

**EDIFÍCIOS DE PEQUENO
PORTE ESTRUTURADOS
EM AÇO**

Série " Manual de Construção em Aço"

- Galpões para usos gerais
- Ligações em estruturas metálicas
- Edifícios de pequeno porte estruturados em aço
- Alvenarias
- Painéis de vedação
- Resistência ao fogo das estruturas de aço
- Tratamento de superfície e pintura

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA

**EDIFÍCIOS DE PEQUENO
PORTE ESTRUTURADOS
EM AÇO**

3ª edição

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA
CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

**RIO DE JANEIRO
2004**

Nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida por quaisquer meio, sem a prévia autorização desta Entidade.

Ficha catalográfica preparada pelo Centro de Informações do IBS/CBCA

I59e	Instituto Brasileiro de Siderurgia Edifícios de pequeno porte estruturados em aço /Instituto Brasileiro de Siderurgia. - Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2004. 76p.; 29 cm. -- (Série Manual de Construção em Aço) Bibliografia ISBN 1.Edifício de pequeno porte 2. Construção em aço 3. Edifício de andares múltiplos I. Títulos (série) . II. IBS CDU 721:691.714 3ª edição
------	---

1ª Edição , 1987
2ª Edição, Julho 2001
3ª Edição, Novembro 2004

Instituto Brasileiro de Siderurgia / Centro Brasileiro da Construção em Aço
Av. Rio Branco, 181 / 28º Andar
20040-007 - Rio de Janeiro - RJ
e-mail: cbca@ibs.org.br
site: www.cbca-ibs.org.br

SUMÁRIO

Capítulo 1	
Tipologia estrutural	09
1.1 Estrutura com pórtico rígidos	11
1.2 Estrutura contraventada	12
1.3 Estrutura com paredes de cisalhamento	14
1.4 Estrutura com núcleo de concreto	15
1.5 Estrutura tubular	17
Capítulo 2	
Materiais utilizados	18
2.1 Escolha do aço	19
2.2 Perfis utilizados	19
2.3 Lajes de piso	22
2.4 Conectores	24
2.5 Paredes	24
Capítulo 3	
Proteção contra incêndio	27
Capítulo 4	
Edifício a ser Calculado	29
4.1 Ações e combinações de ações	34
4.2 Cálculo da viga dos pisos	35
4.3 Cálculos das vigas do forro	43
4.4 Ação do vento sobre o edifício	50
4.5 Cálculo das diagonais dos contraventamentos	53
4.6 Cálculo das colunas	55
4.7 Cálculo da placa de base	59
4.8 Ligações das vigas com as colunas	63
Notações	65
Referências Bibliográficas	69
Anexo	71

APRESENTAÇÃO

A construção de edifícios de andares múltiplos, com finalidades diversas, em estrutura em aço , vem sendo gradativamente, cada vez mais, utilizada no país.

Atualmente já se coloca em confronto os fatores que apontam para uma ou outra solução de construção - em concreto ou em aço - de forma que na decisão final têm pesado significativamente fatores como : rapidez de montagem e economia de fundações que elegem a solução em aço como mais vantajosa.

Dentro dessa tendência de construção em aço, esta bibliografia apresenta o projeto de um pequeno edifício de quatro andares em estrutura em aço, com o propósito de também participar e reforçar a divulgação desse avanço tecnológico.

O edifício apresentado tem concepção simples, com colunas e vigas de aço de fácil construção, e prevê a utilização de materiais com tecnologia largamente desenvolvida no país: laje de piso em concreto armado fundido in-loco e paredes laterais em alvenaria comum.

Esta bibliografia pretende ser útil, principalmente aos estudantes de último ano e aos engenheiros que trabalham no projeto de edifícios em aço.

Além da memória de cálculo detalhada do edifício contendo as decisões inerentes ao projeto, ela apresenta inicialmente, em caráter ilustrativo, um breve comentário sobre a tipologia dos edifícios de andares múltiplos, dentro de sua evolução nos últimos anos.

O setor siderúrgico, através do **Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA**, tem a satisfação de tornar disponível para o universo de profissionais envolvidos com o emprego do aço na construção civil, este manual, o terceiro de uma série relacionada à construção em aço.

Centro dinâmico de serviços, com foco exclusivamente técnico e capacitado para conduzir uma política de promoção do uso do aço na construção, o CBCA está seguro de que este manual enquadra-se no objetivo de contribuir para a difusão de competência técnica e empresarial no País.

Capítulo 1

Tipologia Estrutural

De maneira geral, as estruturas dos edifícios de andares múltiplos são solicitadas por ações verticais e horizontais.

As ações verticais são devido à carga permanente – peso próprio das vigas, colunas, lajes, escadas, fachadas, caixa d'água, alvenarias, revestimentos, etc. – e à sobrecarga – carga distribuída por metro quadrado nos andares, devido às pessoas, móveis e divisórias, e carga devido à água na caixa d'água, tubulações, etc.

As ações verticais são absorvidas pelas lajes que as transmitem às vigas em aço, que inclusive podem trabalhar em conjunto com as lajes, no caso de vigas mistas. As vigas transmitem as ações para outras vigas nas quais se apóiam ou diretamente para as colunas.

As colunas transmitem as ações verticais diretamente para as fundações (Figura 1).

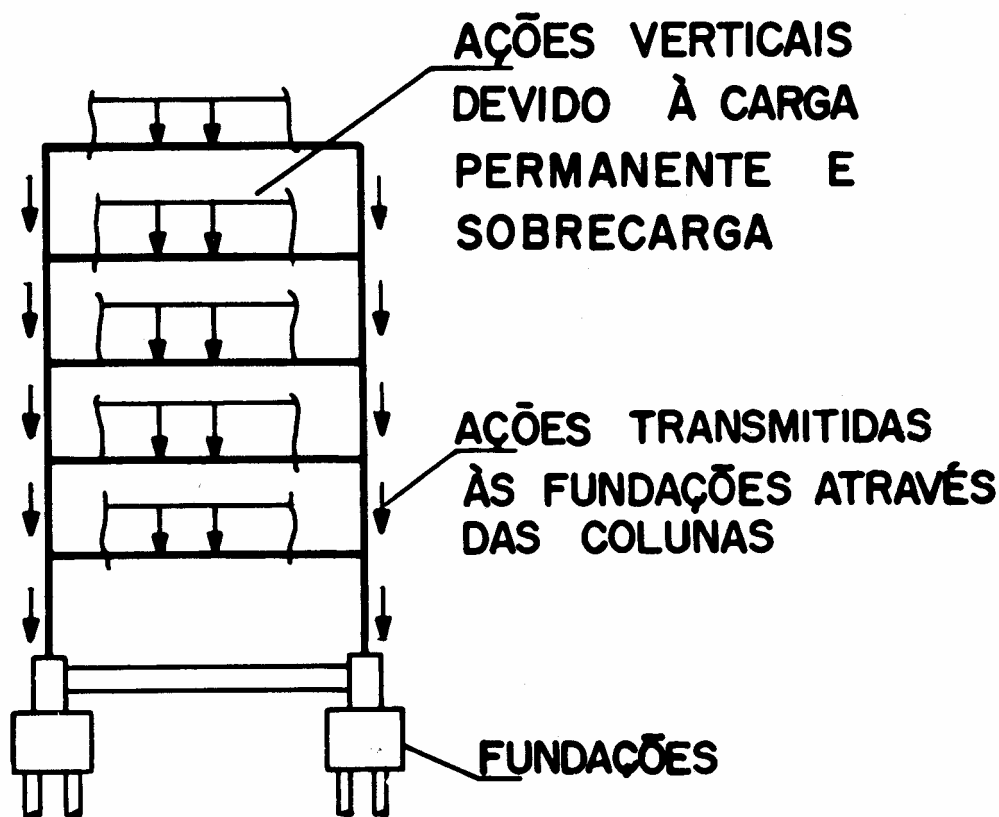


Fig. 1 Cargas Verticais

As ações horizontais são provenientes do vento agindo sobre as faces expostas do edifício, provocando efeitos de pressão e sucção nas fachadas, de acordo com a sua forma externa e resultando numa força global de arrasto na estrutura.

Os efeitos sísmicos também provocam ações horizontais nas estruturas; as Normas Brasileiras não consideram a existência desse efeito no nosso território.

De qualquer forma, a magnitude de efeito de vento, agindo isoladamente ou em conjunto com qualquer outra ação que também provoque efeito horizontal, tem influência decisiva na solução estrutural a ser adotada:

- deve-se buscar a que resiste aos esforços horizontais de maneira mais econômica, observando-se os deslocamentos horizontais.

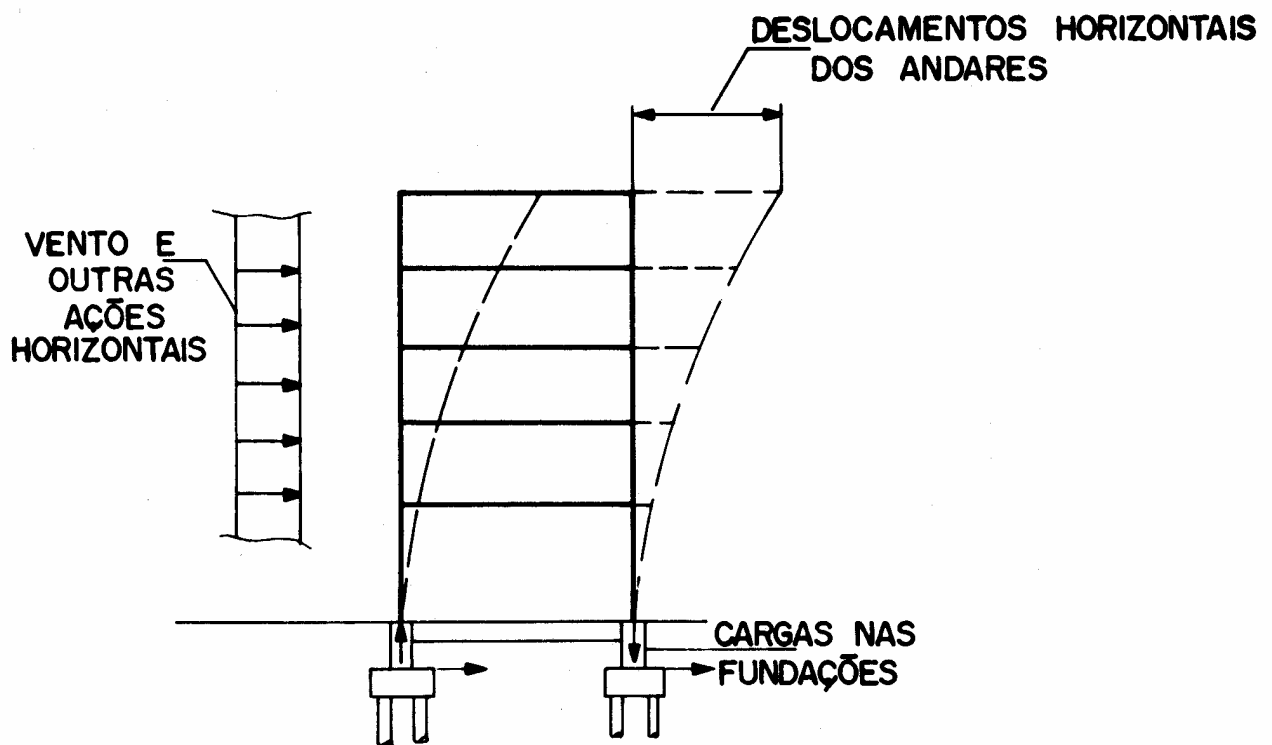


Fig. 2 – Cargas Horizontais

A NBR 8800 na tabela 26 do Anexo C indica os valores máximos recomendados para deformações horizontais em edifícios de andares múltiplos sob a ação dos valores nominais da carga de vento (aqueles obtidos diretamente na NBR 6123, Forças Devido ao Vento em Edificações, sem os coeficientes de ponderação das cargas):

- deslocamento horizontal do edifício, relativo à base, devido a todos os efeitos:
1/400 da altura do edifício
- deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos, devido à força horizontal total no andar entre os dois pisos considerados, quando fachadas e divisórias (ou suas ligações com a estrutura) não absorvem as deformações da estrutura:
1/500 da altura do andar
- idem, quando absorverem:
1/400 da altura do andar

De modo geral, a estrutura do edifício de andares múltiplos adquire configurações típicas conhecidas em função da maneira como são resistidos os esforços horizontais:

- Estrutura com pórticos rígidos
- Estrutura contraventada
- Estrutura com paredes de cisalhamento
- Estrutura com núcleo de concreto
- Estrutura tubular

As características e os confrontos entre essas configurações são mostrados aqui de maneira resumida.

A escolha de cada uma delas deve ser precedida de estudos aprofundados conforme bibliografia existente sobre o assunto (alguns exemplos abaixo) e também deve ser função da experiência anterior do engenheiro estrutural:

- Multi Storey Buildings in Steel, Hart, Henn and Sontag
- Structural Concepts and Systems for Architects and Engineers – Line / Stotesbury
- High Rise Buildings – Leslie E. Robertson
- Monograph on the Planning and Design of Tall Buildings
- ASCE (cinco volumes)

1.1 – Estrutura com Pórticos Rígidos

Ao longo das filas e eixos da estrutura, as ligações de algumas vigas com colunas, convenientemente escolhidas, são projetadas como rígidas, de forma a se obter um conjunto de pórticos verticais rígidos com a mesma altura do edifício.

Dessa forma, a estrutura composta por pórticos verticais rígidos e lajes rígidas adquire estabilidade como um todo para as cargas horizontais em função da rigidez à flexão das vigas e colunas que compõem os pórticos.

As vigas que não fazem parte dos pórticos são rotuladas nas colunas.

Os esforços horizontais atuantes no plano do piso são transferidos aos pórticos através da rigidez da laje de piso dos andares.

A principal vantagem desse sistema é deixar livres para a utilização todos os vãos entre colunas, sem os inconvenientes dos contraventamentos ou paredes dos demais sistemas.

As principais desvantagens são:

- é um sistema menos econômico comparado com os outros.
- as ligações engastadas vigas-colunas são de execução mais elaborada.
- As colunas dos pórticos rígidos são significativamente mais pesadas porque, além da compressão, são dimensionadas também a flexão e, freqüentemente, as deformações horizontais são fator preponderante no dimensionamento, ocasionando menor aproveitamento da resistência do aço.

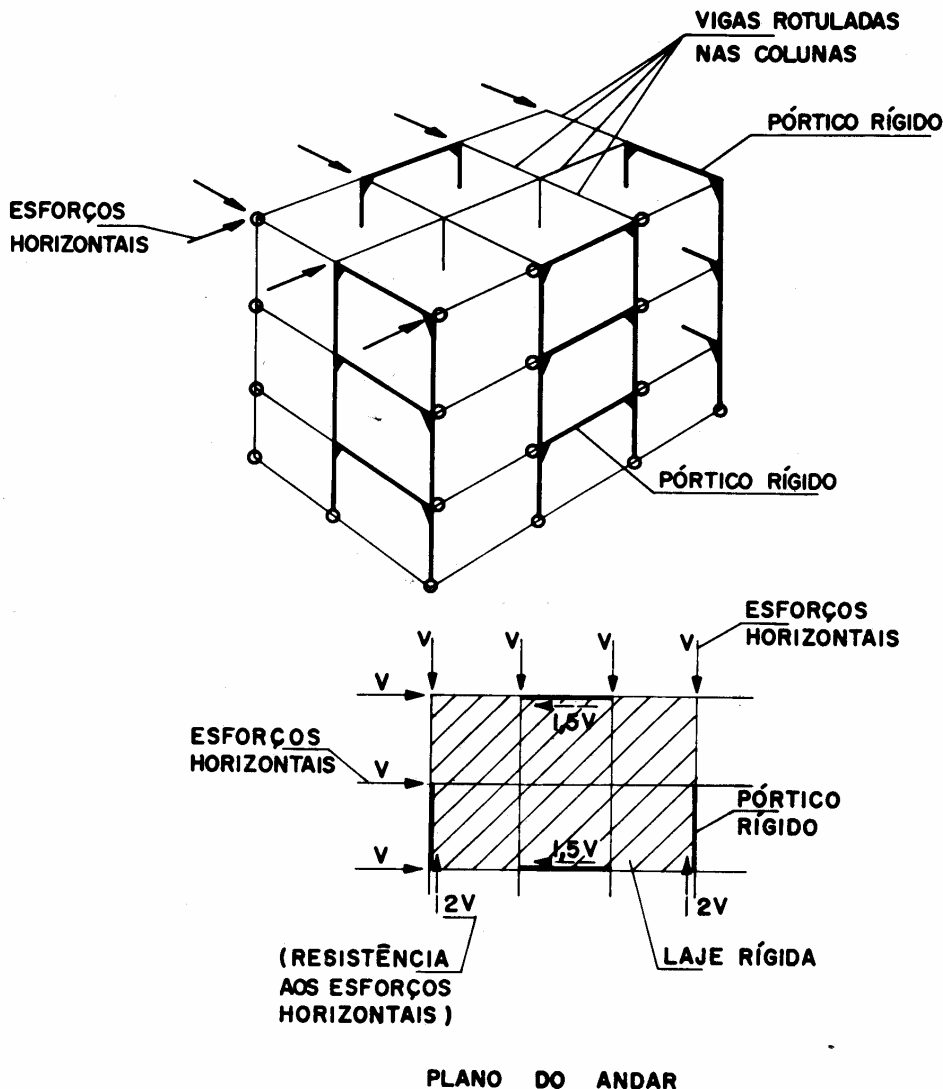


Fig. 3 – Estrutura com Pórticos Rígidos

1.2 – Estrutura Contraventada

A estabilidade estrutural é obtida através de contraventamentos verticais ao invés de ligações vigas-colunas engastadas.

Os contraventamentos geralmente, em “X” ou “K” são colocados ao longo de toda a altura do edifício.

A estrutura adquire rigidez horizontal através de efeitos de tração e compressão nas diagonais, além dos efeitos adicionais de tração e compressão nas colunas adjacentes aos contraventamentos.

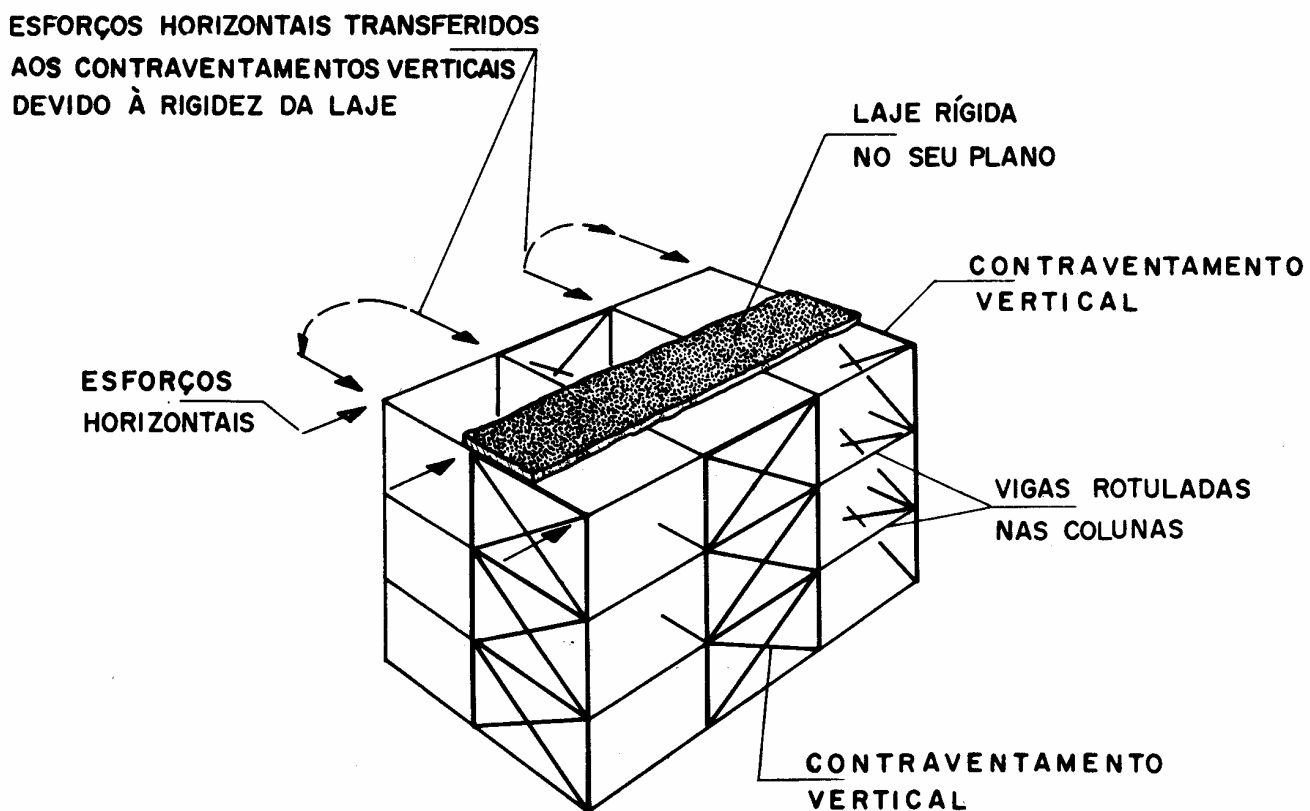


Fig. 4 – Estrutura Contraventada

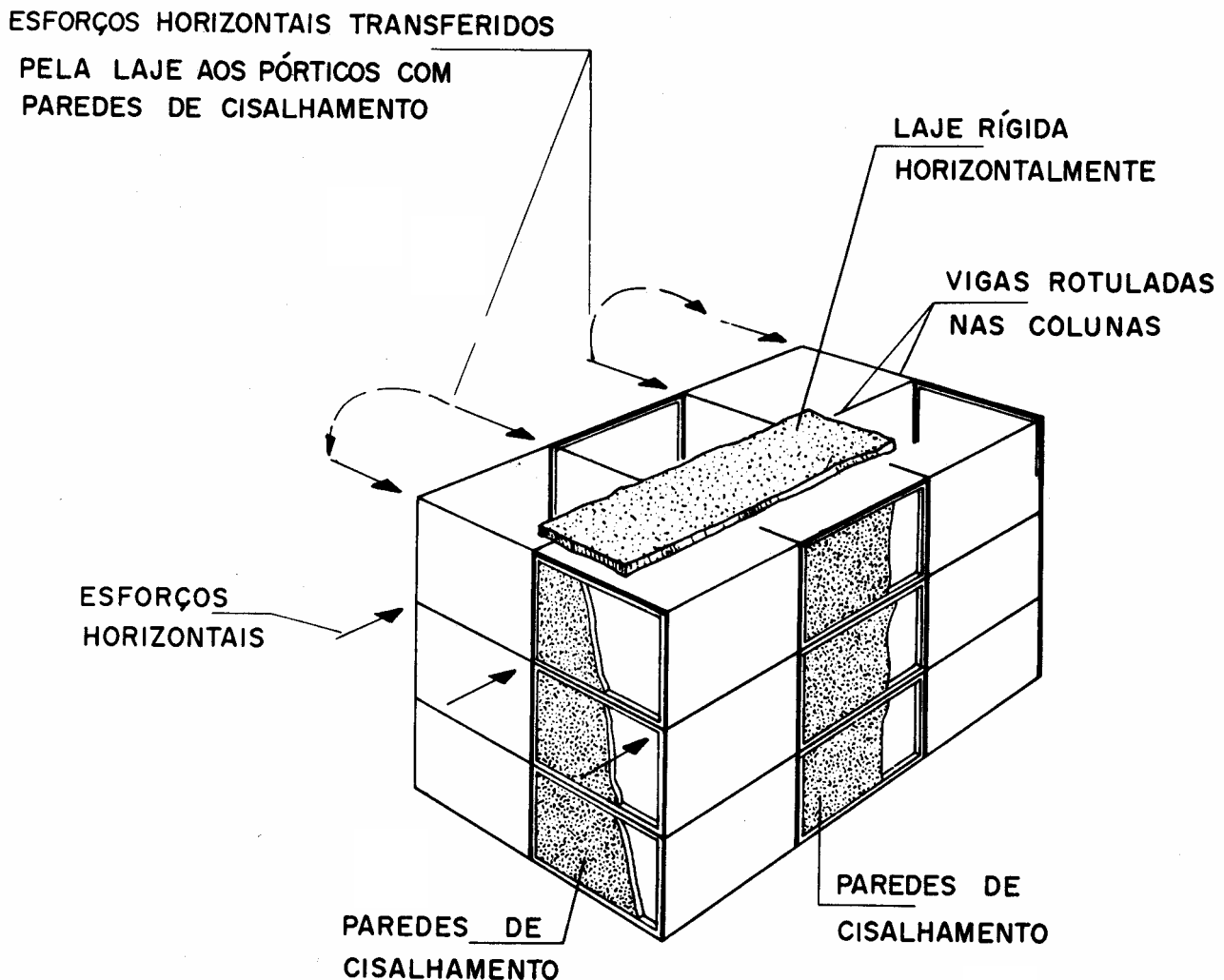
Também nesse sistema estrutural, os esforços são transferidos aos pórticos através da rigidez das lajes dos pisos.

