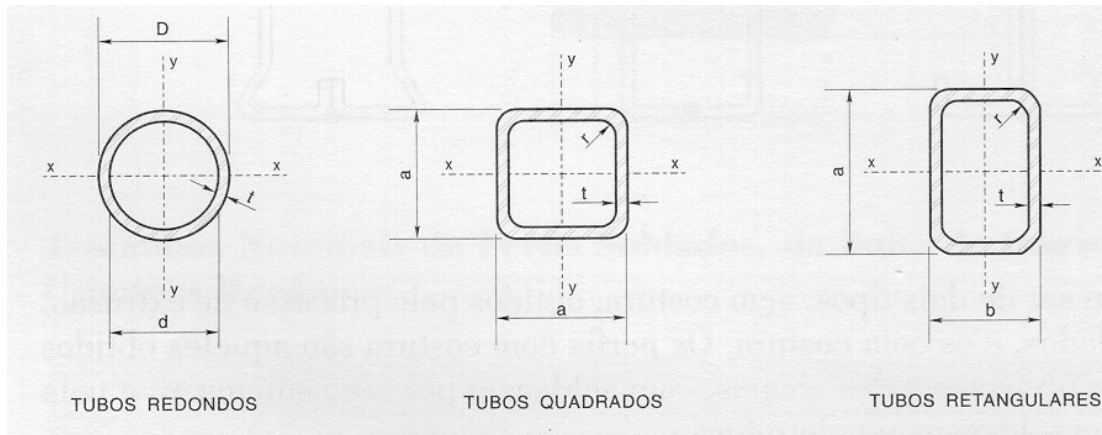


Figura 15 – Exemplo de Perfis Tubulares

4.5 Tabela de Propriedades Mecânicas

Tabela 1.3 – Propriedades mecânicas dos aços estruturais padrão ABNT

Descrição	Classe/Grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Aços para perfis laminados para uso estrutural NBR 7007	MR250	250	400
	AR290	290	415
	AR345	345	450
	AR-COR-345 A ou B	345	485
Chapas grossas de aço carbono para uso estrutural NBR 6648	CG-24	235	380
	CG-26	255	410
Chapas finas de aço carbono para uso estrutural (a frio/a quente) NBR 6649 / NBR 6650	CF-24	240	370
	CF-26	260	400

f_y : tensão de escoamento; f_u : tensão de ruptura.

Tabela 1.4 - Propriedades mecânicas dos aços estruturais padrão ASTM

Classificação	Denominação	Produto	Grupo/Grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Aços Carbono	A-36	Perfis	Todos		400
		Chapas	t<200mm	250	a
		Barras	t<100mm		550
	A-570	Chapas	Todos/Grau 40	280	380
			Todos/Grau 45	310	410
Aços de baixa liga e alta Resistência Mecânica	A-572	Perfis	Todos/Grau 42	290	415
			Todos/Grau 50	345	450
		Chapas e Barras	Grau 42 $t \leq 150$	290	415
			Grau 50 $t \leq 50$	345	450

Tabela 1.5 - Propriedades mecânicas dos aços estruturais padrão SAE

SAE no.	Condição	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Dureza Brinell
1020 (0,2% C)	LQ	214	455	127
	EF	448	537	160
1040 (0,4%C)	LQ	365	620	187
	EF	516	634	195
	TT	379	634	186
1060 (0,6%C)	LQ	489	806	217
	TT	510	898	230
2320 (3,5%Ni, 0,2%C)	LQ	434	593	183
	N	400	579	-
	EF	689	716	223
2340 (3,5%Ni, 0,4%C)	LQ	529	786	240
	N	510	730	223
	TT	824	937	300

LQ: laminado à quente; EF: estirado à frio; TT: tratamento térmico; N: normalizado.

Tabela 1.6 - Propriedades mecânicas dos aços usados em parafusos e barras rosqueadas

Especificação		f_y (MPa)	Resistência tração (MPa)	Diâmetro Máximo (mm)	Tipo de Material
Parafusos	ASTM A307	-	415	100	C
	ASTM A325	635	825	12,7<d<25,4	C, T
		560	725	25,4<d<3,1	
	ASTM A490	895	1035	12,7<d<38,1	T
Barras Rosqueadas	ASTM A36	250	400	100	C
	ASTM A588	345	485	100	ARBL RC

C: carbono; T: temperado; ARBL RC: alta resistência e baixa liga, resistente à corrosão.

5 Corrosão

São alterações físico-químicas que uma substância sofre pela ação de determinados agentes da natureza.

Os metais são sensíveis à corrosão, em maior ou menor grau, dependendo da sua natureza química e do meio ambiente em que se encontram.

5.1 Mecanismo Básico da Corrosão

O metal tem a tendência de voltar para a forma primitiva, que é a mais estável.

A corrosão (oxidação) é um processo espontâneo e contínuo, podendo ser entendido como inverso ao da metalurgia (redução). Em resumo: na metalurgia, o minério recebe energia para transformar-se em metal; na corrosão, o metal retorna à condição de minério, liberando energia.

A corrosão atmosférica dos metais se dá tanto por corrosão química (seca) como eletrolítica (úmida). A corrosão eletrolítica é a mais representativa, por ser o fenômeno que ocorre com maior intensidade.

- **Corrosão química ou seca**

Reação entre o metal e um gás formando um sal ou um óxido.

Exemplo: $\text{metal} + \text{O}_2 \Rightarrow \text{óxido do metal}$

Esse óxido formará uma camada sobre a superfície do metal que, dependendo da natureza deste, poderá ser permeável ou impermeável à difusão do oxigênio. Na camada de óxido constituída ocorre a difusão de íons do metal e do oxigênio, que é tanto mais lenta quanto mais espessa for a camada de óxido.

Se a camada de óxido for removida por algum processo, como abrasão, por exemplo, a oxidação continuará e a espessura do metal diminuirá progressivamente.

- **Corrosão eletroquímica ou úmida**

Um uma superfície metálica existem pequenas regiões ou pontos com potenciais elétricos diferentes. Esses pontos constituem pequenas regiões anódicas ou catódicas na superfície do metal, como se fossem contatos elétricos abertos, ainda inativos.