A principal desvantagem desse sistema é a interferência provocada pelos vãos contraventados internamente com a circulação dentro do edifício e externamente com a colocação de esquadrias nas fachadas.

As principais vantagens são:

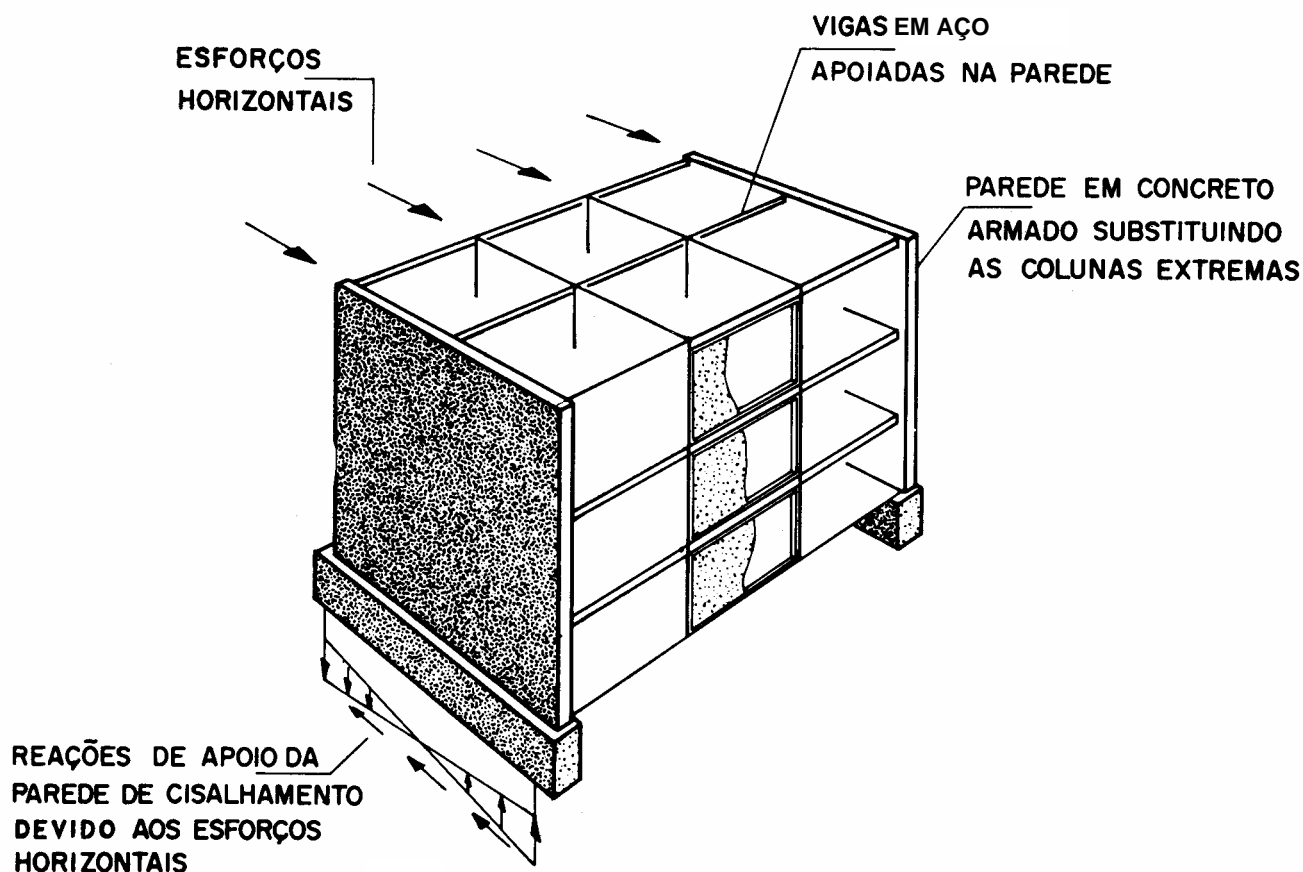
- resulta em um edifício mais leve, portanto mais econômico.
- as ligações das vigas com colunas são de execução mais fácil
- as colunas são mais leves porque são dimensionadas apenas ao efeito de forças normais
- alta rigidez proporcionando baixos deslocamentos horizontais

1.3 – Estrutura com Paredes de Cisalhamento



(A) PAREDE DE CISALHAMENTO EM UM VÃO

Fig. 5 - Estrutura com Parede de Cisalhamento (1ª parte)



(B) PAREDE DE CISALHAMENTO NA LINHA INTEIRA DE COLUNAS

Fig. 5 - Estrutura com Parede de Cisalhamento (Continuação)

Nesse caso a rigidez horizontal da estrutura é conseguida através de paredes de concreto armado ou alvenaria estrutural, construídas nos vãos entre vigas e colunas, em cada andar.

Alternativamente, uma parede armada pode substituir uma linha inteira de colunas no edifício, de tal forma que, além do enrijecimento horizontal por ela promovido, também absorva as cargas verticais das colunas.

Esse sistema também conduz a uma estrutura final leve, com as vigas rotuladas nas colunas. As suas principais desvantagens são com relação às paredes de cisalhamento:

- perda de flexibilidade de circulação interna e de recursos arquitetônicos nas fachadas, devido à presença das paredes de cisalhamento
- necessidade destas paredes serem construídas numa rapidez compatível com a montagem da estrutura, ou a

utilização de contraventamentos de montagem.

1.4 – Estrutura com Núcleo de Concreto

Esta solução tem a conveniência de conciliar a circulação vertical com um núcleo rígido de concreto, que é usado para dar estabilidade horizontal à estrutura do edifício.

As torres de escadas e o poço dos elevadores, ficam localizados no interior desse núcleo, estando assim isolados do corpo do edifício através das paredes laterais do núcleo, ao longo de toda altura.

Como às vezes o núcleo está localizado fora do centro de gravidade do edifício ele, além dos esforços horizontais e verticais, tem também que absorver esforços de torção.

A conveniência dessa solução surge quando, além de necessária a presença do núcleo por questões de segurança (contra

incêndio, por exemplo), a ação de resistir aos esforços horizontais não exigir espessura de parede elevada e, portanto, antieconômica.

Uma desvantagem é a possibilidade de atraso na montagem da estrutura em decorrência da velocidade de execução do núcleo de concreto.

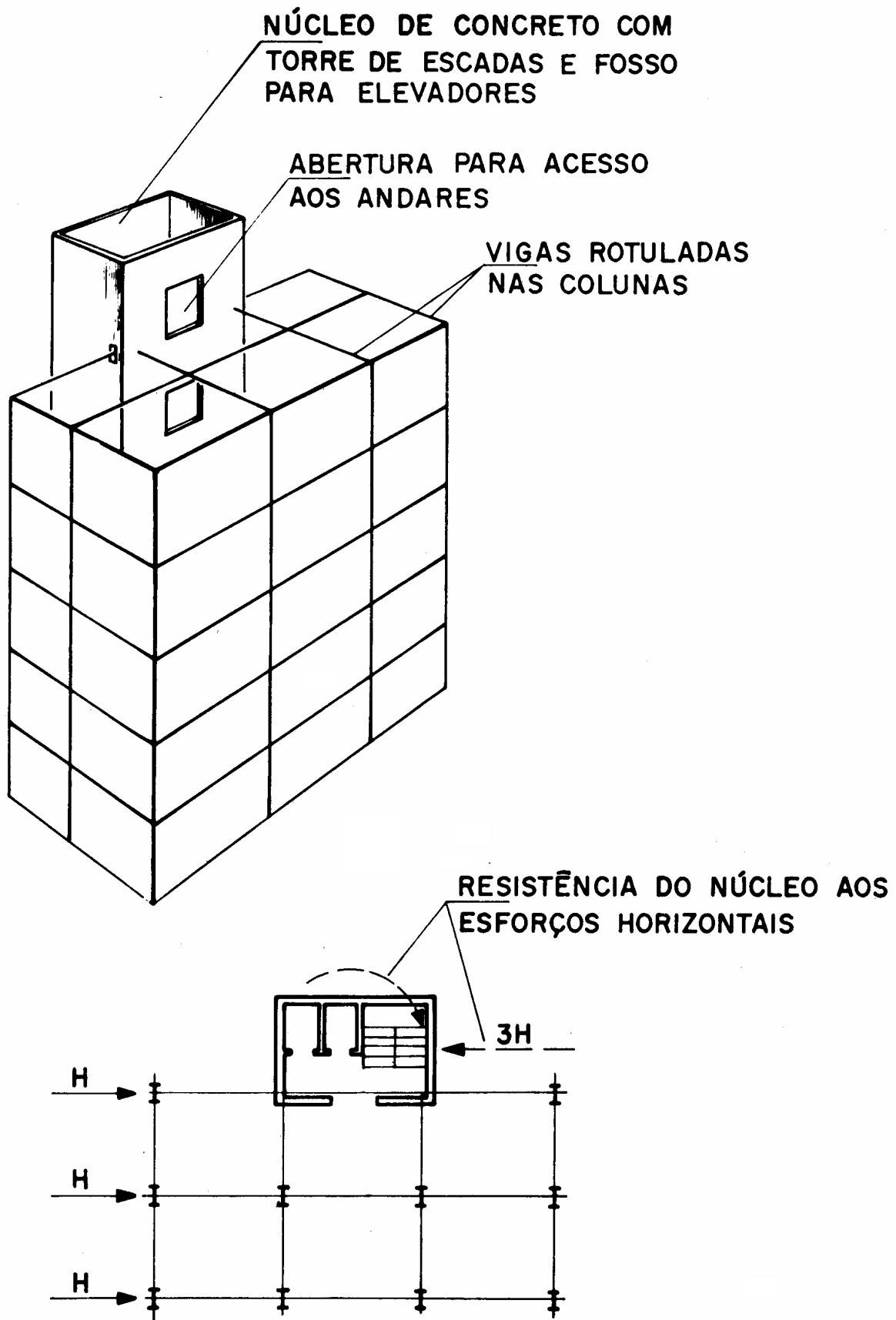


Fig. 6 – Estrutura com Núcleo de Concreto

1.5 – Estrutura Tubular

É o resultado recente da evolução estrutural dos edifícios de grande altura.

Os pórticos ou contraventamentos são trazidos para as faces externas do edifício, ao longo de toda altura e todo perímetro, obtendo-se na forma final um grande tubo reticulado altamente resistente aos efeitos de flexão e torção.

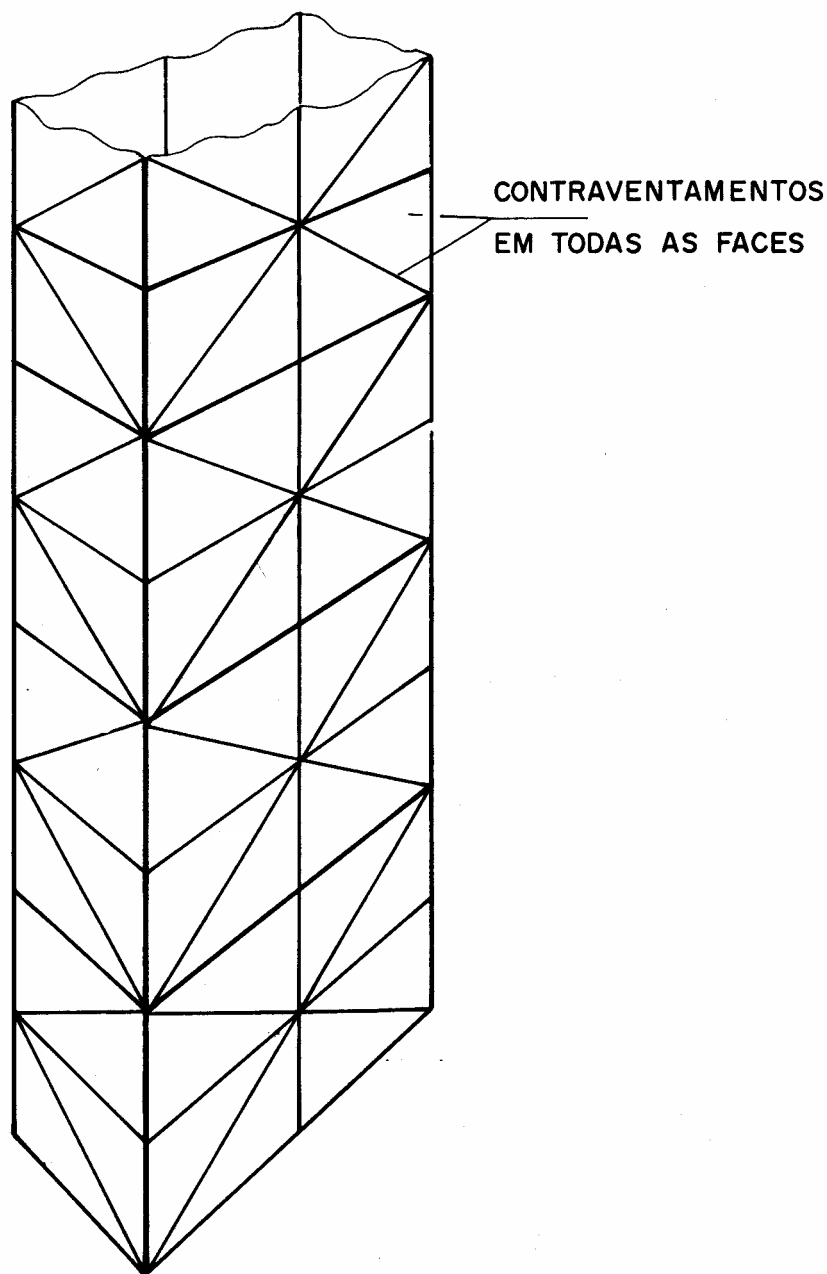


Fig. 7 – Estrutura Tubular

Capítulo 2

Materiais Utilizados

Materiais utilizados

2.1 – Escolha do Aço

A escolha do aço para edifícios de andares múltiplos, como para construções em aço em geral, é feita em função de aspectos ligados ao ambiente em que as estruturas se localizam e da previsão do comportamento estrutural de suas partes, devido a geometria e aos esforços solicitantes.

Meio industrial com atmosfera agressiva à estrutura, proximidade de orla marítima e manutenção deficiente ao longo do tempo, são fatores ambientais que podem exigir aços de alta resistência à corrosão.

Por outro lado, peças comprimidas com elevado índice de esbeltez ou peças fletidas em que a deformação (flecha) é fator preponderante, são casos típicos de utilização de aços de média resistência mecânica.

No caso de peças com baixa esbeltez e deformação não preponderante é mais econômica a utilização dos aços de alta resistência.

Os aços estruturais utilizados no Brasil são produzidos segundo normas estrangeiras (especialmente a ASTM – American Society for Testing and Materials e DIN – Deutsche Industrie Normen) ou fornecidos segundo denominação dos próprios fabricantes:

- aços de média resistência para uso geral:
 - perfis, chapas e barras redondas acima de 50 mm: ASTM A- 36
 - chapas finas: ASTM A-570 e SAE 1020
 - barras redondas (6 a 50 mm): SAE 1020.
 - tubos redondos sem costura: DIN 2448, ASTM A-53 grau B

- tubos quadrados e retangulares, com e sem costura: DIN 17100
- aços estruturais, baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, média resistência mecânica:
 - chapas: USI-SAC 41 (USIMINAS)
 - chapas: aço estrutural com limite de escoamento de 245 MPa (COSIPA)
- aços estruturais, baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, alta resistência mecânica:
 - - chapas: ASTM A-242, ASTM A-588 COS-AR-COR (COSIPA), USI-SAC-50 (USIMINAS) e NIOCOR (CSN).
 - - perfis: ASTM A-242, A-588 (COFAVI)

2.2 – Perfis Utilizados

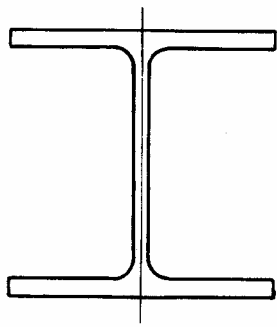
De maneira geral pode-se dizer que os perfis de aço utilizados na construção de edifícios de andares múltiplos, são os mesmos empregados na construção de galpões e outras estruturas.

- Perfis para as colunas:

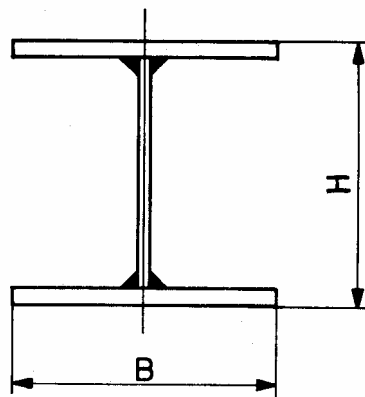
As colunas de edifícios de andares múltiplos são dimensionadas fundamentalmente à compressão.

São utilizados então perfis que possuam inércia significativa também em relação ao eixo de menor inércia, como é o caso dos perfis “H” que têm largura da mesa, igual ou próxima à altura da seção.

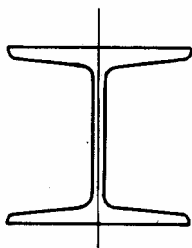
Em seqüência são mostrados perfis utilizados como colunas (Figura 8).



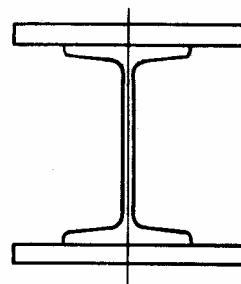
PERFIL LAMINADO
HPL, HPM OU HPP
PADRÃO EUROPEU



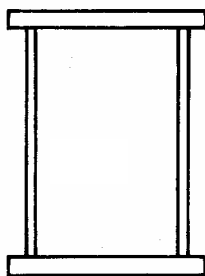
PERFIL SOLDADO
CS (H = B)



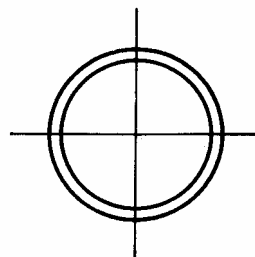
PERFIL LAMINADO
H101,6, H127 E
H152,4 mm
PADRÃO AMERICANO



PERFIL I LAMINADO
REFORÇADO

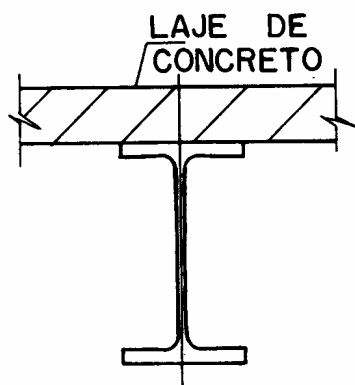


PERFIL DE SEÇÃO
CAIXÃO

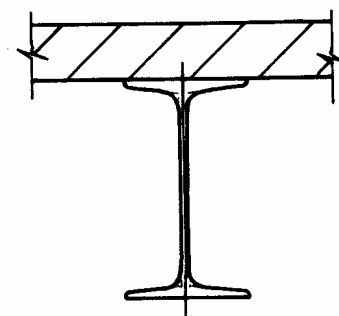


PERFIL TUBULAR

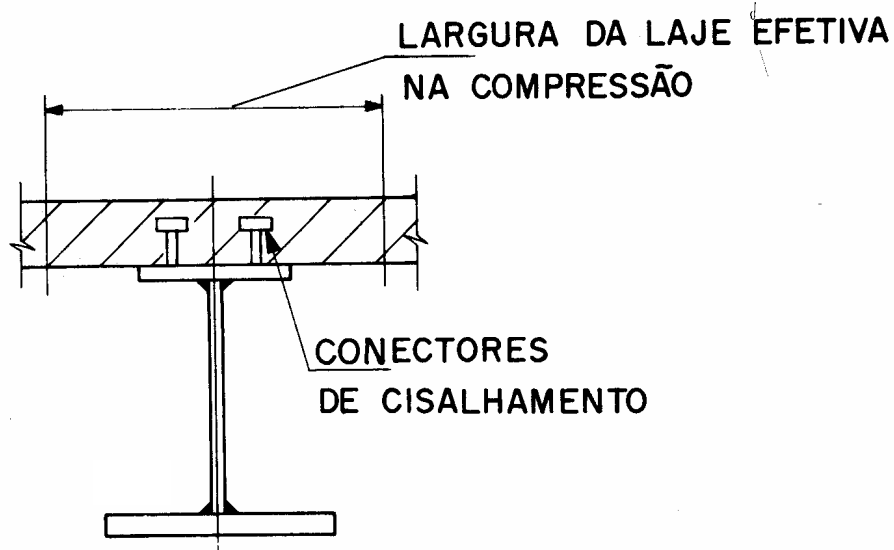
Fig. 8 – Perfis para as Colunas



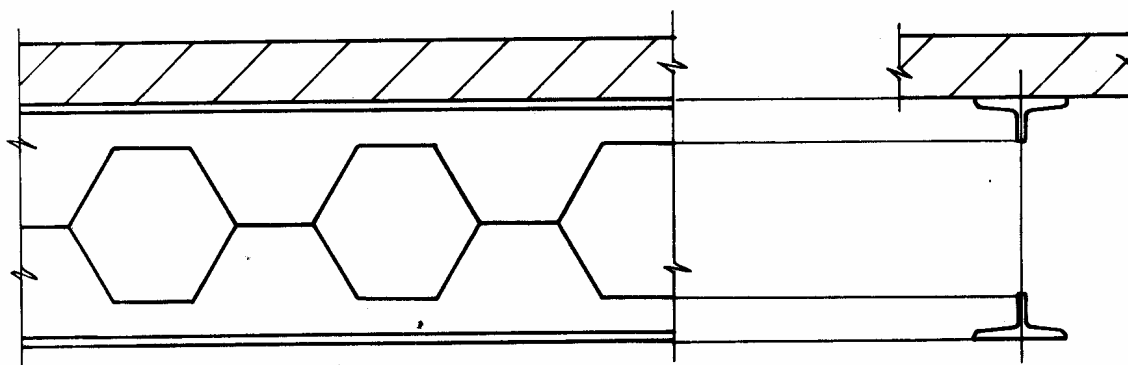
**PERFIS LAMINADOS IP
- PADRÃO EUROPEU**



**PERFIS LAMINADOS I
PADRÃO AMERICANO**



**PERFIS SOLDADOS
COM MESAS DESIGUAIS
COMO PARTE DE VIGA MISTA**



VIGA EXPANDIDA A PARTIR DE VIGA LAMINADA

Fig. 9 – Perfis para as Vigas

- Perfis para Vigas:

Os perfis de aço utilizados nas vigas dos edifícios são proporcionados levando em conta que, usualmente, eles terão a mesa superior travada pelas lajes, não estando portanto sujeitos ao fenômeno da flambagem lateral com torção.

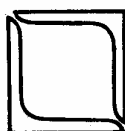
É usual também, no caso de vigas biapoiadas, se projetar vigas mistas, onde o perfil em aço trabalha solidário com a laje, obtendo-se uma solução mais econômica.

Esta é a solução adotada no projeto desenvolvido nesta Bibliografia.