No entanto, se o metal estiver na presença de umidade, haverá a dissolução de sais ou gases e os circuitos se fecharão, desencadeando o processo corrosivo. É como se a superfície metálica fosse tomada por uma grande quantidade de células de corrosão, que nada mais são do que minúsculas pilhas galvânicas.

Como se sabe, cada metal tem um potencial de oxidação, que é a grandeza que mede a tendência que esse elemento tem de doar elétrons ou de sofrer oxidação. Quanto maior o seu potencial de oxidação, mais eletronegativo é o metal e mais facilmente ele se oxida. Quanto mais eletropositivo é o seu potencial, mais dificilmente ele sofre oxidação (é mais nobre).

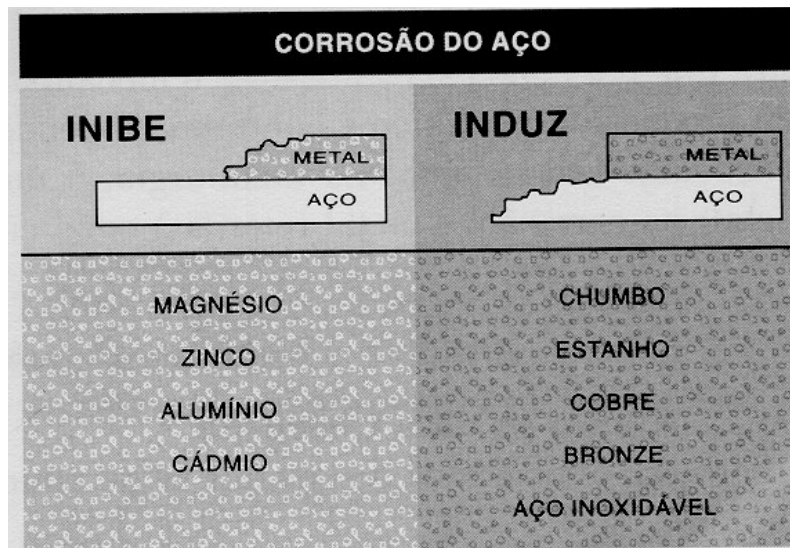


Figura 16 – Reação Galvânica

O processo de corrosão ocorre sempre na região anódica da célula galvânica. Outro fator fundamental para que haja corrosão é a presença de eletrólito. Na sua ausência, não tem lugar a migração iônica. Por isso, em ar seco ou na ausência de água praticamente não há corrosão.

A taxa de corrosão é função da quantidade de oxigênio e de água. No caso de material mergulhado na água ou enterrado, o suprimento de oxigênio é o fator determinante (a corrosão é normalmente insignificante, nas estacas cravadas, graças ao baixo teor de oxigênio). Na atmosfera, onde o oxigênio é livremente disponível, a umidade é o fator principal e a taxa de corrosão é determinada pelo período de umidificação (uma superfície umedecida por 2h/dia irá sofrer uma corrosão duas vezes mais rápida do que aquela umedecida por 1h/dia, mantidas as demais condições).

Em resumo, os 4 pontos principais envolvendo a corrosão no projeto de uma estrutura metálica são:

- a) não existe corrosão quando não existe contato de oxigênio e água com a superfície metálica;
- b) a taxa de corrosão potencial depende do grau de poluição atmosférica;
- c) a taxa real de corrosão depende do tempo de umidificação da superfície metálica;
- d) a taxa de corrosão localizada é influenciada pelo contato com outros metais.

Em termos práticos, o combate à corrosão traduz-se na redução do tempo de umidificação ou no impedimento do contato da água com a superfície metálica.

A parte interna das edificações não sofre, na maioria dos casos, os efeitos da corrosão.

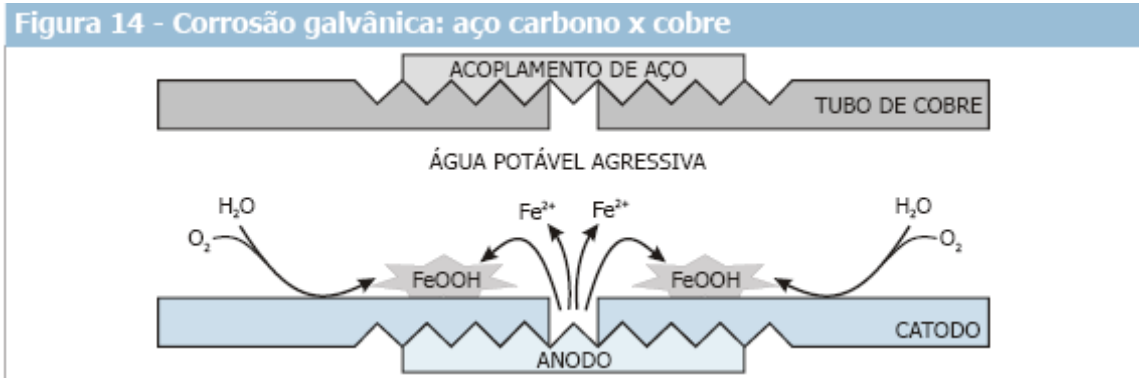
Somente uma pequena parte de ambientes fechados requer tratamento de proteção contra a corrosão: aqueles em que a umidade seja significativa ou nos quais haja o desenvolvimento de processos químicos, tais como cozinhas, áreas de piscinas, laboratórios, etc.

Nesses casos e nos de estruturas externas sujeitas à umidade, alguma forma de proteção será necessária (pintura ou aços patináveis).

- **Corrosão Galvânica**

Ocorre quando um metal é eletricamente conectado a outro metal mais nobre e o conjunto estabelece contato com meio aquoso. Em consequência, há um aumento da corrosão do metal menos nobre.

A ação aceleradora da corrosão, provocada pela união de um metal mais nobre com um menos nobre, chama-se ação galvânica e a corrosão é denominada galvânica.



Este efeito pode ser utilizado com vantagens na proteção de um metal ou liga frente à corrosão, e é conhecido como proteção catódica: o material que tem predominância da reação anódica (o anodo de sacrifício) acaba protegendo o resto da estrutura, que passa a ser, preponderantemente, catodo. Este fenômeno está na origem do procedimento conhecido como galvanização, que objetiva proteger o aço pelo zinco. É necessário, entretanto, distinguir proteção catódica, onde o revestimento faz o papel de anodo de sacrifício, dos casos onde o revestimento é mais nobre que o material a proteger (como exemplo, temos a niquelação ou cobreação do aço). No primeiro caso, é a quantidade do revestimento (isto é, espessura) que acaba sendo o fator primordial de proteção, enquanto que, no segundo caso, é a qualidade do revestimento que se revela primordial (ausência de defeitos que podem levar ao ataque localizado do substrato). A corrosão devida ao acoplamento galvânico de dois materiais dependerá de muitos parâmetros, tais como a composição das ligas, presença de produtos de corrosão, composição, pH e agitação do eletrólito, e, muito importante, a razão de áreas anodo/catodo.

Obs.: **Galvanização ou zincagem** => consiste na imersão da estrutura em um banho de zinco fundido. Zinco => proteção catódica !!!!

6 - AÇÕES

6.1 Fundamentos

No projeto de uma estrutura, seja ela de concreto armado, aço, madeira ou qualquer outro material, independentemente de sua complexidade arquitetônica ou estrutural, deve-se exigir que a mesma desempenhe as funções para que foi concebida com eficiência, aliando economia, durabilidade e segurança estrutural.

Pode-se dizer que uma estrutura apresenta segurança estrutural se ela for capaz de resistir ileso a todas as ações que vierem a solicitá-la desde o período construtivo até o final de sua vida útil.

Vários métodos foram desenvolvidos na tentativa de buscar um valor que possa servir como medida desta segurança. Atualmente o método que vem sendo adotado pelas normas é o método dos estados limites, que leva em consideração conceitos probabilísticos na verificação da segurança.

Estados limites são situações em que a estrutura apresenta comportamento inadequado ou inadmissível, ou seja, são estados em que a estrutura está imprópria para o uso.

A NBR 8681 (2003) define os estados limites últimos como aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. Como estados limites de serviço, aqueles que pela sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios do comprometimento da durabilidade da estrutura.

A determinação das ações é importante para a determinação dos esforços atuantes, dimensionamento, estabilidade e segurança estrutural. Estas ações são normalmente devidas a causas externas que ocasionam esforços internos e deformações na estrutura. Como exemplo pode-se citar o peso próprio dos elementos estruturais e construtivos, dilatações térmicas, vento, etc...

Segundo FUSCO (1976) o termo ação, designa qualquer influência ou conjunto de influências capaz de produzir estados de tensão na estrutura. Usualmente, as forças e as deformações são consideradas como se fossem as próprias ações.

Para a verificação da segurança torna-se necessário realizar a combinação das ações atuantes. Essas combinações devem ser feitas de diferentes maneiras, de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Devem ser estabelecidas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para que a segurança seja verificada em relação a todos os possíveis estados limites da estrutura.

6.2 Estados Limites (NBR 8681/2003)

Podem ser estados limites últimos ou estados limites de serviço.

6.2.1 Estados Limites Últimos

No projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

- a) perda do equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

6.2.2 Estados Limites de Serviço

No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- a) danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) vibração excessiva ou desconfortável.

6.3 Ações (NBR 8681/2003)

6.3.1 Classificação das Ações

Para o estabelecimento das regras de combinação das ações, estas são classificadas segundo sua variabilidade no tempo em três categorias:

6.3.1.1 Ações Permanentes

Consideram-se como ações permanentes:

- a) ações permanentes diretas: os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos, empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;
- b) ações permanentes indiretas: protensão, recalques de apoio e retração dos materiais.

6.3.1.2 Ações Variáveis

São as cargas acidentais das construções, bem como efeitos, tais como forças de frenação, de impacto e centrífugas, os efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Em função de sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, as ações variáveis são classificadas em normais ou especiais.

a) ações variáveis normais: são aquelas com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;

b) ações variáveis especiais: são as ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais.

6.3.1.3 Ações Excepcionais

São as decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes os sismos excepcionais.

6.3.2 Valores Representativos das Ações

As ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser valores característicos, valores característicos nominais, valores reduzidos de combinação, valores convencionais excepcionais, valores reduzidos de utilização e valores raros de utilização.

6.3.2.1 Valores Característicos para E.L.U.

Os valores característicos das ações variáveis, estabelecidos por consenso e indicados em normas específicas, correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos.

As ações variáveis que produzem efeitos favoráveis não são consideradas como atuantes na estrutura.

6.3.2.2 Valores Reduzidos de Combinação para E.L.U.

São determinados a partir dos valores característicos, quando existem ações variáveis de naturezas diferentes.

Os valores reduzidos levam em conta que é muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de natureza diferentes.

6.3.3 Valores de cálculo das ações

São obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-se pelos respectivos coeficientes de ponderação.

6.3.3.1 Coeficientes de Ponderação para E.L.U.

Os coeficientes γ_f de ponderação das ações podem ser considerados como o produto de dois outros, γ_{f1} e γ_{f3} (o coeficiente de combinação ψ_0 faz o papel do terceiro coeficiente, que seria indicado por γ_{f2}).

a) γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações;

b) γ_{f3} considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado.

O desdobramento do coeficiente γ_f em coeficientes parciais permite que os valores gerais especificados para γ_f possam ser discriminados em função de peculiaridades dos diferentes tipos de estruturas e de materiais de construção considerados.

6.3.3.2 Coeficientes de Ponderação para E.L.S.

São tomados com valor $\gamma_f = 1,0$, salvo exigência em contrário, expressa em norma específica.

6.3.4 Carregamentos

O carregamento é especificado pelo conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre uma estrutura, durante um período de tempo.

Em cada tipo de carregamento as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Devem ser estabelecidas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para que a segurança seja verificada em relação a todos os possíveis estados limites da estrutura.

6.3.5 Critérios de combinação das ações

As ações permanentes são consideradas em sua totalidade. Das ações variáveis, são consideradas apenas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança.

6.4 Resistências (NBR 8681/2003)

É determinada convencionalmente pela máxima tensão que pode ser aplicada a um corpo-de-prova do material considerado, até o aparecimento de fenômenos como ruptura ou deformação específica excessiva.

6.4.1 Escolha do Valor Representativo

Deve ser tomado o da resistência característica inferior que é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material

6.4.2 Valores de Cálculo

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

$$\gamma_m = \gamma_{m1} + \gamma_{m2} + \gamma_{m3}$$

γ_{m1} = leva em conta a variabilidade da resistência efetiva.