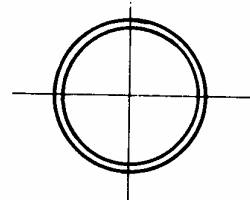
- Perfis para os contraventamentos:



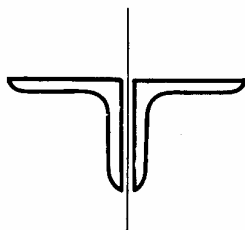
SEÇÃO EM UMA
CANTONEIRA



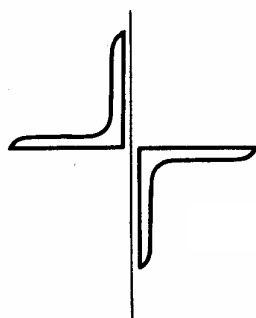
SEÇÃO CAIXÃO EM
DUAS CANTONEIRAS



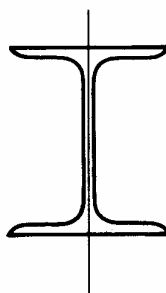
SEÇÃO TUBULAR



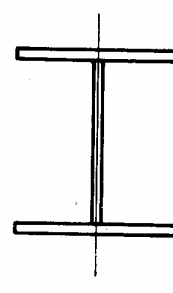
SEÇÃO EM
DUAS CANTONEIRAS
COM ABAS PARALELAS



SEÇÃO EM
DUAS CANTONEIRAS
COM ABAS EM CRUZ



SEÇÃO H LAMINADO



SEÇÃO H SOLDADO

Fig. 10 Perfis para Contraventamentos

As seções dos perfis para contraventamentos de modo geral são leves, com a escolha associada à resistência a esforços normais e à esbeltez.

No caso de edifícios a esbeltez das peças tracionadas principais é limitada a 240 e das comprimidas limitadas a 200.

Os perfis comumente utilizados são os da Figura 10.

2.3 – Lajes de Piso

As lajes deverão ser convenientemente ancoradas às mesas superiores das vigas, através dos conectores, para que façam parte da “viga mista”; as soluções usuais para lajes,

no caso de vigas mistas em edifícios de andares múltiplos, são:

- Laje fundida *in-loco*:

É ainda a solução mais econômica no país, apresenta a desvantagem de exigir formas e cimbramentos durante a fase de cura.

- Laje com forma em aço incorporada:

A laje é fundida *in-loco* sobre forma de chapa de aço conformada, capaz de vencer os vãos entre vigas, e que inclusive passa a ser a ferragem positiva da laje (Figura 11).

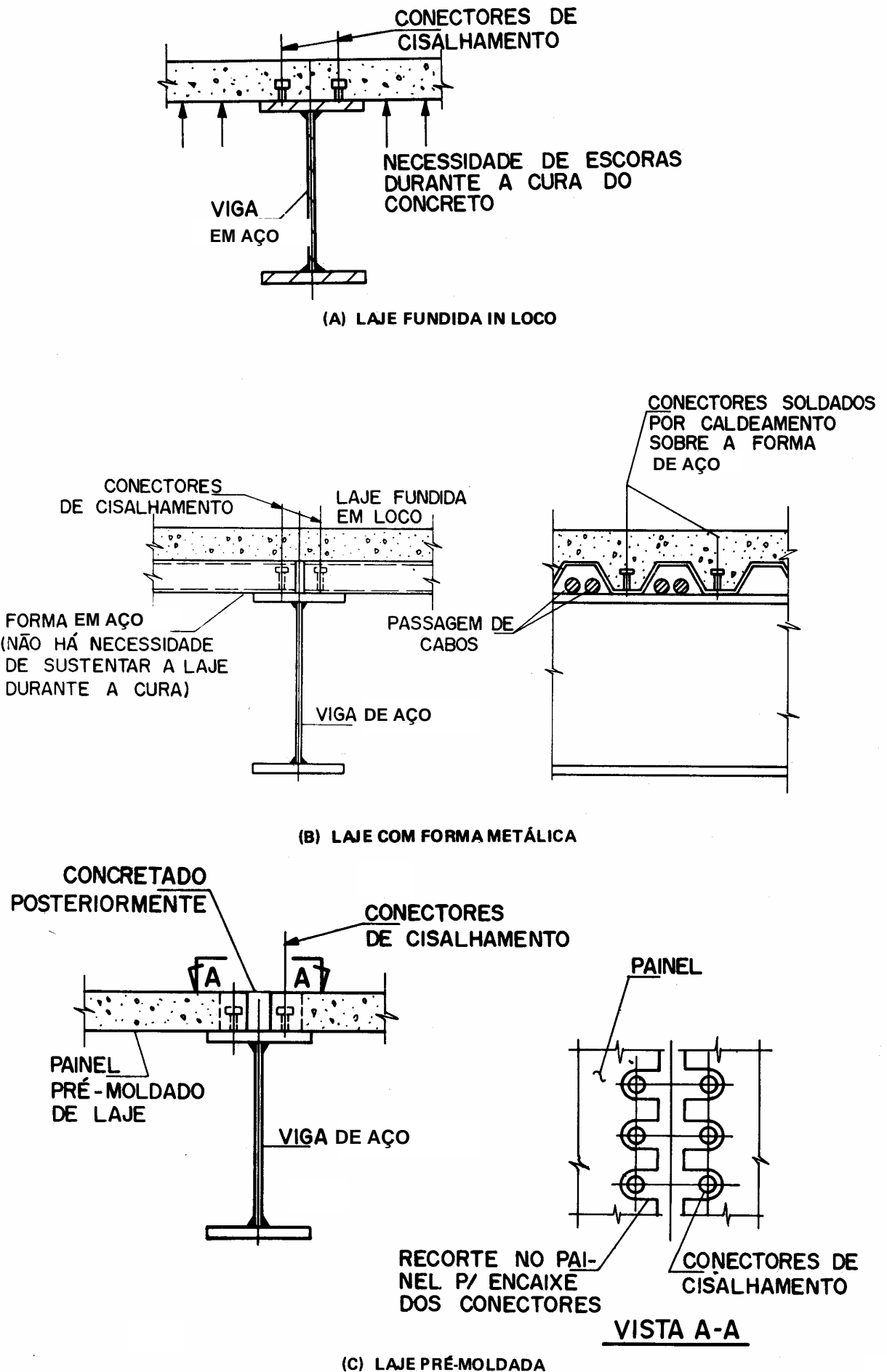


Fig. 11 – Lajes de Piso

É um sistema que tem vantagem de prescindir, em boa parte dos casos, de formas e escoras durante a cura, liberando dessa forma a área sob a laje para outros trabalhos.

Além disso, a seção transversal da forma abre espaço para passagem dos dutos e cabos de utilidades.

- Laje pré-moldada:

Nesse caso o painel pré-moldado de laje é colocado diretamente sobre a viga de aço sem a necessidade de escoramentos e com a

vantagem da liberação imediata da área para outros serviços.

Esse sistema exige cuidado especial para a execução da ancoragem da laje na mesa superior da viga de aço, com vistas ao funcionamento como viga mista.

2.4 – Conectores

Os conectores têm a função de transmitir os esforços de cisalhamento longitudinal entre a viga de aço e a laje, no funcionamento da viga mista.

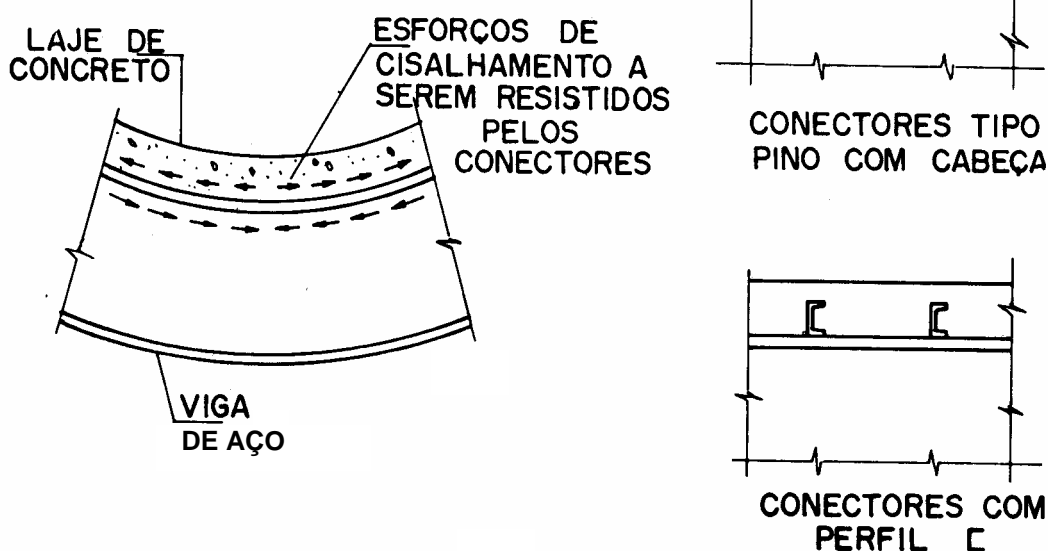


Fig. 12 – Conectores

Dentre os vários tipos de conectores, os mais usados são o pino com cabeça e o perfil “U”.

O item 6.4 da NBR 8800, conectores de cisalhamento, apresenta as resistências dos conectores tipo pino com cabeça e perfil “U” e dá as diretrizes para o seu projeto e instalação.

2.5 – Paredes

As paredes dos edifícios normalmente são de alvenaria, construídas com tijolo furado ou com tijolo de concreto leve.

Dependendo da finalidade do edifício, as paredes internas são substituídas pelas paredes divisórias desmontáveis, que conferem flexibilidade ao lay-out do andar.

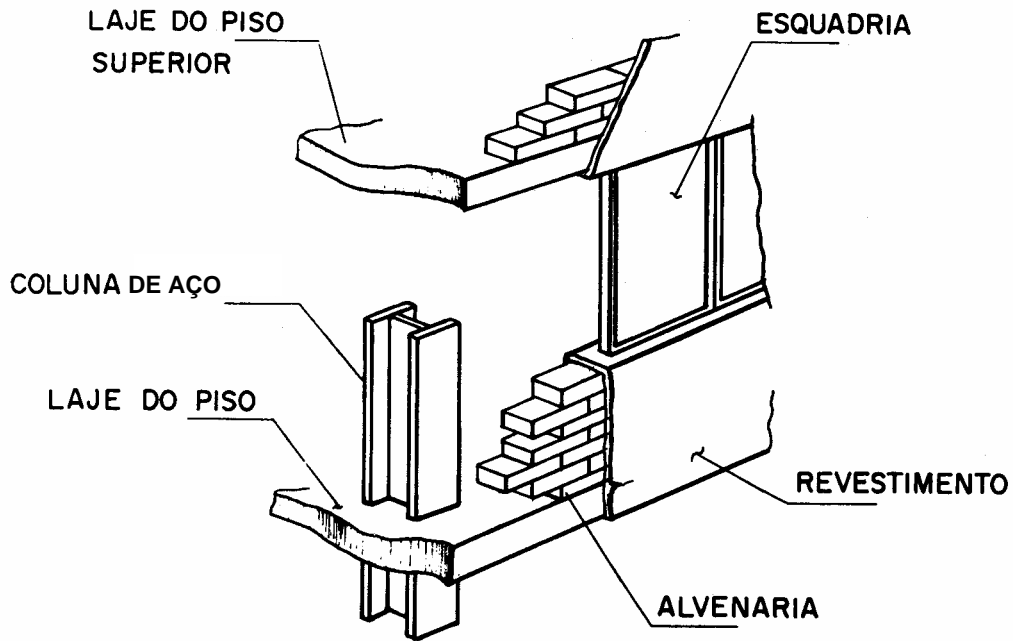


Fig 13 – Parede Externa de Alvenaria e Esquadria

As paredes externas normalmente são o resultado da combinação de vários materiais, para se obter o efeito arquitetônico desejado.

Uma solução comum é a utilização de alvenaria com esquadria de aço ou alumínio para as janelas.

Outra solução é a utilização de painéis pré-fabricados ou pré-montados combinando diversos materiais como concreto, chapas em aço pintadas, esquadrias de aço e alumínio, vidro e fibra de vidro, dentro da solução arquitetônica desejada.

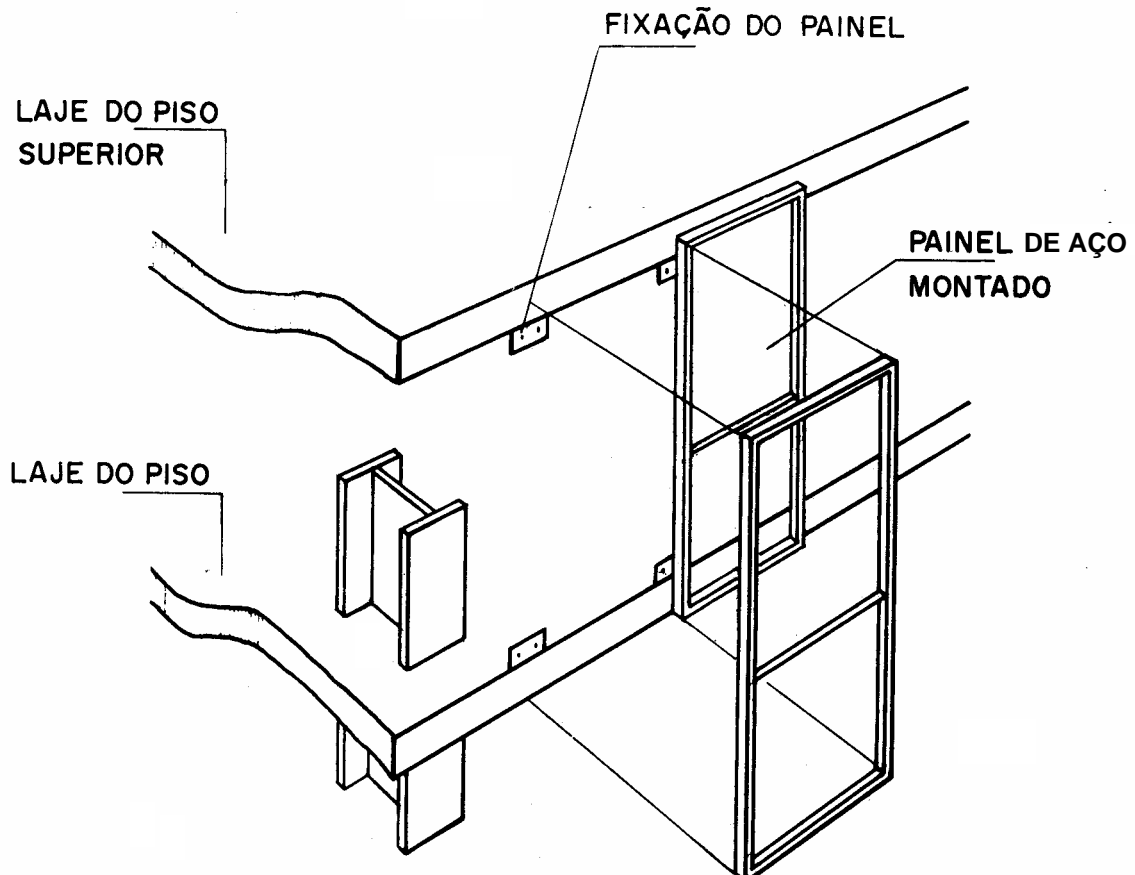


Fig. 14 – Parede Externa com Painel em Aço

CONSIDERAÇÕES SOBRE O PESO DA ESTRUTURA

Visando a comparação entre os custos das diversas soluções estruturais adotadas, os consumos de aço são apresentados em função do m^2 da área de piso ou do m^3 do volume.

O consumo de aço depende de muitos fatores tais como número de andares,

espaçamentos das colunas em ambas direções, pé direito dos andares, carregamentos impostos, rigidez do edifício fornecida por pórticos ou contraventamentos, resistência do aço utilizado, tipo de laje empregada, etc.

O gráfico da Figura 15 apresenta de maneira aproximada uma faixa de consumo em função do número de andares.

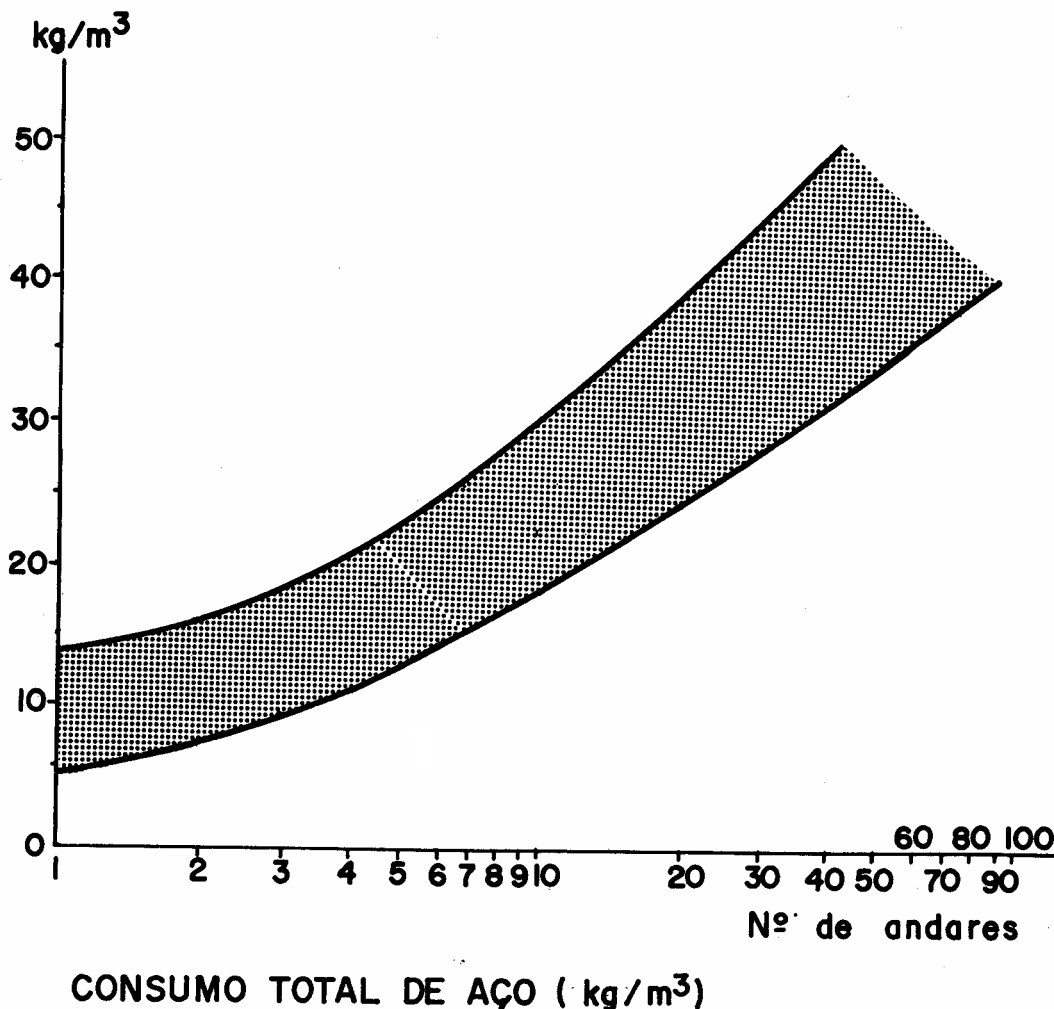


Fig. 15 – Consumo de Aço x Altura

A curva inferior é válida para edifícios com pequenos vãos sujeitos a cargas usuais e a superior corresponde a edifícios com grandes vãos e sujeitos a cargas maiores que as usuais.

Nos limites dessa faixa estão, de um lado, a ocorrência das estruturas mais econômicas e do outro, das estruturas mais pesadas.

Modernamente edifícios altos são construídos com os consumos de aço da ordem de 70 kg/m^2 , em contraposição aos edifícios da década de 60, quando esse número era maior que 100 kg/m^2 .

Os edifícios baixos de até quatro andares, conforme os projetos executados no Brasil, apresentam o consumo variando de 30 a 40 kg/m^2 .

Capítulo 3

Proteção Contra Incêndio

Proteção Contra Incêndio

A proteção das estruturas contra incêndio inclui as medidas que visam proteger a estrutura da ação do calor.

De um modo geral todos os materiais manifestam seu comportamento às altas temperaturas através de uma perda de sua resistência.

Para minimizar a ação do calor as estruturas são revestidas de um material isolante térmico, por exemplo, alvenaria de tijolos maciços, argamassa com vermiculita, gesso, etc.

Conforme o material e a espessura do revestimento, pode-se proteger por mais ou menos tempo a estrutura.

O tempo de proteção é determinado de acordo com regulamentos de proteção contra incêndio, e é função de vários fatores tais como:

- finalidade da edificação
- número de pavimentos
- importância e tipo do elemento estrutural

Capítulo 4

**Edificio a ser
Calculado**

Edifício a Ser Calculado

Será calculado como exemplo um edifício de quatro andares, destinado à utilização como escritório, com as seguintes características:

- edifício composto de um andar térreo, três andares superiores e forro
- dimensões em planta: largura 12 m, comprimento 42 m
- pé direito de 2,9 m
- colunas apenas nas fachadas com modulação de 3 m
- paredes cegas nas extremidades do edifício
- edifício sem paredes internas
- castelo d'água independente do edifício
- torres de escadas internas em cada extremidade com largura de 3 m
- edifício sem elevador

ESCOLHA DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

- a estabilidade transversal será obtida através da rigidez das lajes no seu plano e das paredes cegas nos extremos do

edifício, atuando como paredes de cisalhamento

- a estabilidade longitudinal será obtida através de contraventamentos em "X" nos vãos centrais, junto às paredes externas e ao longo de toda a altura do edifício
- as lajes serão fundidas *in-loco* no sistema de viga mista; as vigas de aço não serão escoradas durante a cura do concreto.
- o edifício é de pouca altura, com desenvolvimento na horizontal, de forma que a solução estrutural mais econômica depende do estudo da distribuição dos vigamentos dos pisos.

- Laje do piso:

O painel econômico da laje de piso implica também em economia nas vigas em aço, devido à redução da espessura da laje.

Os painéis econômicos devem ser retângulos alongados, armados apenas na menor dimensão que deve variar de 1,5 a 3,0 m (vão que a laje vence facilmente) e com dimensão maior variando entre 6 e 20 m.

- Duas alternativas possíveis:

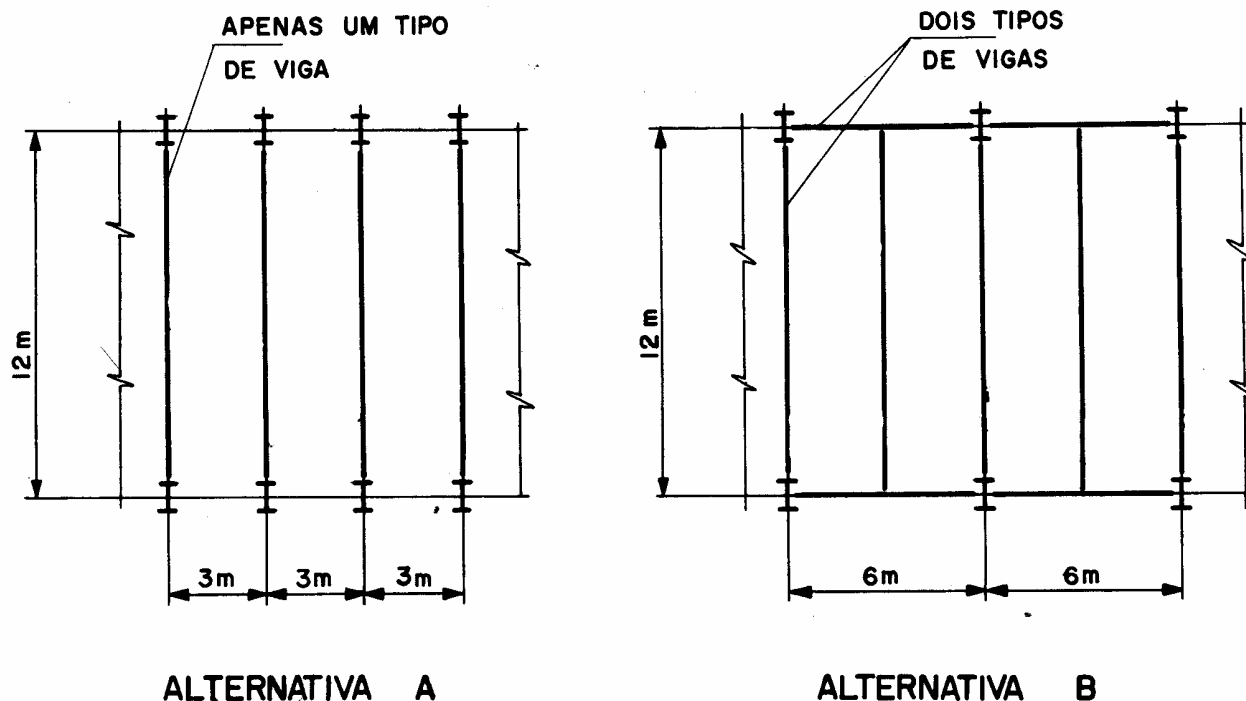


Fig. 16 – Distribuição das Vigas nos Pisos dos Andares

De acordo com o painel econômico de laje, duas alternativas de distribuição de vigas no piso são possíveis, conforme Figura 16.