γ_{m2} = considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida nos corpos-de-prova.

γ_{m3} = considera as incertezas na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos seja em virtude do método do cálculo empregado.

6.5 Combinações das Ações (NBR 8800/1986)

As ações a serem consideradas em projetos de estruturas metálicas e seus respectivos componentes são estipuladas pela norma, apropriadas e as decorrentes das condições a serem preenchidas pela estrutura. Essas ações devem ser tomadas como nominais (NBR8800/1986, Anexo B), tais como:

- ações permanentes (**G**);
- ações variáveis (**Q**);
- ações excepcionais (**E**).

Para obter o esforço de cálculo nos **estados limites últimos**, as combinações de ações em duas situações são as seguintes:

a) para combinações normais de utilização e combinações aplicáveis a etapas construtivas (NBR8800/1986, item 4.8):

$$S_d = \left[S (\gamma_g \cdot G) + \gamma_{q1} \cdot Q_1 + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_j \cdot Q_j) \right]$$

Onde:

Q_1 → ação variável predominante para o efeito considerado;

Q_j → demais ações variáveis que atuam simultaneamente com a ação principal;

γ_g → coeficiente de ponderação da ação permanente;

γ_{q1} → coeficiente de ponderação da ação predominante;

γ_{qj} → coeficiente de ponderação das ações variáveis;

ψ_j → fator de combinação de ações no estado limite de projeto.

b) para combinações excepcionais (NBR8800/1986, item 4.8):

$$S_d = \left[S (\psi_g \cdot G) + E + \sum_{j=2}^n (\psi_{qj} \cdot \psi_j \cdot Q_j) \right]$$

Onde:

E → ação excepcional; são consideradas excepcionais, tais como: explosões, choque de veículos, efeitos sísmicos (terremotos), etc.

ψ → fator de combinação de ações no estado limite de projeto.

A NBR8800/1986, apresenta os coeficientes de ponderação como mostrados na tabela 1.

Tabela 1 - Coeficientes de Ponderação						
Combinação de Ações	Ações Permanentes		Ações Variáveis			
	Grande Variabilidade	Pequena Variabilidade	Recalques Diferenciais	Variação de Temperatura	Demais Ações Variáveis	Cargas Variáveis Decorrente do uso da Edificação
	γ_g	γ_g	γ_q	γ_q	γ_q	γ_q
Normais	1,4 (0,9*)	1,3 (1,0*)	1,2	1,2	1,4	1,5
Durante a Construção	1,3 (0,9*)	1,2 (1,0*)	1,2	1,0	1,2	1,3
Excepcionais	1,2 (0,9*)	1,1 (1,0*)	0	0	1,0	1,1

OBS:

Algumas explicações são necessárias para aplicação da tabela 1.

As ações permanentes são consideradas de grande variabilidade quando a imprecisão no processo construtivo levar incerteza aos valores finais de carga, por exemplo:

- obras de alvenaria, onde as paredes costumam apresentar espessuras diversas;
- a espessura dos revestimentos;
- peças de concreto fundidas em obra; etc.

As ações permanentes de pequena variabilidade, podem ser consideradas os componentes das estruturas oriundas do peso de peças de aço e de elementos em concreto pré-moldado com controle final de peso.

As variações de temperaturas definidas na tabela 1, são apenas as variações devidas ao meio ambiente.

Dentro de ações variáveis pode-se considerar como cargas variáveis decorrentes do uso da edificação: sobrecargas em pisos e em coberturas, cargas de pontes rolantes, cargas de outros equipamentos, etc.

Os valores entre parênteses (*) correspondem aos coeficientes para ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não entram nas combinações.

Quando o peso próprio da estrutura supera 75% do peso permanente total da construção, este último é considerado como carga permanente de pequena variabilidade; caso contrário, como de grande variabilidade.

Os valores que a NBR8800/1986 apresenta para os fatores de combinação (ψ) encontram-se na tabela 2, levando em conta que as solicitações variáveis provavelmente não ocorrem em seus valores máximos simultaneamente.

Tabela 2 - Fatores de Combinação "ψ"	
Ações	ψ
Sobrecarga em pisos de bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens; conteúdo de silos, e reservatórios	0,75
Cargas de líquidos e graneis em reservatórios e silos	0,75
Carga de vento em estruturas (pressão dinâmica)	0,60
Carga de equipamentos, incluindo pontes rolantes; sobrecargas em pisos diferentes dos anteriores	0,65
Variação de temperatura	0,60

OBS:

Algumas explicações para aplicação da tabela 2.

- O impacto, quando aplicável, deve ser considerado na carga variável correspondente;
- Adota-se $\psi = 1$, para combinações envolvendo cargas da mesma natureza, por exemplo, todas as ações variáveis decorrentes do uso de uma edificação (sobrecargas em pisos e coberturas, cargas de pontes rolantes e de outro equipamento) são consideradas da mesma natureza da ação variável predominante (Q1), assim como as ações variáveis não citadas nesta tabela.

IMPACTO: Para levar em conta seu modo de aplicação, algumas cargas variáveis também devem ser majoradas por coeficientes de impacto

A tabela 3 apresenta os percentuais de majoração para as cargas mais comuns.

TABELA 2.3 – coeficientes de impacto

Coeficientes de Impacto para Cargas Variáveis			
ORIGEM DA CARGA		IMPACTO(%) ^(a)	
Elevadores		100	
Pendurais		33	
Equipamentos	Leves, cujo funcionamento se caracteriza por movimentos rotativos. Talhas.	20	
	Leves, cujo funcionamento se caracteriza por movimentos alternativos. Grupos geradores.	50	
Pontes rolantes	Impacto Vertical ^(b)	Pontes de manutenção operadas de cabine,	20
		Demais pontes operadas de cabine ^(c) .	25
		Pontes operadas por botoeira.	10
	Impacto Horizontal transversal ^(d)	Fator aplicado à soma dos pesos da carga, do trolei e dispositivos de içamento.	20
		Fator aplicado à soma dos pesos da carga e da ponte, incluindo trolei e dispositivos de içamento.	10
		Fator aplicado ao peso da carga para as pontes de manutenção.	30
		Fator aplicado ao peso da carga para as pontes de fundição ^(e) .	40
		Fator aplicado ao peso da carga para as pontes de caçamba articulada e pontes de pátio de lingotes.	100
		Fator aplicado ao peso da carga para as pontes para fornos profundos e pontes para desmolde de lingotes ^(f) .	200
Impacto Horizontal Longitudinal (aplicado às rodas motoras)		20	
Notas :			
a) Percentual aplicado à soma dos pesos indicados.			
b) Fatores aplicados às cargas máximas por roda.			
c) Pontes de fundição, de caçamba articulada, de pátio de lingotes, para fornos profundos e para desmolde de lingotes.			
d) Estas cargas devem ser distribuídas proporcionalmente à rigidez lateral da estrutura de apoio dos trilhos.			
e) Devem ser incluídas nesta categoria, todos os demais tipos de pontes não citados especificamente.			
f) Para este tipo de pontes, a carga compreende o peso dos lingotes e de seus moldes.			

6.5.1 Exemplos de Combinação das Ações

EXERCÍCIOS:

1) Calcular a solicitação de projeto (intervalo de cargas) que agem sobre uma barra de treliça de um galpão industrial decorrentes dos seguintes carregamentos:

Descrição das Cargas

Peso próprio dos elementos da estruturas. +120KN

Peso próprio das vigas pré-moldadas feitas em fábrica com controle tecnológico de dosagem do concreto. +150KN

Sobrecarga dos equipamentos. +110KN

Carga do vento. +180KN

Carga decorrente da temperatura. -50KN

Recalque diferencial. -800KN

Solução:

7 – Barras Tracionadas

7.1 Distribuição de Tensões Normais na Seção

De acordo com a resistência dos materiais, barras a tração axial têm distribuição constante de tensões normais na área bruta, isto é, na seção transversal sem furos.

O mesmo não ocorre na área líquida, isto é, na seção com furos. Neste caso, a distribuição das tensões normais é variável, podendo o valor máximo, junto à borda do furo, atingir cerca de três vezes o valor médio.

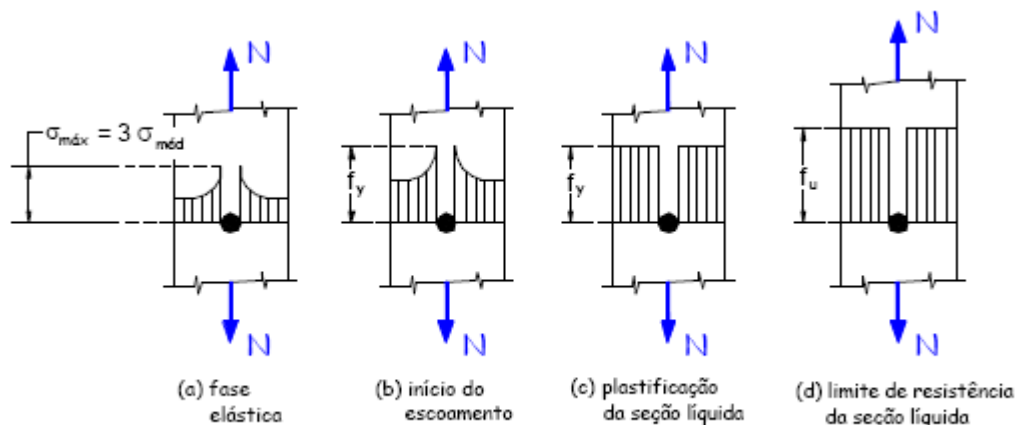


Fig. 3 - Distribuição de tensões normais (tração axial), em uma peça com furo

Na Fig. 3b pode-se observar as tensões que acontecem no furo, podendo notar:

- define-se que quando as tensões encontram-se na zona elástica a distribuição de tensões são maiores nas fibras próximas ao furo;

- quando a fibra mais solicitada alcança a tensão de escoamento (início do escoamento) ela permanece sem aumento de tensão, porém as demais fibras vão aumentando até, também, chegarem à tensão de escoamento. Logo quando todas as fibras estiverem solicitadas na tensão de escoamento atinge-se o **estado limite de plastificação**, que se caracteriza por deformações grandes.

É evidente que as seções cortadas pelo furo atingem plastificação antes das demais, mas o alongamento da peça como consequência desta plastificação prematura, é praticamente desprezível.

Logo, podemos considerar que as tensões sejam uniformes na área líquida e aumentam até a ruptura ou estado limite de ruína. Como a ruptura deve ocorrer na seção mais frágil da peça, os furos têm que ser levados em conta.

Quando a tensão é maior a aquela correspondente à zona elástica diz-se que o elemento começa a plastificar. Quando as deformações atingem o valor limite (ϵ_y) diz-se que foi atingido o **estado limite de plastificação**, e se supõe que toda a seção esteja solicitada por tensões de escoamento.

A resistência de cálculo de um elemento solicitado a tração (esforço axial) pode ser determinada pela **ruptura da seção líquida** (provocando colapso), ou pelo **escoamento generalizado da seção bruta** (que provoca deformações exageradas).

7.2 Dimensionamento de Barras à Tração:

Segundo a NBR8800/1986 (item 5.2.3) nos elementos tracionados, a resistência de cálculo será o menor valor obtido por:

a) Estado limite de escoamento da seção bruta - **ELB**:

$$N_r = \phi_t \cdot N_n \quad (3.1)$$

$$\phi_t = 0,90$$

$$N_n = A_g \cdot f_y \quad (3.2)$$

b) Estado limite de ruptura da seção líquida efetiva - **RSE**:

$$N_r = \phi_t \cdot N_n \quad (3.3)$$

$$\phi_t = 0,75$$

$$N_n = A_e \cdot f_u \quad (3.4)$$

Onde:

N_n → resistência nominal à tração;

A_g → área bruta da seção (desprezar a presença de furo);

f_y → tensão de escoamento do aço;

R_d → resistência de cálculo;

ϕ_t → coeficiente de resistência à tração;

A_e → área líquida efetiva da barra;

f_u → tensão de ruptura do aço.