A alternativa "A" apresenta apenas um tipo de viga no piso, descarregando diretamente nas colunas colocadas na periferia do edifício e espaçadas entre si de 3 m. Nessa solução não há viga no contorno do edifício, sendo que as colunas são travadas em cada andar pelas lajes de piso.

A alternativa "B" apresenta um tipo de viga transversal, recebendo a carga da laje e descarregando nas vigas colocadas na periferia do edifício ou diretamente nas colunas.

Essa solução apresenta proporcionamento geométrico adequado, com os vãos das vigas dentro dos limites considerados econômicos: vigas secundárias com vãos maiores, no caso 12 m (dentro dos limites 7 e 20 m) e vigas principais com vãos menores, no caso 6 m (dentro dos limites 6 e 12 m).

- Escolha da alternativa "A"

A alternativa "A" apresenta o peso médio das vigas de piso sensivelmente menor que o da alternativa "B", embora o peso médio das colunas, devido ao menor número delas, seja ligeiramente maior.

Considerando o aço A-36, esse peso deve ficar em torno de 30 kg/m^2 para a alternativa "A" e 38 kg/m^2 para a "B".

Será escolhida para cálculo a alternativa "A", considerando-se apenas o aspecto econômico ligado ao menor peso do aço.

Outros aspectos, que não o peso do aço, poderiam também ser considerados na escolha entre as alternativas.

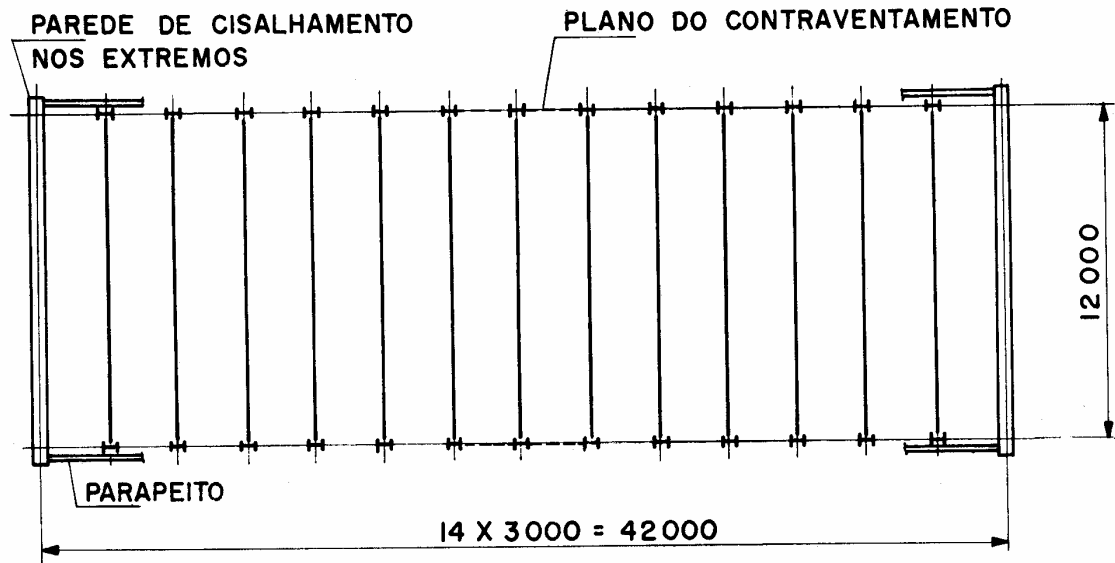
Por exemplo, a arquitetura do edifício poderia exigir menos colunas nas fachadas, o que implicaria na escolha da alternativa "B".

Por outro lado, as colunas da solução escolhida, por serem de seção menor, poderiam ser embutidas dentro das paredes externas, não aparecendo nas fachadas, em atendimento também a outro tipo de imposição arquitetônica.

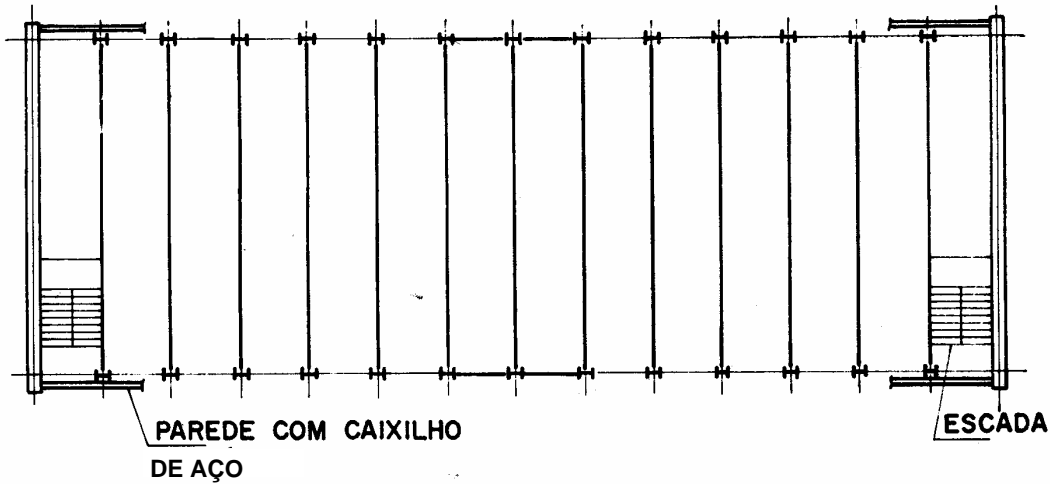
O esquema do edifício a ser calculado é mostrado na Figura 17.

- Especificação de materiais:
 - aço estrutural ASTM A-36 ou SAC 41
 - concreto das lajes: $f_{ck} = 1,5 \text{ kN/cm}^2$
 - laje de forro com espessura de 80mm com recobrimento de argamassa sob camada de asfalto para impermeabilização; forro de gesso na parte inferior.
 - laje de piso com espessura de 100mm com recobrimento de argamassa e acabamento do piso com forração leve e forro de gesso na parte inferior.
 - paredes externas com bloco de concreto celular autoclavado, espessura 200 mm revestido dos dois lados, combinada com esquadria em aço; a parede será colocada do lado de fora do edifício, ficando a coluna na sua face interna.
 - parapeito no forro com bloco de concreto celular autoclavado, espessura 200 mm revestido dos dois lados e altura 1200 mm.

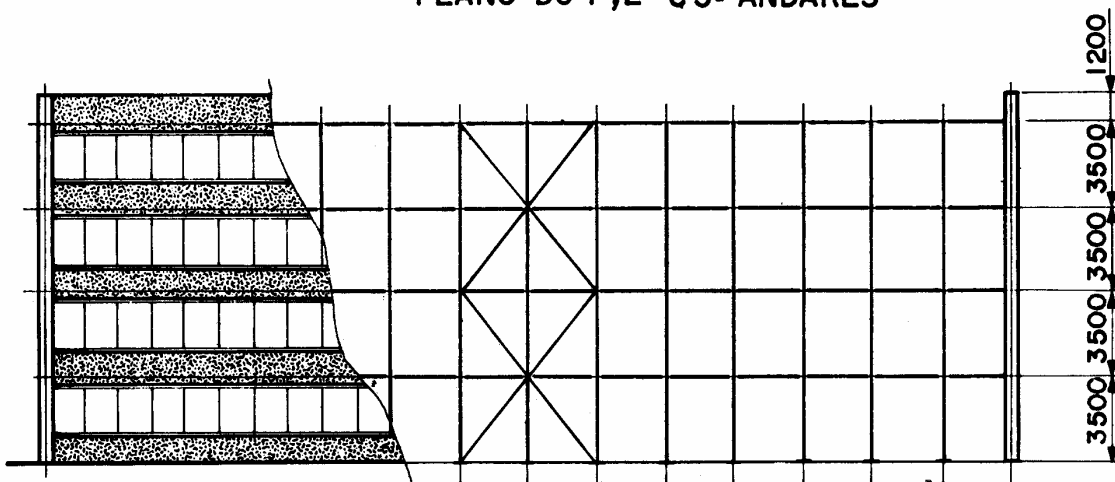
Edifício a Ser Calculado



PLANO DA COBERTURA



PLANO DO 1º, 2º E 3º ANDARES



ELEVAÇÃO

Figura 17 – Edifício a ser calculado

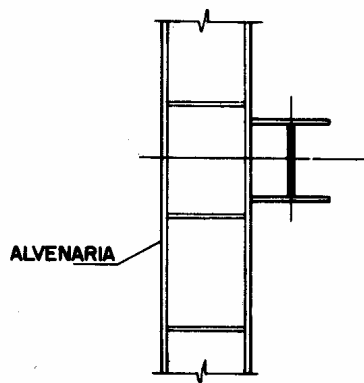
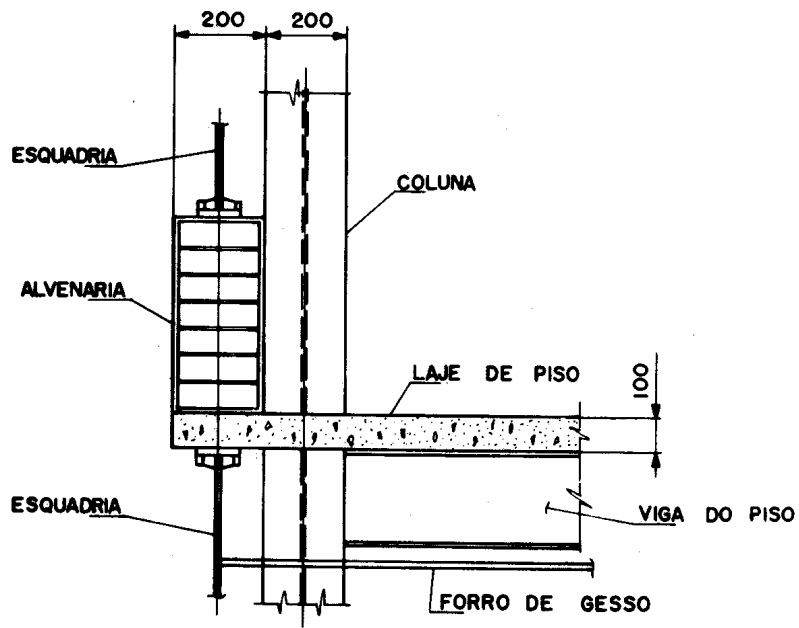


Fig 18 – Detalhe da Posição das Paredes nos Andares

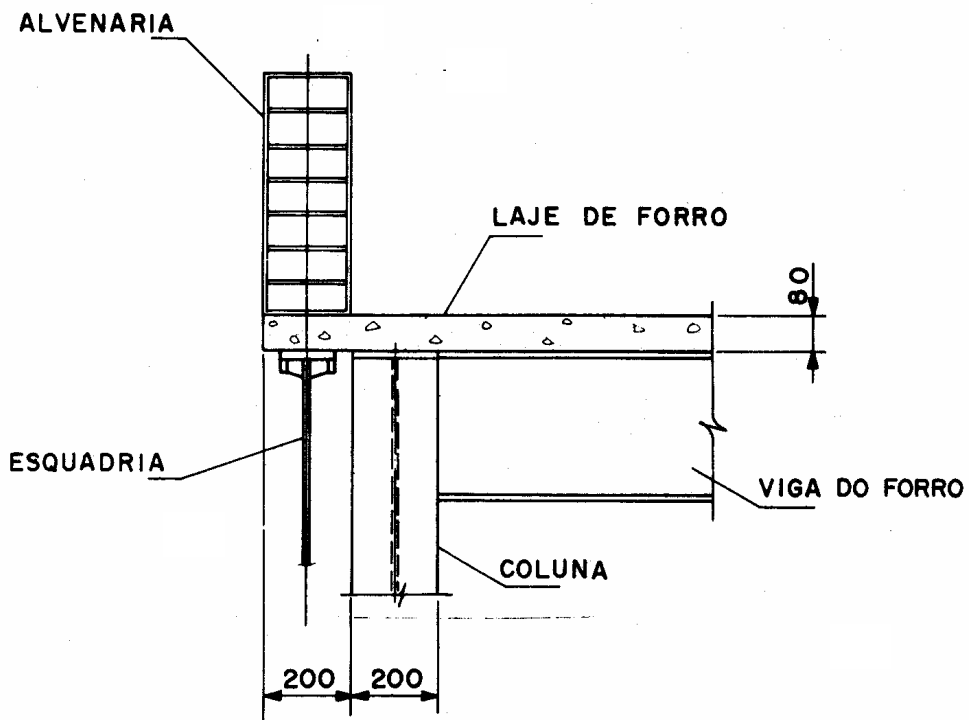


Fig. 19 – Detalhe da Posição as Paredes no Forro

Ações e Combinações de Ações

- Normas utilizadas:

- NBR 6120: CARGAS PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE EDIFICAÇÕES

- NBR 6123: FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICAÇÕES

- NBR 8800: PROJETO E EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE AÇO DE EDIFÍCIOS

- antes no 1º, 2º e 3º pisos:

4.1 Ações e Combinações de Ações

- antes da cura do concreto:
laje do piso com espessura de 100 mm

peso médio das vigas de aço

2,5 kN/m ²
<u>0,25 kN/m²</u>
2,75 kN/m ²

- depois da cura do concreto:

devido ao peso próprio:
argamassa de recobrimento 0,5 kN/m²
forro de gesso 0,3 kN/m²
paredes divisórias eventuais,
conforme NBR 6120/1980

<u>1,0 kN/m²</u>
1,8 kN/m ²

devido à sobrecarga:

Sobrecarga no piso de escritório:
conforme NBR 6120/1980

2,0 kN/m ²

- Ações atuantes no forro:

- antes da cura do concreto:

laje do forro com espessura de 80 mm 2,0 kN/m²
peso médio das vigas de forro

<u>0,2 kN/m²</u>
2,2 kN/m ²

- depois da cura do concreto:

devido ao peso próprio:
argamassa de recobrimento 0,5 kN/m²
Camada de impermeabilização 0,5 kN/m²
Forro de gesso

<u>0,3 kN/m²</u>
1,3 kN/m ²

devido à sobrecarga:

sobrecarga no forro sem acesso a pessoas, conforme NBR 6120/1980

0,5 kN/m ²

Combinações de ações:

Serão feitas de acordo com a NBR 8800, seção 4.8:

- ação permanente: PP (peso próprio)

- ações variáveis: SC (sobrecarga) e V (vento)

- combinações:

γ_g (PP) + γ_{q1} (SC)

γ_g (PP) + γ_{q2} (V)

γ_g (PP) + γ_{q1} (SC) + γ_{q2} ψ_2 (V)

γ_g (PP) + γ_{q2} (V) + γ_{q1} ψ_1 (SC)

onde γ são os coeficientes de ponderação:

$\gamma_g = 1,3$ ou $1,4$ ou $0,9$: para PP

(o PP será considerado ação permanente de pequena variabilidade: $\gamma_g = 1,3$ ou $0,9$ para combinações durante a construção – antes da cura do concreto – e $\gamma_g = 1,4$ ou $0,9$ para combinações depois da cura do concreto)

$\gamma_{q1} = 1,5$: para SC

$\gamma_{q2} = 1,4$: para V

ψ são os fatores de combinação:

$\psi_1 = 0,65$ para SC nos pisos e no forro.

$\psi_2 = 0,6$ para V

- Portanto:

- para cálculo das vigas de piso e de forro:

1,3 (PP) antes da cura do concreto

1,4 (PP) + 1,5 (SC) depois da cura do concreto

- para cálculo das colunas e placas de base:

1,4 (PP) + 1,5 (SC)

1,4 (PP) + 1,5 (SC) + 1,4 x 0,6 (V)

1,4 (PP) + 1,4 (V) + 1,5 x 0,65 (SC)

0,9 (PP) + 1,4 (V)

4.2. Cálculo da Viga dos Pisos

- Considerações Gerais:

As vigas do forro e dos pisos serão consideradas como não escoradas durante a concretagem, o que significa que além da verificação como viga mista, elas terão que ser verificadas como viga de aço isolada à flexão durante a cura.

Será admitido ainda que a forma das lajes, feita, por exemplo, com treliça telescópica e escoras de madeira ou aço, seja suficiente para promover o travamento lateral da mesa comprimida das vigas em aço na fase de cura.

As vigas em aço serão consideradas, então, continuamente travadas na verificação como viga isolada. (Figura 20)

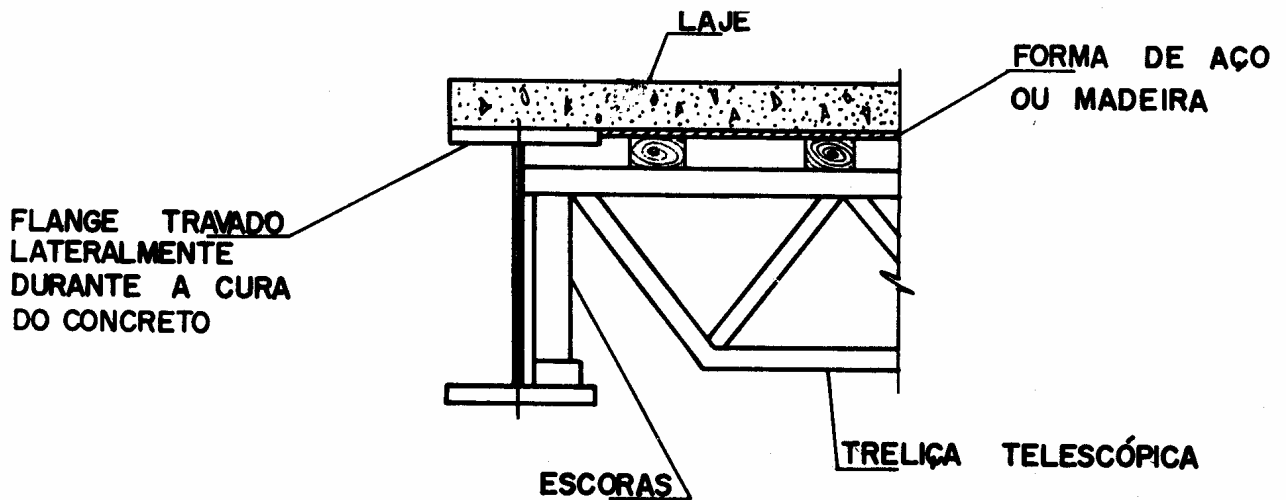


Fig. 20 – Escoramento da Laje

- Solicitações nas vigas de piso:

As solicitações máximas na viga típica dos andares são:

- a) Antes da cura do concreto:

- Carregamento nominal da viga:
 $q_G = 2,75 \times 3 = 8,3 \text{ kN/m}$

- momento fletor nominal:
 $M_G = 8,3 \times 12^2 / 8 = 149,4 \text{ kNm}$

- momento fletor de cálculo considerando o coeficiente 1,3 para peso próprio:

$M_{d1} = 1,3 \times 149,4 = 194,2 \text{ kNm}$

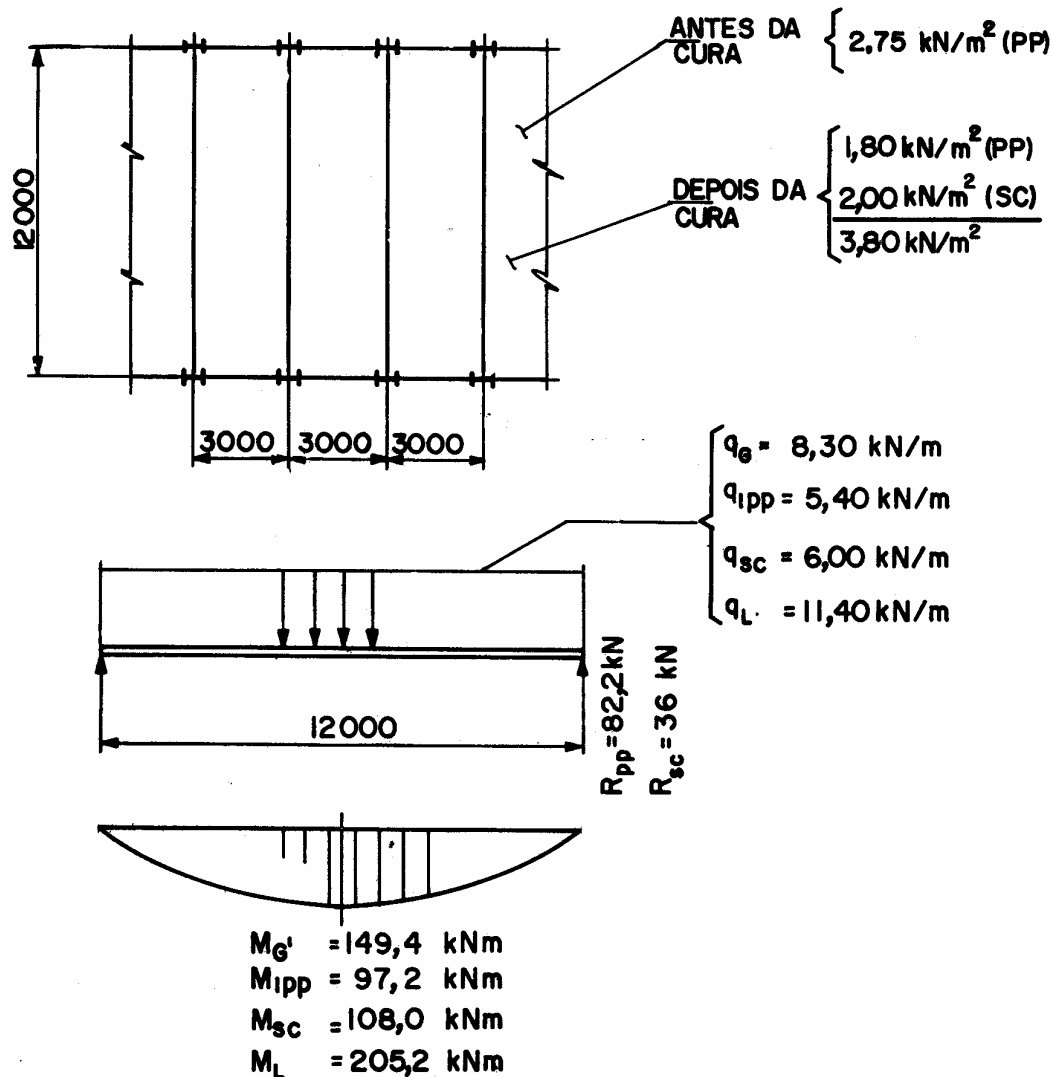


Fig. 21 – Ações nas Vigas dos Pisos

b) Depois da cura do concreto:

- carregamento nominal na viga:
 $q_{ipp} = 1,8 \times 3 = 5,4 \text{ kN/m}$ (parcela da carga permanente total que é aplicada após a cura do concreto)
 $q_{sc} = 2 \times 3 = 6 \text{ kN/m}$
- momentos fletores nominais:
 $M_{1pp} = 5,4 \times 12^2 / 8 = 97,2 \text{ kNm}$
 $M_{sc} = 6 \times 12^2 / 8 = 108 \text{ kNm}$
 $M_L = M_{1pp} + M_{sc} = 205,2 \text{ kNm}$

- Força cortante nominal:
devido a carga permanente total:
 $V_{pp} = (8,3 + 5,4) \times 12 / 2 = 82,2 \text{ kN}$
devido à sobrecarga:
 $V_{sc} = 6 \times 12 / 2 = 36 \text{ kN}$

c) Totais de cálculo:

- momento fletor:
 $M_d = 1,4 (M_{G'} + M_{1pp}) + 1,5 M_{sc}$
 $M_d = 1,4 (149,4 + 97,2) + 1,5 \times 108 = 507,2 \text{ kNm}$
- força cortante
 $V_d = 1,4 V_{pp} + 1,5 V_{sc}$
 $V_d = 1,4 \times 82,2 + 1,5 \times 36 = 169,0 \text{ kN}$
- Escolha da seção da viga:

A altura da seção da viga mista deve variar entre 1/20 e 1/30 do vão da viga.