Como condição básica:

$$N_d \leq \phi_t \cdot N_n$$

7.3 Peças com extremidades rosqueadas (NB – 14, item 7.3.2.2)

A resistência de cálculo de uma barra tracionada com extremidade rosqueada é o menor dos valores obtidos com base no estado limite de escoamento da seção bruta (Eq. 3.1) e no estado limite de ruptura da parte rosqueada. A resistência de cálculo para este último estado limite, aplicável também a parafusos tracionados é " $R_d = \phi_t \cdot R_{nt}$ ", onde " $\phi_t = 0,75$ " para parafusos ASTM A325 ou A490 e " $\phi_t = 0,65$ " para os demais parafusos e barras rosqueadas.

O cálculo de resistência nominal a tração " R_{nt} " é dado segundo as seguintes características geométricas do material:

a) parafusos ou barra rosqueada considerando " $d_n \leq 12 \text{ mm}$ ":

$$R_{nt} = 0,75 \cdot A_p \cdot f_u \quad (3.5)$$

b) parafusos ou barra rosqueada considerando " $d_n > 25 \text{ mm}$ ":

$$R_{nt} = 0,95 \cdot A_r \cdot f_u \quad (3.6)$$

Onde:

f_u → resistência à tração do material do parafuso ou barra rosqueada (segundo Anexo A, item A-4);

A_p → área bruta, baseada no diâmetro nominal "d" do parafuso ou barra rosqueada

$$(A = \pi \cdot d^2 / 4);$$

A_r → área efetiva à tração (conforme item 7.3.1.2).

7.4 Esbeltez das Peças Tractionadas.

Denomina-se índice de esbeltez (λ) de um elemento a relação entre seu comprimento e o raio de giração mínimo da seção transversal. Estudos a esbeltez em peça tracionadas não têm muita importância, uma vez que o esforço de tração tende a retificar a haste, reduzindo excentricidades construtivas iniciais. Porém, a NBR8800/1986 (item 5.2.6), a exemplo de normas de outros países fixam-se limites do índice de esbeltez de peças tracionadas, com a finalidade de reduzir efeitos vibratórios provocados por impactos, evitar a ressonância com vibrações induzidas por efeitos de vento, etc.

	λ
Para barras principais	240
Barras secundárias e peça de contraventamento	300

O índice de esbeltez é calculado por:

$$\lambda = \frac{l_e}{r}$$
$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Onde:

l_e → comprimento entre os centros de ligação (apoios) da barra;

r → raio de giração da seção;

I → momento de inércia (o menor com relação aos eixos principais);

A → área de seção transversal.

A esbeltez das peças será estudado com maior ênfase no Cap. IV - para peças comprimidas.

7.5 ÁREAS DE CÁLCULO

7.5.1 Área Bruta (A_g)

A área bruta de uma seção deve ser calculada pela soma dos produtos da espessura pela largura bruta do elemento (Fig. 4), medida em direção normal ao eixo da barra.

$$A_g = b \cdot t \quad (3.7)$$

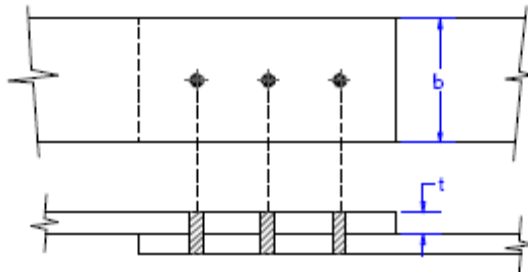


Fig. 4 - Área bruta de emenda de duas chapas

Para cantoneiras, a largura bruta é a soma das abas subtraída de sua espessura (Fig. 5).

$$A_g = (a+b-t) \cdot t \quad (3.8)$$

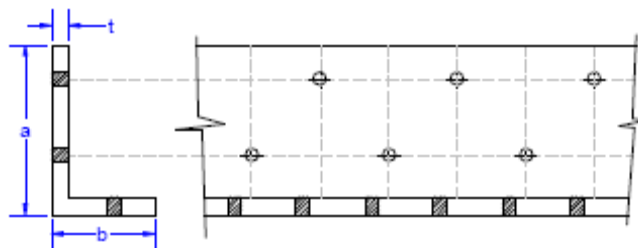


Fig. 5 - Área bruta - Cantoneiras

7.5.2 Área Líquida (A_n)

Quando há furos em diagonal, a linha de ruptura pode não ocorrer numa seção reta normal ao eixo da peça (2 e 3). A linha de ruptura pode ser em ziguezague (1 e 4), tornando-se necessário verificar todas as possibilidades.

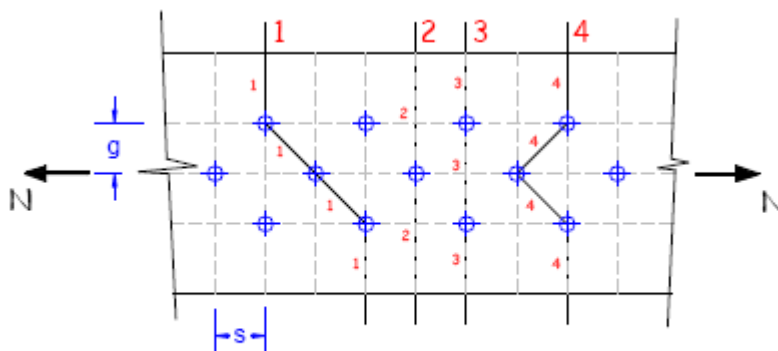


Fig. 6 - Seção líquida de peças com furos

Quando a ruptura se dá em ziguezague temos um aumento da resistência que é expresso com um aumento de área líquida:

$$\sum \frac{s^2}{4g} t$$

$$A_n = \left(b - \sum df + \sum \frac{s^2}{4g} \right) t$$

Onde:

b_n = largura líquida da seção;

b = largura bruta da seção;

s = distância entre furos consecutivos medida na direção do esforço;

g = distância entre furos consecutivos medida ortogonalmente ao esforço.

df = diâmetro do furo para efeito de cálculo da área líquida. O furo poder ser padrão, alargado ou alongado.

$$df = d + 1,5 + 2,0 \text{ (furo padrão)}$$

Sendo: 1,5mm – folga entre furo padrão e parafuso (NB 8800 – Tab.16)

2,0mm – danificação do furo devido ao puncionamento (NB 8800 – item 5.1.1.2)

Obs.: 1) No caso de peças soldadas, como não há furos => $A_n = A_g$

2) No caso de cantoneiras devemos desenvolver o perfil para determinar as seções zigzague entre as duas abas das cantoneiras.

7.5.3 Área Líquida Efetiva (A_e)

Segundo a NBR 8800/1986, quando a transmissão de carga for feita para apenas alguns elementos (mesa ou alma) da seção, a área líquida efetiva (A_e) deve ser calculada por:

$$A_e = C_t \cdot A_n \quad (3.11)$$

Onde:

C_t é o coeficiente que depende da forma com é feita a ligação (item 5.1.1.3).

Segundo NB 8800/1986 (item 5.1.1.3), alguns critérios para adoção do C_t :

a) Quando a transmissão dos esforços é feita por todos os elementos da peça (Fig. 10).

$C_t = 1,0$

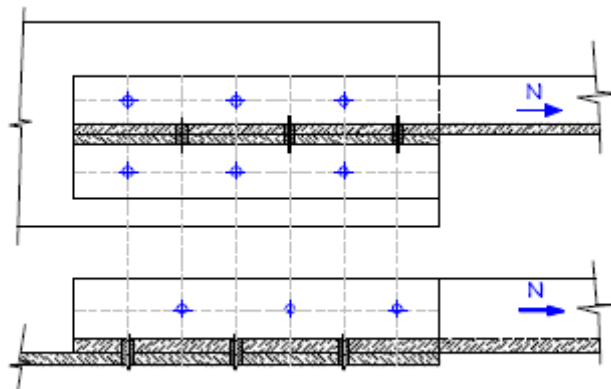
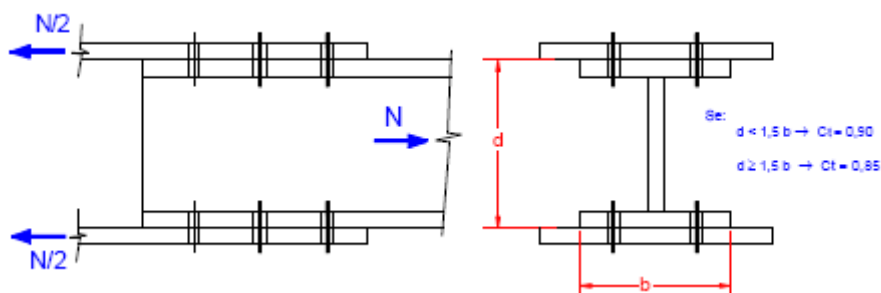


Fig. 10

b) perfis I ou H cujas mesas tenham uma largura maior ou igual a 2/3 da altura do perfil e perfis T cortados desses perfis, com ligações das mesas (Fig. 8), tendo, no caso de ligações parafusadas, um mínimo de três parafusos por linha de furação na direção da solicitação.

$$C_t = 0,90$$



c) perfis I e H que não atendam os requisitos anteriores (mesas com largura menor que 2/3 da altura do perfil) perfis T cortados desses perfis e todos os demais perfis, incluindo barras compostas, tendo, no caso de ligações parafusadas um mínimo de três parafusos por linha de furação na direção da solicitação:

$$C_t = 0,85$$

d) todos os casos quando houver apenas 2 parafusos por linha de furação na direção da solicitação (Fig. 9):

$$C_t = 0,75$$

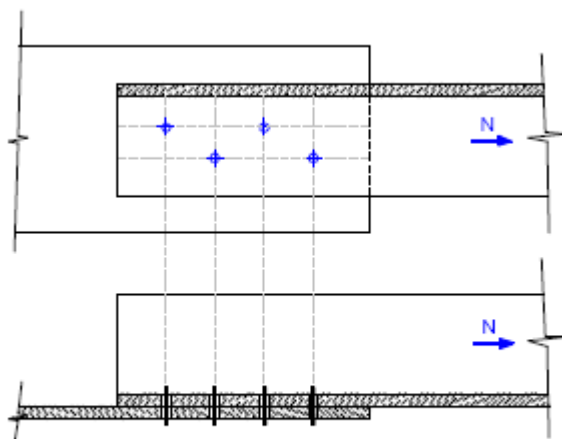
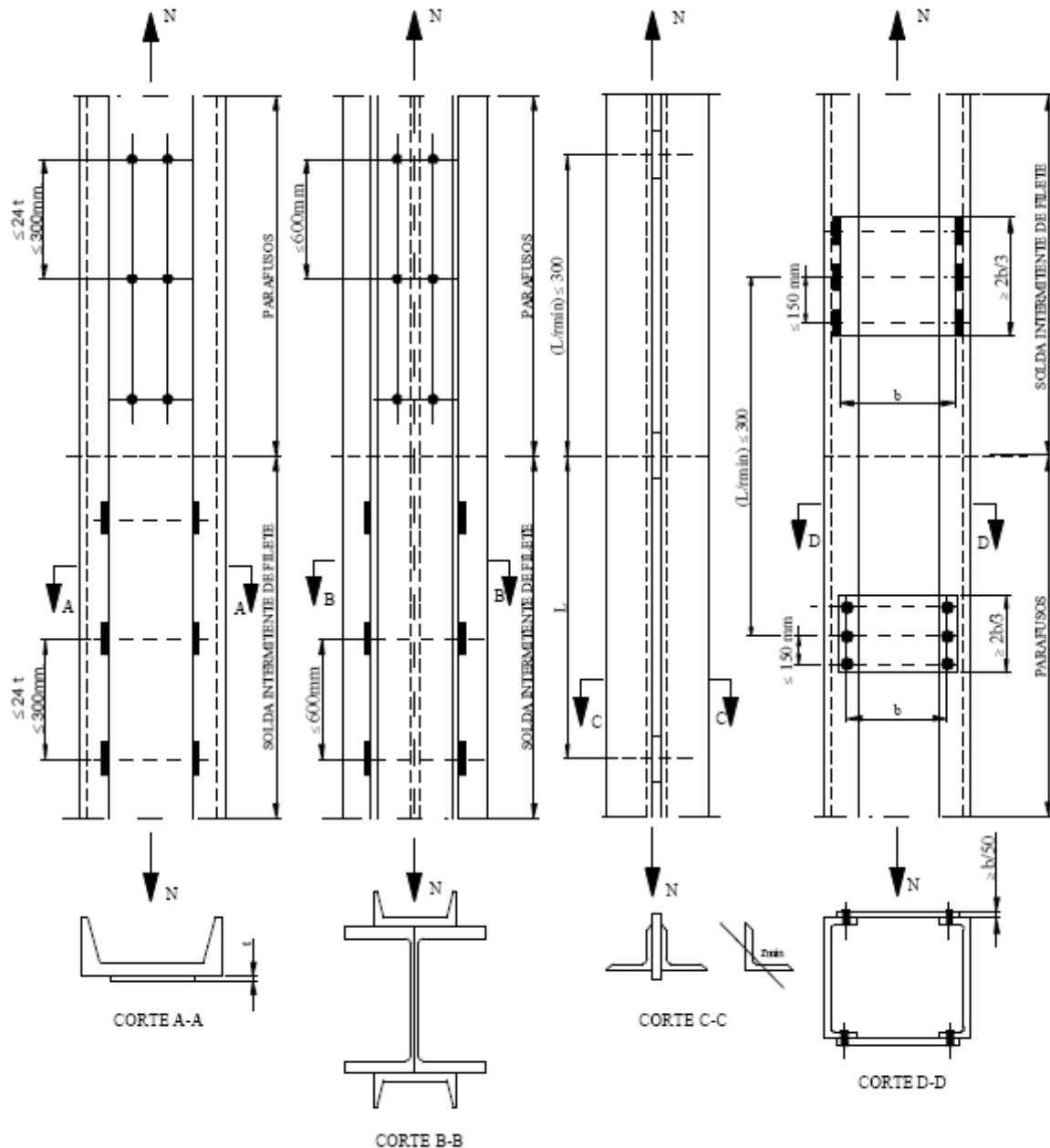