A escolha da seção é feita por tentativas, podendo ser agilizada através da utilização de programas em computadores, conforme o fluxograma em anexo "VIGAS MISTAS COM CONECTORES DE CISALHAMENTO".

Será indicada a viga soldada IS 500 x 59,1 do MANUAL BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, conforme indicado na Figura 22:

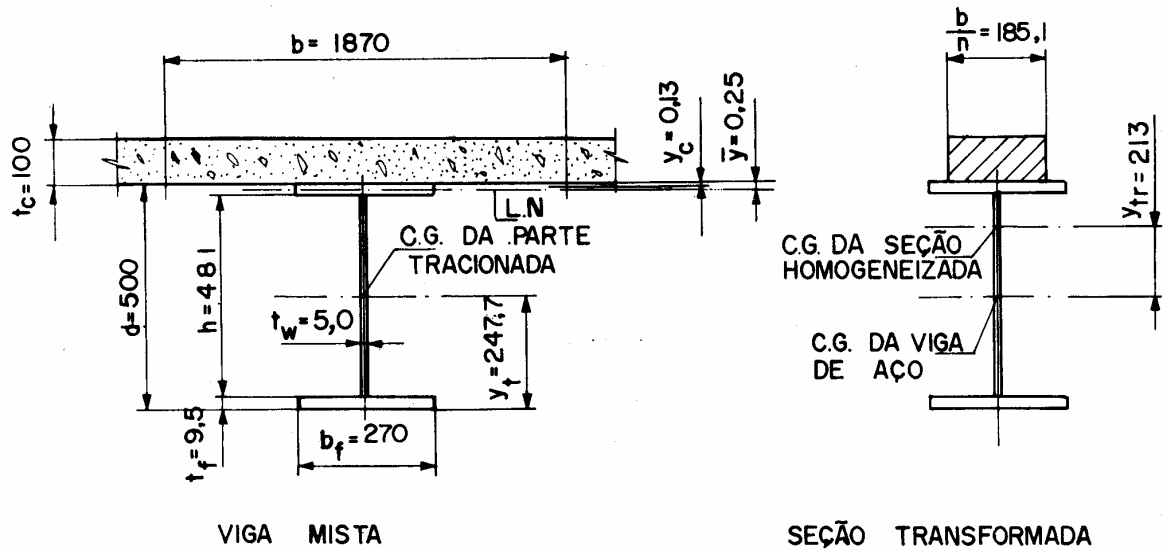


Fig. 22 – Viga dos Pisos

- $d = 500 \text{ mm}$
- $b_f = 270 \text{ mm}$
- $t_f = 9,5 \text{ mm}$
- $h = 481 \text{ mm}$
- $t_w = 5 \text{ mm}$
- $A = 75,4 \text{ cm}^2$ (área da seção da viga de aço isolada)
- $W_a = 1420 \text{ cm}^3$ (módulo de resistência elástico inferior da seção da viga de aço)
- $Z_x = 1547 \text{ cm}^3$ (módulo de resistência plástico da seção da viga de aço)
- $I_a = 35496 \text{ cm}^2$ (momento de inércia da seção da viga de aço isolada)
- $b = 1870 \text{ mm}$ (largura efetiva da laje)

De acordo com a NBR 8800 seção 6.2.2.1, a largura efetiva da laje, trabalhando em conjunto com a viga em aço é o menor dos três valores:

- a) $\frac{1}{4}$ do vão da viga mista:

$$b = \frac{12000}{4} = 3000 \text{ mm}$$
 - b) $16 t_c$ (espessura da laje) + b_f

$$b = 16 \times 100 + 270 = 1870 \text{ mm}$$
 - c) largura da mesa superior mais a média das distâncias livres entre mesas das vigas:

$$b = 270 + \left(\frac{2730}{2} + \frac{2730}{2} \right) = 3000 \text{ mm}$$

$$\therefore b = 1870 \text{ mm}$$
- $t_c = 100 \text{ mm}$ (espessura da laje)

- $f_{ck} = 1,5 \text{ kN/cm}^2$ (resistência característica do concreto)
- $n = E/E_c$ (relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto). Para o aço $E = 205000 \text{ MPa}$. Para o concreto, conforme NBR 8800, item 6.2.3.1.2

$$E_c = 42 \times \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}} = 20333,2 \text{ MPa}$$

com $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ e $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$

$$n = \frac{205000}{20333,2} = 10,1$$

- verificação da relação h/t_w da viga:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{48,1}{0,5} = 96,2$$

$$96,2 < 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ que para o A-36 é } 100$$

o dimensionamento como viga mista será feito pelo item 6.2.3.1.1. da NBR 8800.

Como a construção não é escorada, é necessário verificar, primeiramente, a seção da viga de aço, isoladamente, para as cargas atuantes antes da cura do concreto.

- Dimensionamento da Viga de Aço:
 De acordo com o Anexo D da NBR 8800, a resistência de cálculo ao momento fletor será:

- a) estado limite flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{48,1}{0,5} = 96,2$$

$$\lambda_p = 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 100$$

$$\lambda = \lambda_p \therefore$$

a alma desenvolve a resistência total à flexão, portanto a resistência nominal ao momento fletor devido à FLA é:

$$M_{n_A} = M_{pl} = Zf_y = 1547 \times 25 = 38675 \text{ kNcm}$$

- b) estado limite flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{27}{2 \times 0,95} = 14,2$$

deverá ser comparado com os valores limites de comparação λ_p e λ_r :

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,9$$

Valores auxiliares para o cálculo de λ_r

$$M_r = (f_y - f_r) W_r \\ = (25 - 11,5) 1420 = 19170 \text{ kNcm}$$

com $f_r = 11,5 \text{ kN/cm}^2$, tensão residual:

$$\lambda_r = 0,62 \sqrt{\frac{E W_a}{M_r}} \\ = 0,62 \sqrt{\frac{20500 \times 1420}{19170}} = 24,16$$

comparando $\frac{b_f}{2t_f}$ com o limite λ_p e λ_r :

$$\lambda_p = 10,9 < \frac{b_f}{2t_f} = 14,2 < 24,16 \therefore$$

a resistência nominal ao momento fletor devido à FLM é:

$$M_{n_M} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \text{ com}$$

$$M_{pl} = Zf_y$$

$$M_{n_M} = 1547 \times 25 - (1547 \times 25 - 19170) \times$$

$$\frac{14,2 - 10,9}{24,16 - 10,9} = 33820 \text{ kNcm}$$

- c) estado limite flambagem lateral com torção (FLT):

como a viga em aço está sendo considerada continuamente travada pelas escoras durante a cura do concreto, a resistência nominal ao momento fletor devido à FLT é M_{p1}

$$M_{n_T} = M_{p1} = 38575 \text{ kNcm}$$

- d) resistência nominal ao momento fletor: é o menor dos três valores M_{n_A} , M_{n_M} e M_{n_T} ,

$$M_n = M_{n_M} = 33820 \text{ kNcm}$$

que inclusive é menor que

$$1,25 W_a f_y = 1,25 \times 1420 \times 25 = 44375 \text{ kNcm}$$

conforme verificação do item 5.4.1.3.1 da NBR 8800.

- e) resistência de cálculo ao momento fletor: considerando o coeficiente de resistência ao momento fletor $\phi_b = 0,9$.

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 33820 = 30438 \text{ kNcm}$$

valor que poderia ser obtido diretamente do MANUAL BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, VOL. 3, PÁG.59, para a viga I soldada 500 x 59,1 na tabela "Resistência ao Momento Fletor, Vigas Contidas Lateralmente".

o momento fletor de cálculo antes da cura é $M_{d1} = 194,2 \text{ kNm} < \phi_b M_n = 304,4 \text{ kNm}$, portanto a viga passa com folga à flexão durante a cura do concreto.

O fluxograma do ANEXO cobre exatamente o dimensionamento das vigas mistas com

$$h/t_w \leq 3,5 \sqrt{E/f_y}$$

- Verificação da viga mista (NBR 8800 6.2.3.1.1):

- posição da linha neutra, LN : (se na viga de aço ou na laje de concreto)

$$C = 0,66_{ck} b t_c = 0,66 \times 1,5 \times 187 \times 10 = 1851,3 \text{ kN}$$

$$(A f_y)_a = 75,4 \times 25 = 1885 \text{ kN},$$

o produto da área da seção da viga em aço pela tensão de escoamento do aço;

$$0,66 f_{ck} b t_c < (A f_y)_a \quad \therefore$$

a linha neutra da seção plastificada está na viga de aço;

- posição da LN na viga de aço (se na mesa ou na alma)

grandezas auxiliares:

$$C' = \frac{1}{2} [(A f_y)_a - C]$$

$$= \frac{1}{2} [1885 - 1851,3 = 16,9 \text{ kN}]$$

$(A f_y)_{tf} = 27 \times 0,95 \times 25 = 641,3 \text{ kN}$, produto da área da mesa pela tensão de escoamento do aço;

$$C' = 16,9 \text{ kN} < (A f_y)_{tf} = 641,3 \text{ kN}$$

a linha neutra da seção plastificada está na mesa superior.

- grandezas auxiliares e cálculo da resistência ao momento fletor:

distância da LN até a face superior da viga de aço.

$$\bar{y} = \frac{C' t_f}{(A f_y)_{tf}}$$

$$= \frac{16,9 \times 0,95}{641,3} = 0,025 \text{ cm}$$

que indica, nesse caso, que a LN fica muito próxima da linha de contato da laje com a mesa superior;

distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga até a face superior da viga:

$$y_c = \frac{\bar{y}}{2} = 0,013 \text{ cm}$$

distância do centro de gravidade da parte tracionada da seção da viga até a face inferior da viga:

$$y_t = \frac{\frac{b_f t_f^2}{2} + \left[\frac{h}{2} + t_f \right] h t_w + \left[t_f + h + \frac{t_f - \bar{y}}{2} \right] [t_f - \bar{y}] b_f}{[b_f (2t_f - \bar{y}) + h t_w]}$$

$$= 24,77 \text{ cm, muito próximo de } \frac{d}{2} = 25 \text{ cm, como era de se esperar.}$$

momento resistente:

$$M_n = C' (d - y_t - y_c) + c \left[\frac{t_c}{2} + d - y_t + h_f \right]$$

$$= 16,9 (50 - 24,77 - 0,013) \pm$$

$$+ 1851,3 \left(\frac{10}{2} + 50 - 24,77 + 0 \right) =$$

$$= 56391 \text{ kNcm}$$

em que $h_f = 0$, pois a laje está apoiada diretamente na mesa superior da viga (NBR 8800, Figura 8).

- verificação da seção mista

$$\phi M_n = 0,9 \times 56391 = 50752 \text{ kNcm} =$$

$$= 507,5 \text{ kNm}$$

$$M_d = 507,2 \text{ kNm}$$

$$M_d < \phi M_n \quad \therefore \text{ ok;}$$

- Cálculo do número de conectores:

- o esforço a ser resistido pelos conectores, entre a seção de momento máximo e a seção de momento nulo é Q_n . Como inicialmente a interação entre a viga de aço e a laje de concreto será suposta total deveremos ter Q_n maior ou igual ao menor dos dois valores abaixo:

$$0,85 f_{ck} b t_c = 2384,3 \text{ kN}$$

ou

$$(A f_y)_a = 1885 \text{ kN}$$

portanto

$$Q_n \geq 1885 \text{ kN}$$

- conectores do tipo pino com cabeça:

diâmetro do conector:

$d = 12,7 \text{ mm}$ ($d < 2,5 t$, NBR 8800, 6.5)
resistência à tração do material do conector (NBR 8800, ANEXO A):

$$f_w = 415 \text{ MPa} = 41,5 \text{ kN/cm}^2$$

resistência do conector ao cisalhamento; o menor dos dois valores (NBR 8800, 6.4.3.1):

a) $q_n = 0,5 A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}$, com

$$A_{cs} = \frac{\pi d^2}{4} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$q_n = 0,5 \times 1,27 \sqrt{1,5 \times 2033,32} = 35 \text{ kN}$$

b) $q_n = A_{cs} f_v$

$= 1,27 \times 41,5 = 52,7 \text{ kN} \therefore$
será usado $q_n = 35 \text{ kN}$

a NBR 8800 apresenta no ANEXO A o valor de q_n para conectores de diversos diâmetros para vários valores de f_{ck} do concreto.

- número de conectores:

$$N = \frac{Q_n}{q_n} = \frac{1885}{35} = 53,8$$

serão indicados 54 conectores de cada lado da seção média da viga;

- utilização de conectores de perfil [laminado:

a NBR 8800, 6.4.3.2 prevê a utilização de conectores de perfil [, sendo que seu emprego está limitado a concretos com densidade acima de 22 kN/m^3 e f_{ck} entre 20 e 28 MPa.

Como no exemplo em análise $f_{ck} = 15 \text{ Mpa}$, não será analisado o seu emprego.

- verificação adicional da viga mista:

Como a viga foi considerada não escorada durante a concretagem, deve ser feita a verificação da limitação de tensões de serviço na mesa tracionada, de acordo com a NBR 8800 – 6.2.3.2.2:

Deve ser verificada a relação:

$$\frac{M_{G'}}{W_a} + \frac{M_L}{W_{ef}} \leq 0,90 f_y$$

onde:

$M_{G'} = 149,4 \text{ kNm}$, momento fletor nominal antes da cura, conforme visto anteriormente,

$M_L = 205,2 \text{ kNm}$, momento fletor nominal aplicado depois da cura

São utilizadas ações nominais, pois,

$$h/t_w \leq 3,5 \sqrt{E/f_y}$$

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h}} [(W_{tr})_i - W_a], \text{ com}$$

$Q_n = N q$, número total de conectores vezes a resistência do conector;

V_h = esforço total a ser resistido pelos conectores:

$(W_{tr})_i$ = módulo resistente da seção homogeneizada com relação a mesa inferior, obtida transformando a largura da laje b na largura equivalente em aço b/n , com $n = E/E_c$, relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

Como no caso foi adotada a INTERAÇÃO TOTAL, com a resistência total dos conectores ($N q = 54 \times 35 = 1890 \text{ kN}$) até maior que o esforço a ser resistido:

$(V = (Af_y)_a = 1885 \text{ kN})$, a expressão de W_{ef} simplifica para:

$$W_{ef} = (W_{tr})_i$$

- valores auxiliares para o cálculo de $(W_{tr})_i$

posição do centro de gravidade da seção homogeneizada da viga (Figura 22):

$$y_{tr} = \frac{\frac{b}{h} t_c \left[\frac{t_c}{2} + \frac{d}{2} \right]}{A + \frac{b}{n} t_c}$$

$$= \frac{\frac{187}{10,1} \times 10 \left[\frac{10}{2} + \frac{50}{2} \right]}{75,4 + \frac{187}{10,1} \times 10} = 21,3 \text{ mm}$$

momento de inércia da seção transformada:

$$I_{tr} = I + A y_{tr}^2 + \frac{b}{12 n} t_c^2 + \frac{b t_c}{n} \left[\frac{t_c}{2} + \frac{d}{2} - y_{tr} \right]^2$$

$$= 35496 + 75,4 \times 21,3^2 + \frac{187 \times 10^3}{12 \times 10,1}$$

$$+ \frac{187 \times 10}{10,1} \left[\frac{10}{2} + \frac{50}{2} - 21,3 \right]^2 =$$

$$= 85261 \text{ cm}^4$$

$$(W_{tr})_i = \frac{I_{tr}}{\frac{d}{2} + y_{tr}}$$

$$= \frac{85261}{\frac{50}{2} + 21,3} = 1841 \text{ cm}^3$$

- verificação da tensão na mesa tracionada:

$$\frac{M_G}{W_a} + \frac{M_L}{W_{ef}} = \frac{14940}{1420} + \frac{20520}{1841} = 21,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$21,7 \text{ kN/cm}^2 < 0,9 f_y = 22,5 \text{ kN/cm}^2$$

a tensão de tração da mesa está abaixo do valor máximo admissível.

- Verificação da flecha da viga:
 - valor máximo recomendado para deformação: conforme NBR 8800:

barras biapoiadas de pisos e coberturas suportando construções e acabamentos sujeitos a fissuração:

1/360 do vão para o valor nominal da sobrecarga:
 $q = 2 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} = 6 \text{ kN/m}$, sobrecarga nominal na viga, conforme Figura 21.

- flecha da viga:

$$\delta = \frac{5q\ell^4}{384 EI_{tr}}$$

com $\ell = 1200 \text{ cm}$
 $E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

$I_{tr} = 85261 \text{ cm}^4$, momento de inércia da seção transformada, conforme calculado anteriormente;

$$\delta = \frac{5 \times 0,06 \times 1200^4}{384 \times 20500 \times 85261} = 0,93 \text{ cm}$$

$\frac{\delta}{\ell} = \frac{1}{1295} < \frac{\ell}{360}$, ok, o valor da flecha está bem abaixo do valor máximo recomendado

Verificação da alma da viga à força cortante:

A verificação da alma da viga ao esforço cortante deve ser feita pelo item 5.5.2 da NBR 8800.

O FLUXOGRAMA 2, RESISTÊNCIA DE CÁLCULO A FORÇA CORTANTE EM ALMA DE PERFIS I, em anexo, facilita a marcha de cálculo:

- resistência de cálculo à força cortante:

$a = 12000 \text{ mm}$, distância entre enrijecedores, ou no caso, o vão da viga, como não há enrijecedores.

$h = 481 \text{ mm}$, altura da alma
 $t_w = 5 \text{ mm}$, espessura da alma

$$\frac{a}{h} = \frac{12000}{481} = 25,0$$

$$K = 5,34 + \frac{4}{\left[\frac{a}{h}\right]^2} = 5,34 + \frac{4}{25^2} = 5,35$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{481}{5} = 96,2$$

$$\lambda_p = 1,08 \sqrt{\frac{K E}{f_y}} = 1,08 \sqrt{\frac{5,35 \times 20500}{25}} = 71,5$$

$$\lambda_r = 1,4 \sqrt{\frac{K E}{f_y}} = 92,7$$

$$\lambda = 96,2 > \lambda_r = 92,7 \therefore$$

a resistência de cálculo à força cortante é

$$V_n = 1,28 \left[\frac{\lambda_p}{\lambda} \right]^2 V_{p1}$$

com V_{p1} , esforço cortante correspondente à plastificação da alma, no caso de análise elástica,

$$V_{p1} = 0,6 A_w f_y = 0,6 h t_w f_y$$

$$V_{p1} = 0,6 \times 48,1 \times 0,5 \times 25 = 360,8 \text{ kN}$$

$$V_n = 1,28 \left[\frac{71,5}{96,2} \right]^2 \times 360,8 = 255 \text{ kN}$$

- esforço cortante de cálculo:

o esforço cortante de cálculo é $V_d = 169 \text{ kN}$:
 Portanto:

$$V_d = 169 \text{ kN} < \phi V_n = 0,9 \times 255 = 230 \text{ kN}$$

a alma da viga está verificada ao esforço cortante

O comprimento do conector é 51 mm.

Distribuição dos conectores na viga:

Conforme visto anteriormente, serão usados de cada lado da seção de momento máximo, 54 conectores com diâmetro de 12,7 mm.

A distribuição dos conectores na viga está indicada na Figura 23.

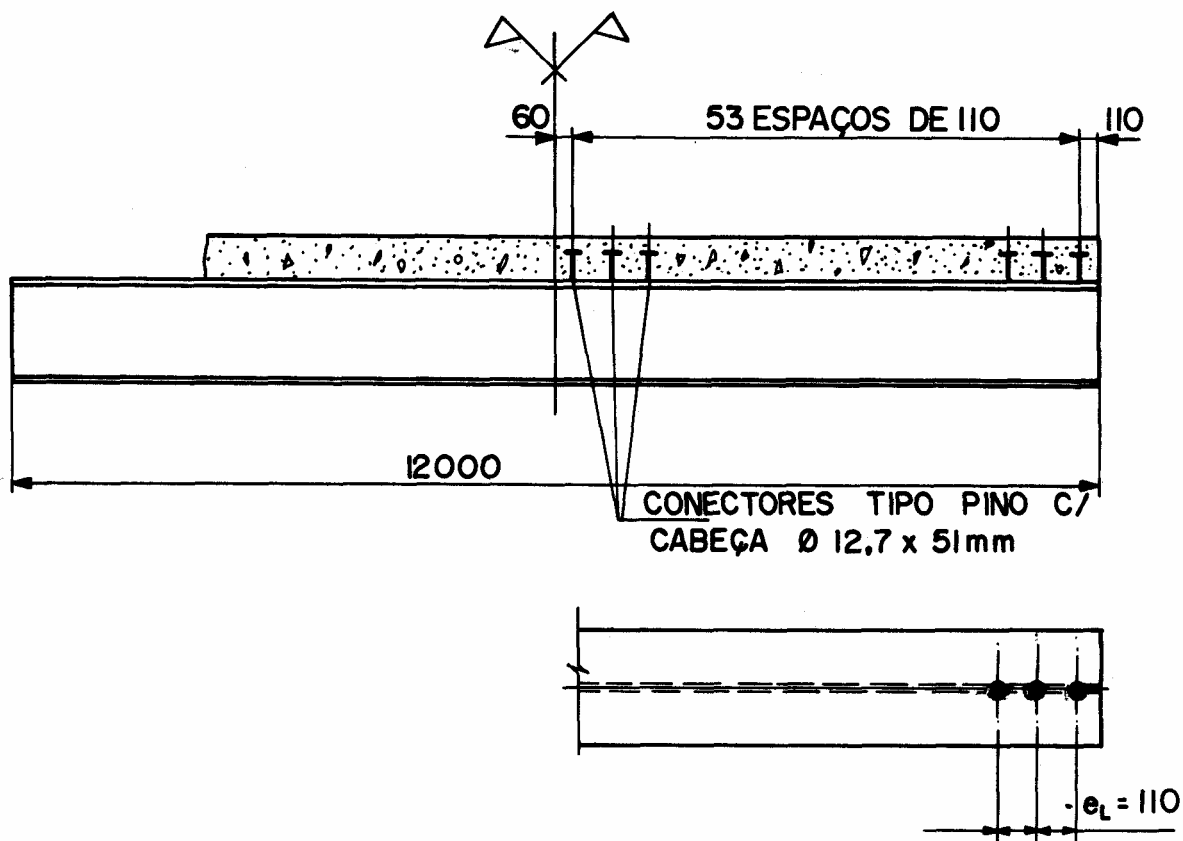


Fig. 23 – Posição dos Conectores na Viga V1

- verificação do espaçamento longitudinal $e_L = 110$ mm
 $e_L > 6 \phi = 6 \times 12,7 = 76,2$ mm, ok
 $e_L > 8 t_c = 8 \times 100 = 800$ mm, ok

4.3 Cálculos das Vigas do Forro

- Ações nas vigas do forro:

Conforme visto anteriormente, as solicitações máximas na viga típica do forro são (Figura 24):