Fig. 9 - Dois parafusos por linha de furação, na direção da solicitação.

Obs.: os valores de C_t são aplicáveis às ligações soldadas, dispensando-se a condição de número mínimo de parafusos na direção da força.

7.6 BARRAS COMPOSTAS TRACIONADAS

A NBR 8800/1986 (item 5.2.4) estabelece critérios relativos ao comportamento e vinculação de peças compostas de tal forma a se ter o comportamento conjunto das barras que compõem um perfil composto (Fig. 11). Estas recomendações têm como objetivo o comportamento efetivo das barras de um perfil composto como um conjunto único, ou seja, com todas as barras do perfil trabalhando com a mesma tensão média.



7.7 ESPAÇAMENTOS

7.7.1 Espaçamento Mínimo entre Furos

A distância entre centros de furos padrão, alargados ou alongados, não pode ser inferior a “2,7d”, de preferência “3d”, sendo “d” o diâmetro nominal do parafuso ou barra rosqueada. Além deste requisito, a distância livre entre as bordas de dois furos consecutivos não pode ser inferior a “d”.

7.7.2 Distância Mínima de um Furo às Bordas

A distância do centro de um furo padrão a qualquer borda de uma parte ligada não pode ser inferior ao valor indicado na tabela 2 (NBR8800/1986, Tab. 18).

Tabela 2 - Distância mínima do centro de um furo padrão à borda

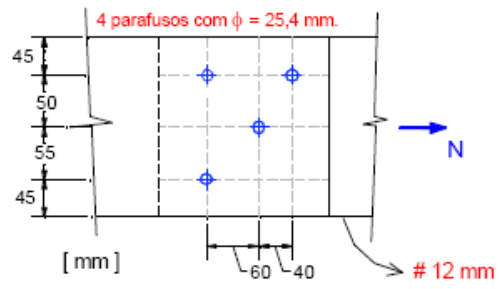
Diâmetro "d"		Borda cortada com serra ou tesoura (mm)	Borda laminada ou cortada a maçarico (mm)
ASTM	ISO		
	M12	21	18
1/2"		22	19
5/8"	M16	29	22
3/4"		32	26
	M20	35	27
7/8"	M22	38	29
	M24	42	31
1"		44	32
1 1/8"	M27	50	38
	M30	53	39
1 1/4"		57	41
	M33	58	42
> 1 1/4"	> M33	1,75d	1,25d

7.7.3 Distância Máxima às Bordas

Para qualquer borda de uma parte ligada, a distância do centro do parafuso (ou barra rosqueada) mais próximo até essa borda não pode exceder 12 vezes a espessura da parte ligada considerada, nem 150 mm.

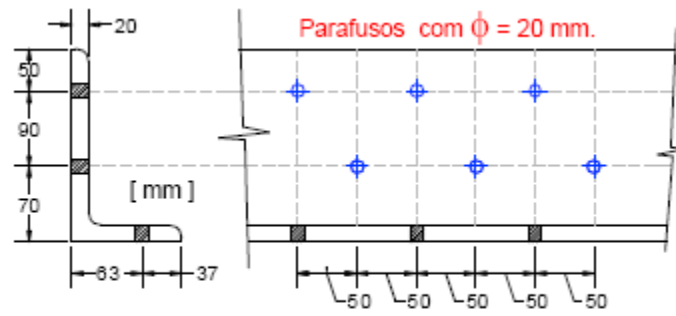
EXERCÍCIOS:

1. Para a emenda abaixo (Fig. 2), determinar a área líquida da chapa.



Solução:

2. Seja a cantoneira indicada ASTM A-36, determinar a resistência de cálculo do elemento.



Solução:

BIBLIOGRAFIA

PFEIL, W.; PFEIL, M. Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático. 7ªed. Rio de Janeiro. LTC, 2000.

PINHEIRO, A.C.F.B. Estruturas Metálicas: Cálculo, detalhes, exercícios e projetos. 1ªed. São Paulo. Edgard Blücher, 2001.

BELLEI, I.H. Edifícios de Múltiplos Andares em Aço.3ªed. São Paulo. PINI, 2000.

PUGLIESI, M.,LAUAND, C.A. Estruturas Metálicas. 1ªed. São Paulo. Hemus, 2005.

MOORE, Juan. Apostila Resistência dos Materiais. Unisul

DIAS, L.A.M. ; Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem. Ed. Zigurate, São Paulo, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 8800. Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). NBR 6123. Forças devidas ao vento nas edificações. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). NBR 14762. Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). NBR 6355. Perfis estruturais de aços formados a frio. Rio de Janeiro.