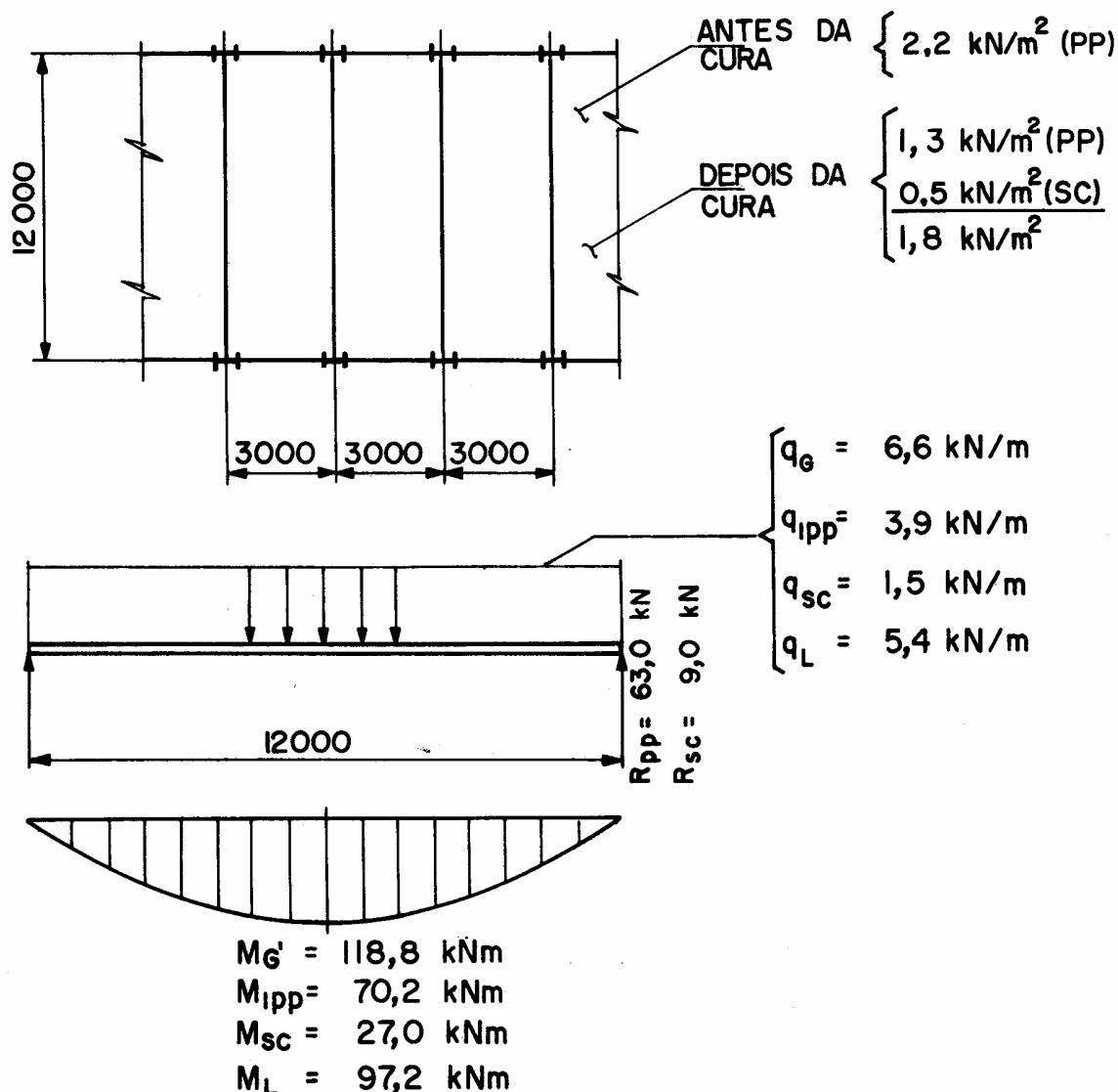


Fig. 24 – Ações nas Vigas do Forro

a) antes da cura do concreto:

- Carregamento nominal na viga:

$$q_G = 2,2 \times 3 = 6,6 \text{ kN/m}$$

momento fletor nominal:

$$M_{G'} = 6,6 \times 12^2/8 = 118,8 \text{ kNm}$$

Momento fletor de cálculo considerando o coeficiente 1,3 para peso próprio:

$$M_{d1} = 1,3 \times 118,8 = 154,4 \text{ kNm}$$

b) depois da cura do concreto:

- carregamento nominal da viga:

$$q_{1pp} = 1,3 \times 3 = 3,9 \text{ kN/m}$$

$$q_{sc} = 0,5 \times 3 = 1,5 \text{ kN/m}$$

momentos fletores nominais:

$$M_{1pp} = 3,9 \times 12^2/8 = 70,2 \text{ kNm}$$

$$M_{sc} = 1,5 \times 12^2/8 = 27,0 \text{ kNm}$$

$$M_L = M_{1pp} + M_{sc} = 97,2 \text{ kNm}$$

forças cortantes nominais:

devido à carga permanente total:

$$V_{pp} = (6,6 + 3,9) \times 12/2 = 63 \text{ kN}$$

Devido à sobrecarga:

$$V_{sc} = 1,5 \times 12/2 = 9 \text{ kN}$$

Edifício a Ser Calculado

c) totais de cálculo:

momento fletor:

$$M_d = 1,4(118,8 + 70,2) + 1,5 \times 27 = 305,1 \text{ kNm}$$

força cortante:

$$V_d = 1,4 \times 63 + 1,5 \times 9 = 102 \text{ kN}$$

Seção da viga:

Será indicada a viga soldada IS 450 x 46,7 do MANUAL BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, conforme indicado na Figura 25.

$d = 450 \text{ mm}$

$b_f = 200 \text{ mm}$

$t_f = 9,5 \text{ mm}$

$h = 431 \text{ mm}$

$t_w = 5 \text{ mm}$

$A = 59,6 \text{ cm}^2$ (área da seção da viga de aço isolada)

$W_a = 968 \text{ cm}^3$ (módulo de resistência elástico inferior da seção da viga de aço)

$Z = 1069 \text{ cm}^3$ (módulo de resistência plástico da seção da viga de aço)

$I = 21773 \text{ cm}^4$ (momento de inércia da seção da viga de aço isolada)

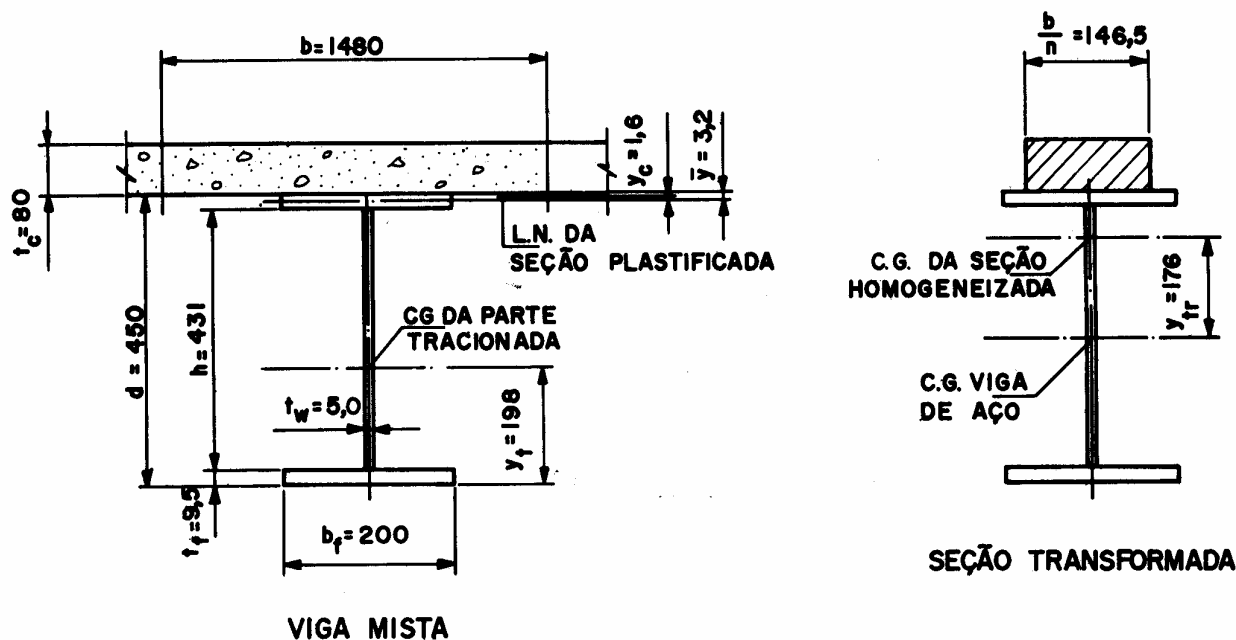


Fig. 25 Vigas de Forro – Interação Total

De acordo com a NBR 8800, seção 6.2.2.1 a largura efetiva da laje é o menor dos três valores:

a) $\frac{1}{4}$ do vão da viga mista

$$b = \frac{12000}{4} = 3000 \text{ mm}$$

b) $16 t_c + b_f$

$$b = 16 \times 80 + 200 = 1480 \text{ mm}$$

c) largura da mesa superior mais a média das distâncias livres entre as mesas das vigas:

$$b = 200 + \left[\frac{2800}{2} \right] + \left[\frac{2800}{2} \right] = 3000 \text{ mm}$$

$f_{ck} = 1,5 \text{ kN/cm}^2$ (resistência característica do concreto)

$n = \frac{E}{E_c} = 10,1$ (resistência entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto)

- verificação da relação $\frac{h}{t_{wc}}$ da viga:

$$\frac{h}{t_{wc}} = \frac{43,1}{0,5} = 86,2$$

$$86,2 < 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 100 \text{ (para o aço A-36)}$$

O dimensionamento como viga mista será feito pelo item 6.2.3.1.1 da NBR 8800.

Como as vigas de forro também não são escoradas, é necessário se verificar a seção da viga de aço para as cargas atuantes antes da cura do concreto.

- Verificação da viga de aço:

de acordo com o ANEXO D da NBR 8800, a resistência de cálculo ao momento fletor será:

a) estado limite flambagem local da alma (FLA):

conforme visto anteriormente, a alma desenvolve a resistência total à flexão pois $h/t_w = 86,2 < 100$;
 $M_{nA} = M_{p1} = Z_f y = 1069 \times 25 =$
 $= 26725 \text{ kNcm}$

b) estado limite flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{20}{2 \times 0,95} = 10,5$$

como o valor de λ é menor do que $\lambda_p = 10,8$ para o aço A-36, conforme visto anteriormente para o cálculo da viga dos pisos, a mesa também desenvolve resistência total à flexão, e
 $M_{nF} = M_{p1} = 26725 \text{ kNcm}$

c) estado limite flambagem lateral com torção (FLT):

conforme visto anteriormente, para viga continuamente travada,

$$M_{nT} = M_{p1} = 26725 \text{ kNcm}$$

d) resistência nominal ao momento fletor:

é o próprio valor de $M_{p1} = 26725 \text{ kNcm}$ que inclusive é menor que:

$$1,25 W_f y = 1,25 \times 968 \times 25 = 30250 \text{ kNcm}$$

Então $M_n = 26725 \text{ kNcm}$.

e) resistência de cálculo ao momento fletor:

Considerando o coeficiente de resistência ao momento fletor $\phi_b = 0,9$;
 $\phi_b M_n = 0,9 \times 26725 = 24053 \text{ kNcm}$.
 o momento fletor de cálculo antes da cura é:
 $M_{d1} = 154,4 \text{ kNm} < \phi_b M_n = 240,53 \text{ kNm}$

e a viga passa com folga à flexão durante a cura do concreto.

- Verificação da viga mista (NBR 8800, 6.2.3.1.1):

- posição da linha neutra, LN:

$$C = 0,66 f_{ck} b t_c = 0,66 \times 1,5 \times 148 \times 8 =$$

$$= 1172,2 \text{ kN}$$

$$(A f_y)_a = 59,6 \times 25 = 1490 \text{ kN}$$

$$0,66 f_{ck} b t_c < (A f_y)_a$$

a linha neutra da seção plastificada está na viga de aço.

- posição da LN na viga de aço (se na mesa ou na alma):
 grandezas auxiliares:

$$C' = \frac{1}{2} [(A f_y)_a - C] =$$

$$= \frac{1}{2} (1490 - 1172,2) = 158,9 \text{ kN}$$

$$(A f_y)_{tf} = 20 \times 0,95 \times 25 = 475 \text{ kN}$$

$$C' = 158,9 < (A f_y)_{tf} = 475 \text{ kN:}$$

a linha neutra da seção plastificada está na mesa superior.

- grandezas auxiliares e cálculo da resistência ao momento fletor:

distância da LN até a face superior da viga de aço:

$$\bar{y} = \frac{C' t_f}{(A f_y)_{tf}}$$

$$= \frac{158,9 \times 0,95}{475} = 0,32 \text{ cm}$$

que indica que a LN está próxima da linha média da seção da mesa superior;

distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga até a face superior da viga:

$$y_c = \frac{\bar{y}}{2} = 0,16 \text{ cm}$$

distância do centro de gravidade da parte tracionada da seção da viga até a face inferior da viga:

$$y_t = \frac{\frac{b_f t_f^2}{2} + \left[\frac{h}{2} + t_f \right] h t_w + \left[t_f + h + \frac{t_f - \bar{y}}{2} \right] (t_f - \bar{y}) b_f}{b_f [2t_f - \bar{y}] + h t_w}$$

$$= 19,8 \text{ cm.}$$

Edifício a Ser Calculado

Momento fletor resistente:

$$M_{n+} = C'(d - y_t - y_c) + C \left[\frac{t_c}{2} + d - y_t \right]$$

$$= 158,9 (45 - 19,8 - 0,16) + 1172,2 \times$$

$$\times \left[\frac{8}{2} 45 - 19,8 \right]$$

$$= 38207 \text{ kNcm}$$

- verificação da seção mista:

$$\phi M_n = 0,9 \times 38207 = 34386 \text{ kNcm} = 343,9 \text{ kNm}$$

$$M_d = 306,0 \text{ kNm} < \phi M_n \text{ ok}$$

• Cálculo do número de conectores:

Os conectores deverão resistir ao menor dos dois valores:

$$0,85 f_{ck} b t_c = 0,85 \times 1,5 \times 148 \times 8 =$$

$$= 1509,6 \text{ kN}$$

$$e$$

$$(AF_y)_a = 1490 \text{ kN}$$

- número de conectores:

considerando o mesmo conector tipo pino com cabeça,

$d = 12,7 \text{ mm}$, $q = 35 \text{ kN}$;

$$N = \frac{Q_n}{q_n} = \frac{1490}{35} = 42,6 \text{ conectores}$$

serão indicados 44 conectores de cada lado da seção média da viga.

Verificação adicional da viga mista:

Limitação de tensões na mesa tracionada:

Deve ser verificada a relação (item 6.2.3.2.2 da NBR 8800):

$$\frac{M_{G'}}{W_a} + \frac{M_L}{W_{ef}} \leq 0,9 f_y$$

com:

$M_{G'} = 118,8 \text{ kNm}$, momento fletor nominal antes da cura

$M_L = 97,2 \text{ kNm}$, momento fletor nominal aplicado depois da cura:

Neste caso também são utilizadas ações nominais pois

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h}} [(W_{tr})_i - W_a]$$

expressão simplificada para $W_{ef} = (W_{tr})_i$ no caso de INTERAÇÃO TOTAL com $(W_{tr})_i$ o módulo da seção homogeneizada com relação à mesa inferior.

- valores auxiliares para o cálculo de $(W_{tr})_i$

posição do centro de gravidade da seção homogeneizada da viga (Figura 25).

$$y_{tr} = \frac{\frac{b}{n} t_c \left[\frac{t_c}{2} + \frac{d}{2} \right]}{A + \frac{b}{n} t_c}$$

$$= \frac{\frac{148}{10,1} \times 8 \left[\frac{8}{2} + \frac{45}{2} \right]}{59,6 + \frac{148}{10,1} \times 8} = 17,6 \text{ cm}$$

momento de inércia da seção transformada:

$$I_{tr} = I + A y_{tr}^2 + \frac{b}{12n} t_c^3 + \frac{b t_c}{n} \times$$

$$\times \left[\frac{t_c}{2} + \frac{d}{2} - y_{tr} \right]^2$$

$$= 21773 + 59,6 + 17,6^2 + \frac{148}{12 \times 10,1} \times$$

$$\times 8^3 + \frac{148 \times 8}{10,1} \left[\frac{8}{2} + \frac{45}{2} - 17,6 \right]^2 = 50146,0 \text{ cm}^4$$

$$(W_{tr})_i = \frac{I_{tr}}{\frac{d}{2} + y_{tr}}$$

$$= \frac{50146}{\frac{45}{2} + 17,6} = 1250,5 \text{ cm}^3$$

- verificação da tensão na mesa tracionada:

$$\frac{M_{G'}}{W_a} + \frac{M_L}{W_{ef}} = \frac{11880}{968} + \frac{9720}{1250,5} =$$

$$= 20,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$20,1 \text{ kN/cm}^2 < 0,9 f_y = 22,5 \text{ kN/cm}^2$$

A viga IS 450 x 46,7 está um pouco folgada conforme mostra a verificação; a viga imediatamente abaixo na tabela de viga I soldadas do MANUAL BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA é o perfil IS 450 x 32,1 que não atende à verificação;

Será então indicado o perfil IS 450 x 46,7 para viga de ferro.

Viga de ferro com INTERAÇÃO PARCIAL:

Em função da folga que a viga de ferro apresenta, ela pode ser dimensionada com INTERAÇÃO PARCIAL, fazendo-se economia no número de conectores utilizados.

A verificação da viga de aço antes da cura do concreto é a mesma feita anteriormente para a viga com INTERAÇÃO TOTAL;

- número de conectores na INTERAÇÃO PARCIAL:

Conforme visto anteriormente, o número de conectores, em cada lado da seção do momento máximo, necessários para a INTERAÇÃO TOTAL entre a viga de aço e a laje de concreto é $N = 44$.

No caso da INTERAÇÃO PARCIAL o número de conectores usados N é tal que a soma total das resistências dos conectores $Q_n = qN$ não seja menor que a metade do menor valor: $(AF_y)_a$ ou $0,85 f_{ck} b t_c$; (NBR 8800, 6.2.3.1.1.c)

No caso temos:

$$0,85 f_{ck} b t_c = 0,85 \times 1,5 \times 148 \times 8 =$$

$$= 1509,6 \text{ kN}$$

$$(AF_y)_a = 1490 \text{ kN}$$

Q_n deverá estar entre os valores 1490 kN e

$$\frac{1490}{2} = 745 \text{ kN}$$

Dessa forma o número de conectores deve estar entre 44 e 22 para a INTERAÇÃO PARCIAL. Por tentativas, o número mínimo de conectores, com o qual a viga atende as verificações, é $N = 22$

$$Q_n = qN = 35 \times 22 = 770 \text{ kN}$$

- Verificação da viga mista (NBR 8800, 6.2.3.1.1):

- posição da linha neutra:

no caso da INTERAÇÃO PARCIAL, a grandeza C toma valor diferente daquele da INTERAÇÃO TOTAL:

$$C = \frac{0,7}{0,9} Q_n = \frac{0,7}{0,9} \times 770 = 599 \text{ kN}$$

as demais grandezas, C' , T e y são determinadas exatamente como visto anteriormente para a INTERAÇÃO TOTAL, a partir do novo valor de C :

$(AF_y)_{tf} = 475 \text{ kN}$, conforme visto anteriormente

$$C' = \frac{1}{2} [(AF_y)_a - C]$$

$$= \frac{1}{2} [1490 - 599]$$

$$= 446 \text{ kN} < (AF_y)_{tf}$$

a LN da seção plastificada está na mesa superior da viga;

- grandezas auxiliares e cálculo da resistência ao momento fletor:

distância da LN até a face superior da viga de aço:

$$\bar{y} = \frac{C' t_f}{(AF_y)_{tf}}$$

$$= \frac{446 \times 0,95}{475} = 0,89 \text{ cm}$$

que indica que a LN está a 8,9 mm abaixo do contato da mesa superior com a laje; distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga até a face superior da viga:

$$y_c = \frac{\bar{y}}{2} = \frac{0,89}{2} = 0,45 \text{ cm}$$

distância do centro de gravidade da parte tracionada da seção da viga até a face inferior da viga:

$$y_t = \frac{\frac{b_f t_f^2}{2} + \left[\frac{h}{2} + t_f \right] h t_w + \left[t_f + h + \frac{t_f - \bar{y}}{2} \right] (t_f - \bar{y}) b_f}{b_f (2 t_f - \bar{y}) + h t_w}$$

$$= 13,09 \text{ cm}$$

espessura efetiva da laje na INTERAÇÃO PARCIAL

Edifício a Ser Calculado

$$a = \frac{C}{0,66f_{ck}b} = \frac{599}{0,66 \times 1,5 \times 148} = 4,09 \text{ cm}$$

momento fletor resistente

$$M_n = C'(d - y_t - y_c) + C \left(t_c - \frac{a}{2} + d - y_t \right) = 446(45 - 13,09 - 0,45) + 599 \left(8 - \frac{4,09}{2} + 45 - 13,09 \right)$$

$$= 36712 \text{ kNcm}$$

- verificação da seção mista:

$$\phi M_n = 0,9 \times 36712 = 33041 \text{ kNcm} - 330,4 \text{ kNm}$$

$$M_d = 306,0 \text{ kNm} < \phi M_n \text{ ok}$$

Verificação adicional da viga mista:

A verificação da tensão da mesa tracionada deve ser refeita, uma vez que agora

$$W_{ef} < (W_{tr})_i;$$

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h}} [(W_{tr}) - W_a]$$

com:

$$Q_n = 770 \text{ kN}$$

$$V_n = 1490 \text{ kN (o menor valor entre } 0,85 f_{ck} b t_c \text{ e } (Af_y)_a)$$

$$(W_{tr})_i = 1250,5 \text{ cm}^3, \text{ conforme calculado anteriormente para a INTERAÇÃO TOTAL.}$$

$$W_{ef} = 968 + \sqrt{\frac{770}{1490}} (1250,5 - 968) = 1171 \text{ cm}^3$$

- verificação das tensões na mesa tracionada:

conforme anteriormente deve ser:

$$\frac{M_G}{W_a} + \frac{M_L}{W_{ef}} \leq 0,9 f_y$$

com a utilização dos mesmos valores de M_G e M_L :

$$\frac{11880}{968} + \frac{9720}{1171} = 20,6 \text{ kN/cm}^2 <$$

$$< 0,9 f_y = 22,5 \text{ kN/cm}^2$$

que verifica a mesa tracionada.

• Demais verificações:

A flecha da viga, calculada conforme anteriormente, é $\delta = 0,39 \text{ cm}$, com a relação $\delta / l = 1/3046$, valor muito abaixo do máximo recomendado.

A resistência de cálculo à força cortante também calculada como anteriormente, é $\phi V_n = 241 \text{ kN}$, valor maior que a força cortante de cálculo $V_d = 102 \text{ kN}$.

• Distribuição dos conectores nas vigas do forro:

Conforme visto anteriormente, serão usados de cada lado da seção de momento máximo 22 conectores com diâmetro de 12,7 mm.

A distribuição dos conectores na viga está indicada n Figura 26, com $e_L = 270 \text{ mm}$.

- verificação do espaçamento longitudinal:

$$e_L > 6 \phi = 6 \times 12,7 = 76,2 \text{ mm ok}$$

$$e_L < 8 t_c = 8 \times 80 = 640 \text{ mm ok}$$

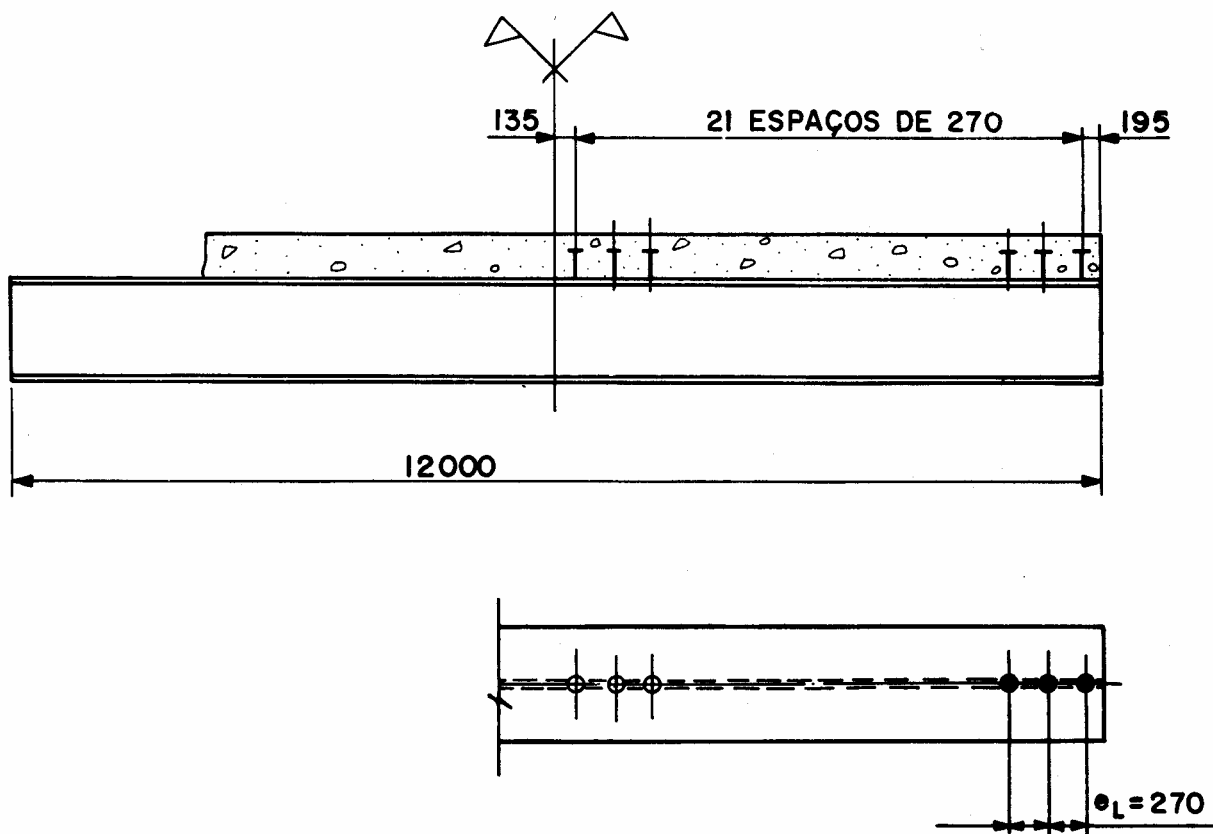


Fig. 26 – Posição dos Conectores na Viga V 2

Edifício a Ser Calculado

4.4. Ação do Vento Sobre o Edifício

- Considerações:

O vento que atua transversalmente ao edifício, no sentido da sua largura, é transmitido para as lajes de piso dos andares e do forro através dos elementos das fachadas.

Através da elevada rigidez das lajes no seu plano, os esforços de vento são transmitidos diretamente para as paredes de cisalhamento nas extremidades do edifício.

Dessa forma, desprezando-se o efeito de flexão lateral das colunas, devido a incidência direta de vento nas fachadas, será considerado que o vento transversal não solicita a estrutura metálica do edifício.

Para o vento que atua longitudinalmente ao edifício, é desprezada a rigidez lateral dessas paredes de cisalhamento, de modo que os esforços absorvidos pelas lajes, através das fachadas, são transmitidos diretamente para o vão com contraventamentos de aço em X e dessa forma transmitidos para as fundações.

Os esforços de vento na estrutura são avaliados de acordo com a NBR 6123, FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICAÇÕES.

- Pressão de obstrução:

De acordo com a NBR 6123:

- velocidade básica de vento: V_0 - considerada 35 m/s (item 5.1)
- fator topográfico: $S_1 = 1$ (item 5.2.)
- fator de rugosidade S_2 (item 5.3)
classe da estrutura: B
rugosidade: 3

Altura acima do terreno (m)	Fator S_2
≤ 3	0,60
5	0,65
10	0,74
15	0,83

- fator estatístico (item 5.4): $S_3 = 1,0$, considerando o edifício com alto fator de ocupação

- velocidade característica do vento (item 4.2.b):

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \text{ (em m/s)}$$

- pressão dinâmica (item 4.2.c):

$$q = \frac{V_k^2}{1,6} \text{ (em N/m}^2\text{)}$$

altura acima do terreno (m)	velocidade característica V_k (m/s)	pressão dinâmica Q (N/m ²)
< 3	21,0	276
5	22,8	323
10	25,9	419
15	29,1	527

- Coeficientes de forma externos:

Como não serão calculados elementos localizados nas fachadas, não serão utilizados os coeficientes de pressão externa C_{pe} .

Os coeficientes de forma externos C_e são apresentados na tabela 4 da NBR 6123.

- altura relativa:

$$\frac{h}{b} = \frac{15,2}{12} = 1,27$$

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$$

- proporção em planta:

$$\frac{a}{b} = \frac{42}{12} = 3,5$$

$$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} < 4$$

- coeficientes C_e para as faces A, B, C e D: considerando o ângulo de incidência do vento $\alpha = 0^\circ$ (vento longitudinal), os coeficientes C_e retirados da tabela 4 são assinalados na Figura 27.

os efeitos do vento nas faces A e B não tem influência sobre o dimensionamento das diagonais dos contraventamentos;

os efeitos de pressão na face C (0,7) e sucção na face D (-0,2) resultam no efeito somado de: $0,7 + 0,2 = 0,9$, a ser considerado nas diagonais;

os coeficientes de pressão interna, por terem resultante nula, não afetarão o contraventamento.

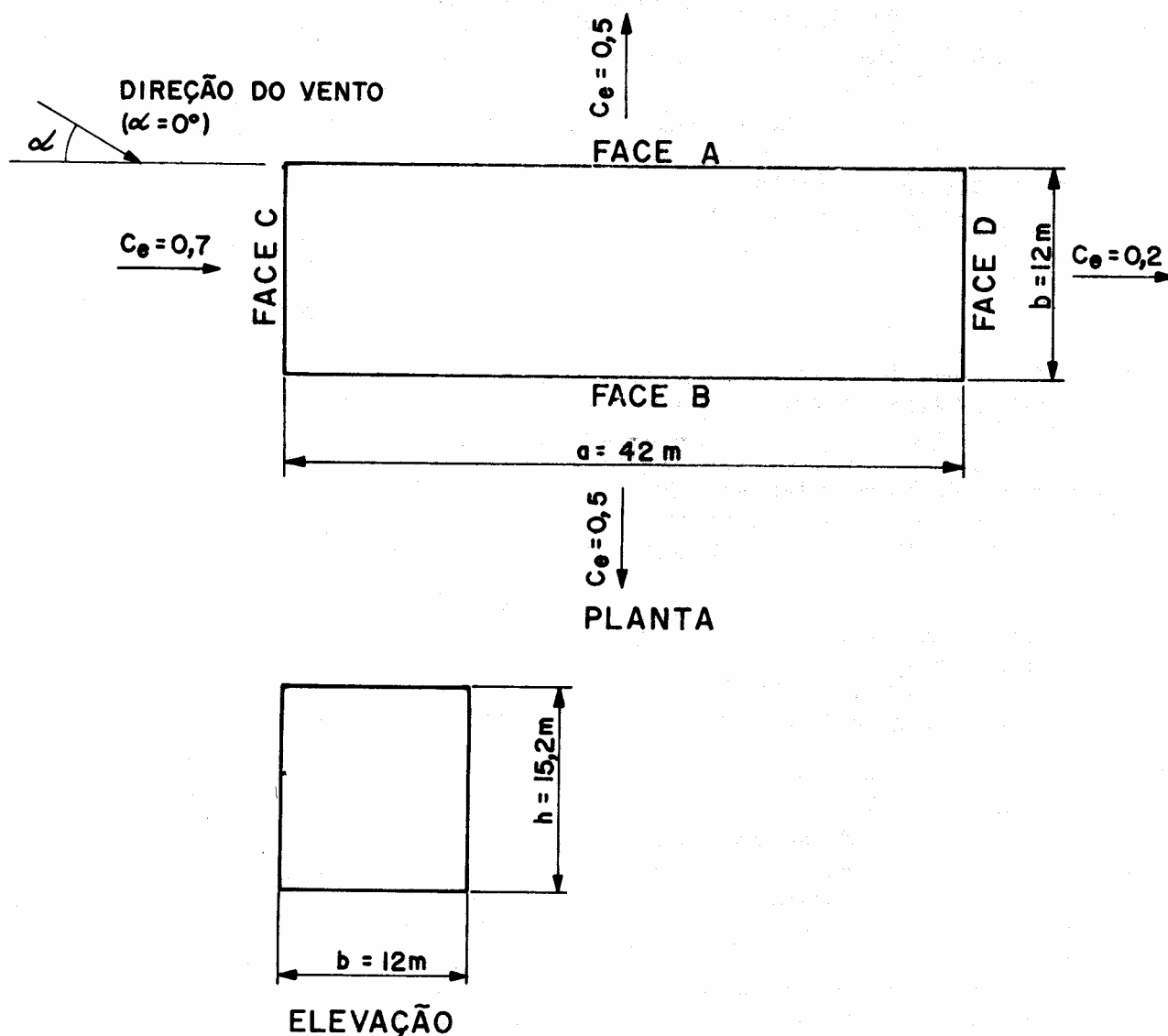


Fig. 27 – Coeficientes de Pressão Externa do Vento

- Esforços nos contraventamentos:

A simplificação usual que se faz para o dimensionamento do contraventamento em X é desconsiderar a existência das diagonais comprimidas, considerando-se apenas as diagonais tracionadas como responsáveis pela estabilidade do edifício.

Dessa forma obtém-se um treliçado isostático de solução imediata e um dimensionamento econômico das diagonais como barras apenas tracionadas.

- Geometria e esforços nos contraventamentos:

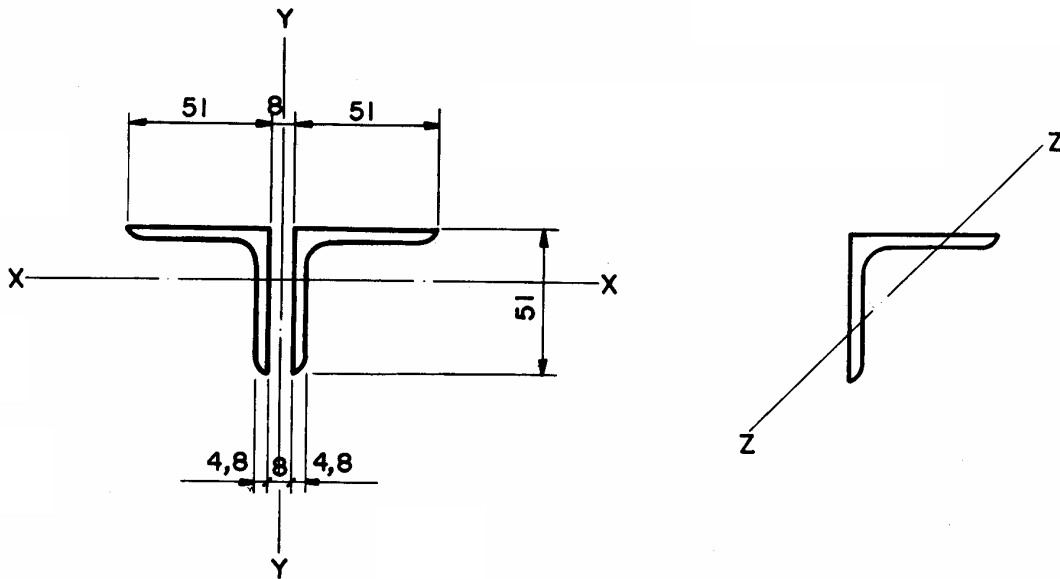
Para efeito do vento longitudinal do edifício, estão indicados na Figura 28 as posições das lajes nos andares, as distâncias entre as linhas de centro das lajes e o treliçado vertical formado pelos contraventamentos em "X" atuando juntamente com as lajes.

Na geometria dos contraventamentos longitudinais em X, os elementos de escora horizontal são as próprias lajes de piso e de forro que fazem o papel de peças comprimidas, transmitindo os esforços horizontais. Esses esforços horizontais precisam ser informados ao calculista das lajes que analisará a resistência local das mesmas. Se necessário ele indicará um reforço local nas lajes.

4.5 Cálculo das Diagonais dos Contraventamentos

- Considerações:

As diagonais dos contraventamentos do edifício serão em cantoneira de abas iguais, conforme mostrado na Figura 29.



$$r_x = 1,58\text{cm (RAIO DE GIRAÇÃO DA SEÇÃO EM RELAÇÃO AO EIXO X)}$$

$$r_y = 2,32\text{cm (RAIO DE GIRAÇÃO DA SEÇÃO EM RELAÇÃO AO EIXO Y)}$$

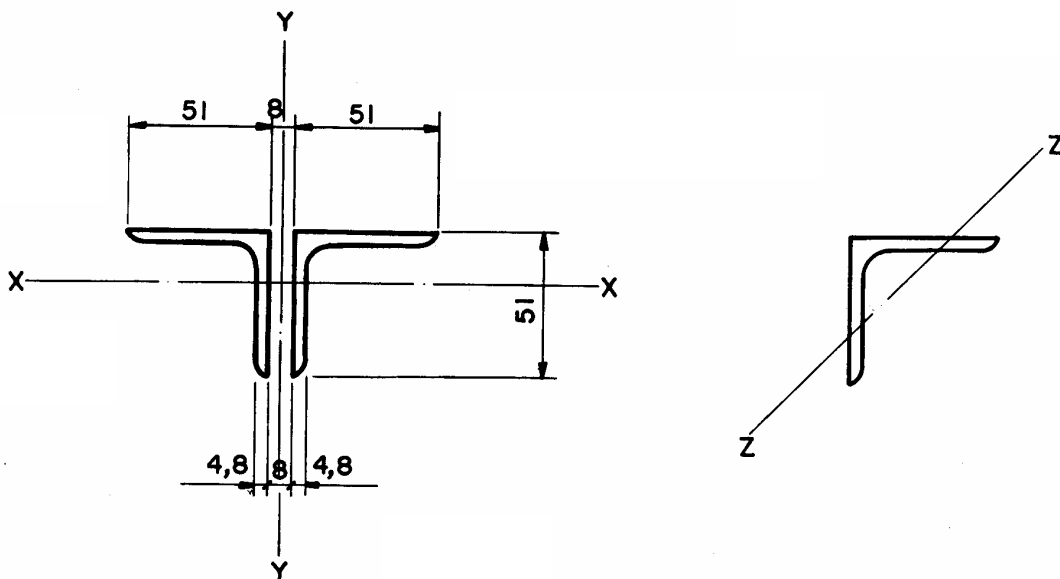
$$r_z = 1,00\text{cm (RAIO MÍNIMO DE GIRAÇÃO DE UMA CANTONEIRA ISOLADA)}$$

Fig. 29 – Diagonal em duas Cantoneiras com Abas Paralelas

- Seção da diagonal:

O dimensionamento será feito para a diagonal do primeiro andar com comprimento

$$l = \sqrt{3,0^2 + 3,7^2} = 4,76 \text{ m. A diagonal será } \gamma \Gamma 51 \times 51 \times 4,8.$$



$$r_x = 1,58\text{cm (RAIO DE GIRAÇÃO DA SEÇÃO EM RELAÇÃO AO EIXO X)}$$

$$r_y = 2,32\text{cm (RAIO DE GIRAÇÃO DA SEÇÃO EM RELAÇÃO AO EIXO Y)}$$

$$r_z = 1,00\text{cm (RAIO MÍNIMO DE GIRAÇÃO DE UMA CANTONEIRA ISOLADA)}$$

Fig. 30 – Seção da Diagonal

Edifício a Ser Calculado

- característica da seção:
 $A_g = 9,16 \text{ cm}^2$: área bruta
 $R_x = 1,58 \text{ cm}$: raio de giração mínimo da seção

- verificação da esbeltez:

$$\frac{\ell}{r_x} = \frac{476}{1,58} = 301 \cong 300$$

Devem ser colocadas chapas espaçadoras de modo que o maior índice de esbeltez de uma cantoneira isolada ℓ_i/r_z entre essas chapas não ultrapasse 240 (NBR 8800 – 5.2.4.1). Assim sendo, a distância entre as chapas espaçadoras ℓ_i , não deverá ser maior que $240 \times r_z$ ou $240 \times 1,00 = 240 \text{ cm}$.

A seção composta com a cantoneira imediatamente menor da série, L 44 x 44 x 4,8 não passa na verificação da esbeltez.

- área efetiva (NBR 8800, item 5.1.1.3):

$A_e = A_n \times C_t$
 $C_t = 0,75$ para o caso de todas as barras aparafusadas com dois parafusos na direção da força;
Será considerado que a diagonal será ligada à coluna com dois parafusos $\phi 5/8"$ A-325 como representado na Figura 29.

A_n = área líquida, igual a área bruta menos as áreas dos furos:

$$A_n = A_g - 2 \times d \times t$$

com:

d = diâmetro do furo para cálculo de A_n , igual ao diâmetro do furo padrão mais 2 mm:

$$d = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

$t = 4,8 \text{ mm}$, espessura da cantoneira;

$$A_n = 9,16 - 2 \times 2,0 \times 0,48 = 7,24 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 7,24 \times 0,75 = 5,43 \text{ cm}^2$$

- estado limite escoamento da seção bruta:

resistência de cálculo:

$$\phi A_g f_y = 0,9 \times 9,16 \times 25 = 206 \text{ kN}$$

- estado limite de ruptura da seção líquida efetiva:

resistência de cálculo:

$$\phi A_e F_y = 0,75 \times 5,43 \times 40 = 163 \text{ kN}$$

que vai governar por ser o menor dos dois valores;

- verificação:

a solicitação nominal da diagonal inferior que é a mais solicitada é 49,2 kN conforme a Figura 28.

A solicitação de cálculo é $49,2 \times \gamma = 49,2 \times 1,4 = 68,9 \text{ kN}$ com $\gamma = 1,4$ o coeficiente de ponderação das cargas de vento.

A solicitação de cálculo, $N_d = 68,9 \text{ kN}$, é menor que 163 kN:

A diagonal está verificada.

4.6 Cálculo das Colunas

- Cargas das paredes laterais:

Além das reações de apoio das vigas de piso e de forro, as colunas vão receber também os pesos das paredes laterais e dos pequenos balanços de laje para suporte das paredes, conforme mostrado nas Figuras 18 e 19.

Considerando a distância entre colunas de 3 m, a altura das paredes entre os andares de 3,4 m e sobre o forro de 1,2 m, as cargas nas colunas são:

nos níveis dos pisos:

- parede de bloco de concreto celular (densidade 5 kN/m³):
 $5 \times 0,2 \times 3,4 \times 3 = 10,2 \text{ kN}$
- revestimento de 1 cm nas paredes nos dois lados (densidade 19 kN/m³):
 $2 \times 19 \times 0,01 \times 3,4 \times 3 = 3,9 \text{ kN}$
- peso da laje em balanço (densidade 25 kN/m³)

$$25 \left[0,2 + \frac{0,2}{2} \right] 0,1 \times 3 = \frac{2,3 \text{ kN}}{16,4 \text{ kN}}$$

no nível do forro:

- parede de bloco de concreto celular
 $5 \times 0,2 \times 1,2 \times 3 = 3,6 \text{ kN}$

- revestimento
 $2 \times 19 \times 0,01 \times 1,2 \times 3 = 1,4 \text{ kN}$

- peso da laje em balanço = $\frac{1,8 \text{ kN}}{6,8 \text{ kN}}$

- cargas nas colunas:

as cargas nas colunas provenientes da carga permanente sobrecarga e vento, conforme os valores obtidos anteriormente, estão agrupadas no quadro a seguir:

- redução da sobrecarga:

de acordo com a NBR 6120, o efeito da sobrecarga referente à 4ª laje (contato de cima para baixo) na coluna, pode ser reduzido em 20%.

- esforços de cálculo na coluna: de acordo com as combinações de ações para as colunas, vistas anteriormente no item 5, temos:

1ª combinação:

$$\begin{aligned} N_d &= 1,4 \text{ (PP)} + 1,5 \text{ (SC)} \\ &= 1,4 \times 371,9 + 1,5 \times 109,8 \\ &= 685,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

2ª combinação:

$$\begin{aligned} N_d &= 1,4 \text{ (PP)} + 1,5 \text{ (SC)} + 1,4 \times 0,6 \text{ (V)} \\ &= 1,4 \times 371,9 + 1,5 \times 109,8 + 1,4 \times 0,6 \times 38,5 \\ &= 717,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Edifício a Ser Calculado

FORRO	CARGA PERMANENTE		SOBRECARGA		VENTO	
COLUNA	0,5x3,4					
PAREDES LATERAIS	6,8					
REAÇÃO DA VIGA DO FORRO	63,0		9,0			
<u>3º PISO</u> ▽	Σ	71,5	Σ	9,00	Σ	9,6 ou 0
ACIMA DO 3º PISO	71,5		9,0			
COLUNA	0,5x3,5					
PAREDES LATERAIS	16,4					
REAÇÃO DA VIGA DO 3º PISO	81,9		36,0			
<u>2º PISO</u> ▽	Σ	171,6	Σ	45,0	Σ	10,3 ou 0
ACIMA DO 2º PISO	171,6		45,0			
COLUNA	0,5x3,5					
PAREDES LATERAIS	16,4					
REAÇÃO DA VIGA DO 2º PISO	81,9		36,0			
<u>1º PISO</u> ▽	Σ	271,7	Σ	81,0	Σ	38,5 ou - 19,8
ACIMA DO 1º PISO	271,7					
COLUNA	0,5x3,8		81,0			
PAREDES LATERAIS	16,4					
REAÇÃO DA VIGA DO 1º PISO	81,9		36x0,8			
<u>TÉRREO</u> ▽	Σ	371,9	Σ	109,8	Σ	38,5 ou - 19,8

QUADRO DE CARGAS NAS COLUNAS

3ª Combinação:

$$N_d = 1,4 (PP) + 1,4 (V) + 1,5 \times 0,65 (SC) \\ = 1,4 \times 371,9 + 1,4 \times 38,5 + 1,5 \times 0,65 \times 109,8 \\ = 681,6 \text{ kN}$$

4ª Combinação:

$$N_d = 0,9 (PP) + 1,4 (V) \\ = 0,9 \times 371,9 - 1,4 \times 19,8 \\ = 307,0 \text{ kN}$$

então, $N_d = 717,7 \text{ kN}$ referente à 2ª combinação.

A 2ª, 3ª e 4ª combinações são válidas apenas para as colunas que fazem parte do contraventamento do edifício; de qualquer forma todas as colunas serão dimensionadas pela 2ª combinação, para efeito de padronização.

• Seção da coluna:

Será indicado para coluna o perfil HS 200 x 41,2 do MANUAL BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, com as seguintes características (Figura 31):

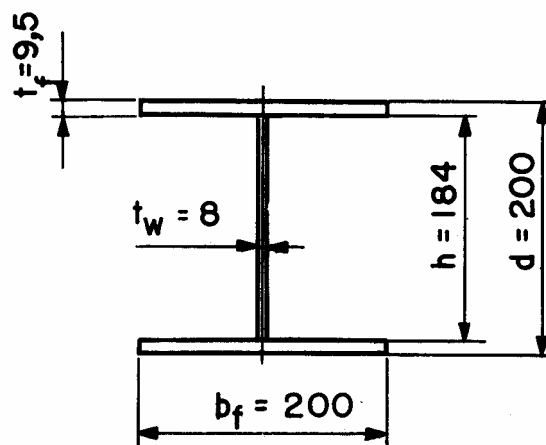


Fig. 31 – Seção da Coluna

$$A_g = 52,5 \text{ cm}^2 \\ r_x = 8,56 \text{ cm} \\ r_y = 4,91 \text{ cm}$$

Verificação da coluna:

- efetividade dos elementos da coluna à compressão (tabela 1, NBR 8800):

$$\text{mesa: } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 9,5} = 10,5 < 16 \therefore \\ \therefore Q_s = 1$$

$$\text{alma: } \frac{h}{t_w} = \frac{181}{8} = 23 < 42 \therefore Q_a = 1$$

$$Q = Q_a \times Q_s = 1$$

- valores das esbeltezes:

as colunas são consideradas rotuladas nas extremidades dos trechos compreendidos entre 2 pisos:

$$K_x = K_y = 1$$

$\ell = 370 \text{ cm}$: comprimento do trecho inferior da coluna;

- valores de λ (NBR 8800, item 5.3.4.1):

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \left[\frac{K\ell}{r} \right] \sqrt{\frac{Qf_y}{E}}$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1}{\pi} 43,2 \sqrt{\frac{1 \times 25}{20500}} = 0,48$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1}{\pi} 75,4 \sqrt{\frac{1 \times 25}{20500}} = 0,84$$

$$\bar{\lambda}_x > 0,2 \text{ e } \bar{\lambda}_y > 0,2$$

Os valores de ρ serão obtidos na tabela 4 da NBR 8800:

- curvas de flambagem a serem usadas:

pela tabela 3 da NBR 8800:
perfil soldado com $t_i \leq 40 \text{ mm}$

- para flambagem em torno do eixo X – X:

utilizar a curva de flambagem b:
valor de $\rho_x = 0,893$

- para flambagem em torno do eixo Y – Y:

utilizar a curva de flambagem c:
valor de $\rho_y = 0,629$

como ρ_y é menor do que ρ_x , governa a flambagem em torno de Y – Y

- resistência à compressão (NBR 8800, 5.3.4)

$$N_n = \rho Q A_g f_y \\ = 0,629 \times 1 \times 52,5 \times 25 = 825,6 \text{ kN};$$

considerando o coeficiente $\phi_c = 0,9$ de multiplicação das resistências:
 $\phi_c N_n = 0,9 \times 825,6 = 743,0 \text{ kN}$

valor esse que poderia ser obtido aproximadamente no MANUAL BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, nas tabelas de resistência de cálculo de barras axialmente comprimidas, na flambagem segundo y, para o perfil HS 200 x 41,2 com o

comprimento não travado de 3,75 m (ligeiramente superior a 3,7 m).

Nesse caso $\phi_c N_n = 735,6 \text{ kN}$.

- verificação:

o esforço de cálculo $N_d = 717,7 \text{ kN}$ é menor que $\phi_c N_n = 743 \text{ kN}$:

A coluna está verificada à compressão.

- Considerações sobre o posicionamento da coluna:

As colunas foram posicionadas de forma que as ligações das vigas dos pisos e do forro sejam feitas diretamente na alma do perfil, conforme Figura 32.

Dessa forma, ficam evitados os efeitos de flexão adicional nas colunas, uma vez que as cargas verticais são transmitidas praticamente junto ao seu centro de gravidade (existe ainda uma excentricidade desprezível igual à metade da espessura da alma).

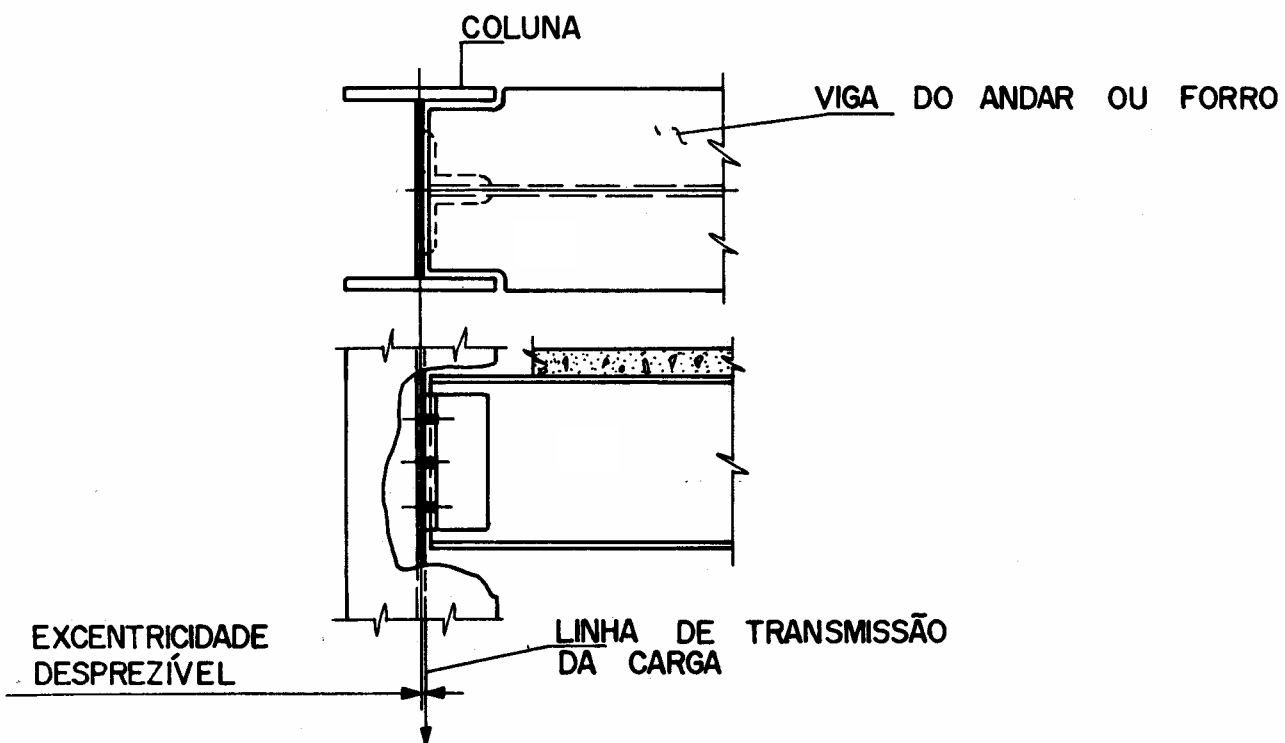


Fig. 32 – Excentricidade nas Ligações

4.7 Cálculo da Placa de Base

- Solicitação de cálculo:

As combinações de ações que vão governar o dimensionamento da placa de base são:

esforço máximo de compressão;
 $N_d = 1,4 (PP) + 1,5 (SC) + 1,4 \times 0,6 (V) = 717,7 \text{ kN}$

esforço mínimo de compressão;
 $N_d = 0,9 (PP) + 1,4 (V)$
 $= 0,9 \times 371,9 - 1,4 \times 19,8 = 307,0 \text{ kN}$

- Consideração sobre a placa de base:

Conforme a hipótese feita anteriormente, a placa de base é rotulada, isto é, não serão transmitidos para as fundações efeitos de momento;

O esforço horizontal atuante na placa de base pode ser considerado resistido por uma das alternativas seguintes:

- através de barra de cisalhamento (ver Figura 37)
- pelo atrito desenvolvido entre a placa e o bloco de fundação, desde que não ocorra arrancamento na coluna. Essa solução, que é a mais simples e econômica, será a adotada nesse cálculo. (ver Figura 34).

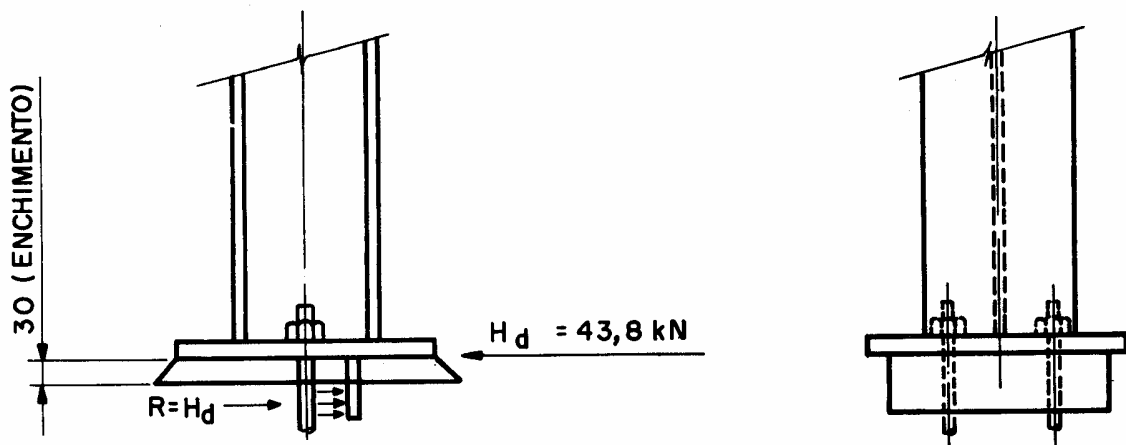
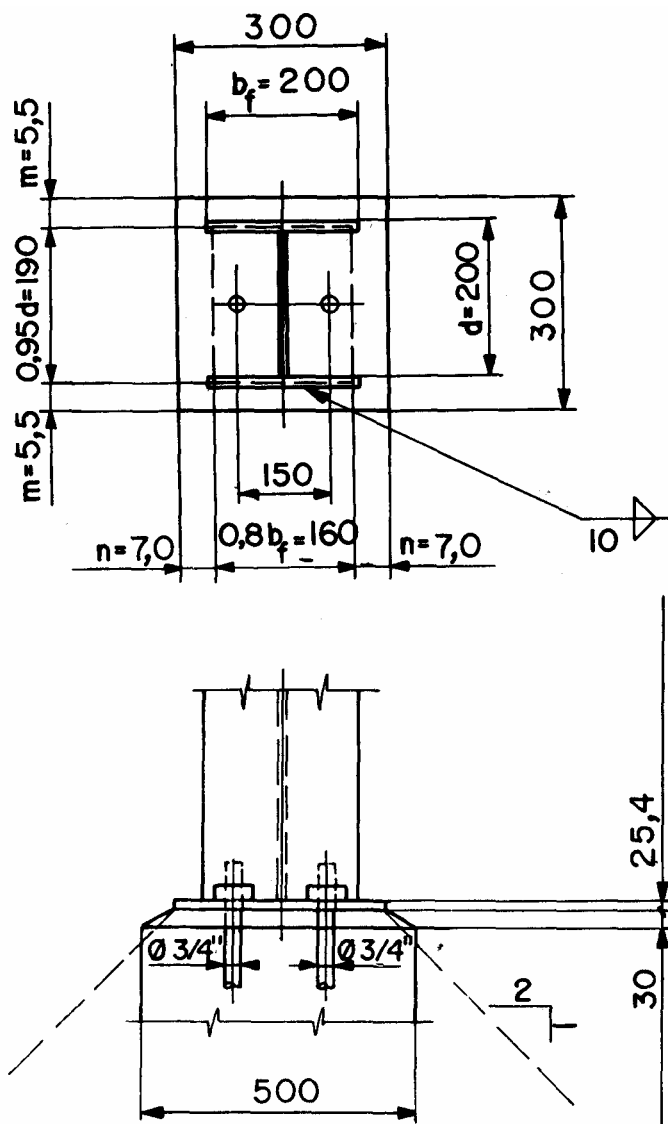


Fig. 33 – Placa de Base com Barra de Cisalhamento



O efeito horizontal atuante na placa, $H_d = 33,4 \times 1,4 = 43,8$ kN (Figura 28), será considerado como sendo resistido pela força do atrito entre as superfícies da placa e do bloco da fundação, com força normal mínima atuante na placa de base, $N_d = 307$ kN (calculada anteriormente) e o coeficiente de atrito igual a 0,4.

Dessa forma:

$$N_d \times 0,4 = 307 \times 0,4 = 122,8 \text{ kN} > H_d = 43,8 \text{ kN ok}$$

IMPORTANTE:

O efeito de cisalhamento no bloco de fundação proveniente desse esforço horizontal deve ser verificado pelo calculista das fundações

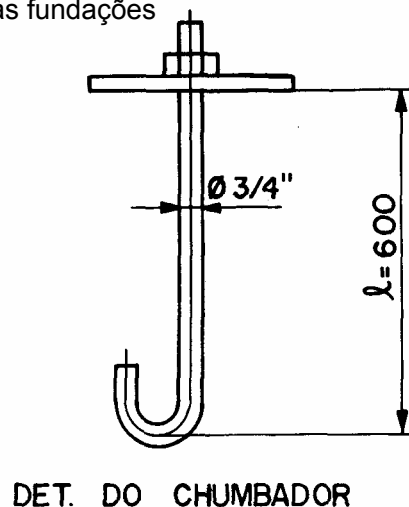


Figura. 34 – Placa de Base e Chumbadores

Disposições construtivas:

- diâmetro dos chumbadores:

como não existe solicitação de arrancamento ou cisalhamento nos chumbadores, a escolha do diâmetro não será função de esforços atuantes, mas ficará a critério do engenheiro estrutural que deve, nesse caso, adequar o chumbador as proporções, finalidade e meio ambiente da construção.

Serão utilizados dois chumbadores de $d = \frac{3}{4}$ " em cada placa de base, conforme Figura 33.

- distância mínima entre centro de furos (NBR 8800, item 7.3.6):

$d = \frac{3}{4}$ " : diâmetro dos chumbadores
 $3 \times d = 57 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$ (Figura 34)

- distância entre o centro do furo e a borda da placa (NBR 8800, item 7.3.7):

considerando a placa cortada com serra ou tesoura, a distância mínima é 35 mm muito menor que 75 mm, Figura 34.

São verificados dois estados limites últimos para placas de base. O primeiro é o estado limite da resistência à pressão de contato do concreto que suporta a placa de base (ver item 7.6.1.4), e o segundo é o estado limite de formação de uma rótula plástica na placa de base devido à flexão.

- verificação da resistência de cálculo do concreto à pressão de contato com a placa:

$$f_{ck} \text{ do concreto : } 15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ kN/cm}^2$$

- dimensões do bloco de concreto: 500 x 500 mm
 $A = \text{área da placa de base} = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$
 $A = \text{área efetiva do bloco de concreto resistindo à compressão, considerando a inclinação de 2 por 1 para as linhas de pressão, conforme Figura 34.}$

$$A_2 = 50 \times 50 = 3600 \text{ cm}^2$$

Pressão de cálculo na placa de base:

$$P = \frac{N_d}{\text{área da placa de base}} = \frac{717,7}{900} = 0,8 \text{ kN/cm}^2$$

Resistência nominal:

$$R_n = 0,70 \times 1,5 \sqrt{\frac{2500}{900}} = 1,75 \text{ kN/cm}^2$$

$$\leq 1,4 f_{ck} (=2,1 \text{ kN/cm}^2)$$

Resistência de cálculo:

$$\phi R_n = 0,7 \times 1,75 = 1,23 \text{ kN/cm}^2$$

a pressão na placa $p = 0,80 \text{ kN/cm}^2$ é menor que $\phi R_n = 1,23 \text{ kN/cm}^2$
a pressão da placa de base está verificada.

- a flexão da placa de base devido à compressão do concreto:

a flexão da placa de base será analisada de acordo com a sugestão do AISC, 8ª edição, na qual os valores de "m" e "n" da figura 34 são considerados trechos em balanços.

$$m = 5,5 \text{ cm}$$

$n = 7,0 \text{ cm}$, o maior valor, governa o dimensionamento

$p = 0,80 \text{ kN/cm}^2$, pressão na placa de base;

Considerando uma faixa de 1 cm de placa, o momento de cálculo na seção A-A será:

$$M = 0,80 \times 7,0^2/2 = 19,6 \text{ kNcm/cm}$$

(Figura 35)

considerando uma placa de espessura $t = 22,2 \text{ mm}$, a resistência de cálculo ao momento fletor é determinada como a seguir:

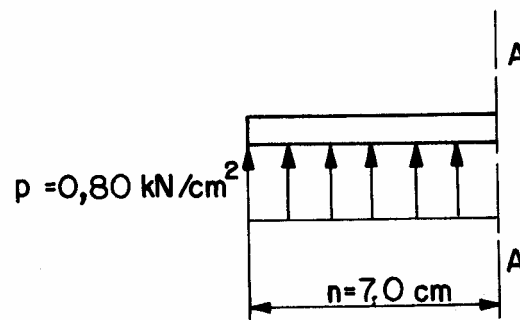


Fig. 35 - Flexão na Placa de Base

$$Zf_y = \frac{1 \times 2,22^2}{4} \times 25 = 30,8 \text{ kN cm}$$

$$1,25 W f_y = 1,5 \times \frac{1 \times 2,22^2}{6} \times 25 = 25,7 \text{ kN cm}$$

Como $1,25 W f_y < Z f_y$, de acordo com a NBR 8800 item 5.4.3.1:

$$M_n = 25,7 \text{ kNcm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 25,7 \text{ kNcm} = 23,1 \text{ kNcm}$$

$$M_d < \phi M_n$$

A placa de base está verificada.

a espessura da placa, $t = 22,2 \text{ mm}$, poderia ser reduzida de duas formas (Figura 36):

- adicionando-se reforçadores à placa de base
- aumentando-se o f_y do aço utilizado.
 - soldas das colunas com as placas de base:

De acordo com a tabela 11 da NBR 8800, a espessura mínima dos filetes para placa de 22,2 mm é 8 mm; será usado filete de 8 mm para solda das mesas e de 6 mm para solda da alma.

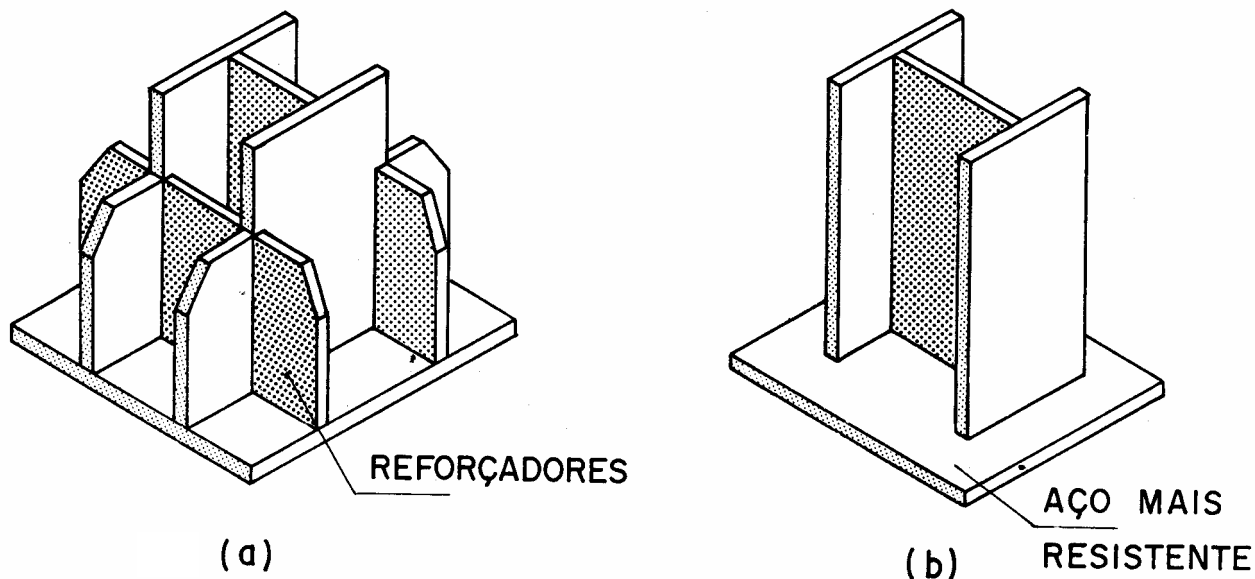


Fig. 36 – Alternativas para redução da Espessura da Placa de Base

Nesse caso, a solda deverá ser executada com pré-aquecimento da placa, uma vez que o filete de 6 mm é menor que o mínimo recomendado para espessura 22,2 mm (8 mm).

Gargantas efetivas (Figura 37):

- soldas das mesas: $0,8 \times 0,707 = 0,57$ cm
- soldas da alma: $0,6 \times 0,707 = 0,42$ cm

áreas das soldas:

- soldas das mesas:
 $0,57 (4 \times 20 - 2 \times 0,8) = 44,7$ cm²

- solda da alma:
 $0,42 (2 \times 18,1 - 2 \times 0,8) = 13,9$ cm²

parcelas da carga $N_d = 717$ kN absorvidas pelas mesas e alma:

- pelas mesas:

$$N_{dm} = 717,7 \times \frac{2 \times 20 \times 0,95}{52,5}$$

$$= 519,5$$
 kN

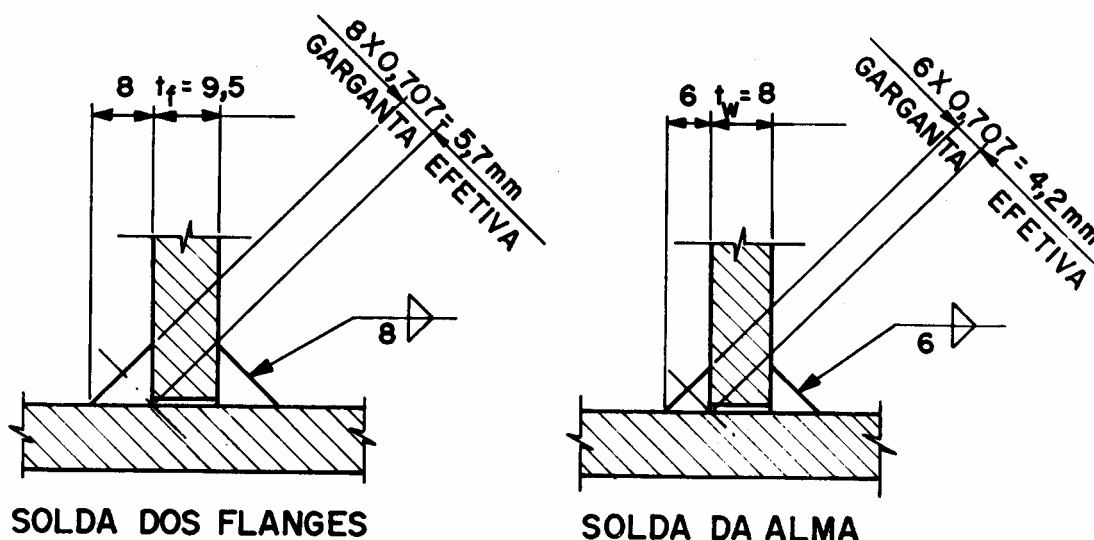


Fig. 37 – Gargantas Efetivas

- pela alma:
 $N_{da} - 717,7 - 519,5 = 198,2 \text{ kN}$

é menor que $21,8 \text{ kN/cm}^2$, a resistência de cálculo da solda é $19,1 \text{ kN/cm}^2$;

Tensões nas soldas:

verificação:

- soldas das mesas: $\frac{519,5}{44,7} =$
 $= 11,6 \text{ kN/cm}^2$

soldas das mesas: $11,6 \text{ kN/cm}^2 < 19,1 \text{ kN/cm}^2$,

- solda da alma: $\frac{198,2}{13,9} = 14,3 \text{ kN/cm}^2$

solda da alma: $14,3 \text{ kN/cm}^2 < 19,1 \text{ kN/cm}^2$

As soldas das colunas com as placas de base estão verificadas.

resistências de cálculo da solda:

- metal da solda
 $0,6 f_w \phi = 0,6 \times 485 \times 0,75 = 218$
 $\text{Mpa} = 21,8 \text{ kN/cm}^2$ com $\phi = 0,75$
 $F_w = 485 \text{ MPa}$, resistência mínima à tração do metal de solda (tabela 9, NBR 8800) para eletrodo E70-xx.
- metal base:
 $0,6 f_y \phi = 0,6 \times 25 \times 0,9 = 13,5 \text{ kN/cm}^2$ na área de contato da solda com o metal base, o que corresponde a uma resistência equivalente de $(1/0,707) \times 13,5 = 19,1 \text{ kN/cm}^2$ em uma área igual à da garganta efetiva. Como $19,1 \text{ kN/cm}^2$

4.8 Ligações das Vigas com as Colunas

As ligações das vigas com colunas serão flexíveis com 2 cantoneiras soldadas de cada lado da alma da viga e parafusada na alma da coluna, conforme Figura 32.

O cálculo e o detalhamento das ligações não serão mostrados nesse trabalho, estando esse assunto incluído no escopo da Bibliografia LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS METÁLICAS.



Notações

Notações

h	= altura da alma entre faces internas das mesas	ϕ_b	= coeficiente de resistência ao momento fletor
t_w	= espessura da alma	T	= força normal de tração correspondente à plastificação da região tracionada da viga de aço
E	= módulo de elasticidade do aço, 205000 MPa	C	= força normal de compressão correspondente ao esmagamento da região comprimida da laje.
f_y	= limite de escoamento do aço	C'	= força normal de compressão correspondente à plastificação da região comprimida da viga de aço
$(Af_y)_a$	= produto da área da seção da viga de aço pela sua tensão de escoamento	n	= relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto, $n = E/E_c$
f_{ck}	= resistência característica do concreto à compressão	y_{tr}	= distância do centro de gravidade da seção mista ao centro de gravidade da seção da viga de aço
b	= largura efetiva da mesa de concreto	d_2	= distância do centro de gravidade da seção da viga de aço até a face inferior desta viga
t_c	= espessura da laje de concreto	I_{tr}	= momento de inércia da seção mista
a	= espessura da região comprimida na laje de concreto ou , para interação parcial, espessura considerada efetiva; distância entre enrijecedores transversais	$(W_{tr})_i$	= módulo de resistência elástico inferior da seção mista
M_n	= resistência nominal ao momento fletor	W_{ef}	= módulo de resistência efetivo, elástico inferior da seção mista
d_1	= distância do centro de gravidade da seção da viga de aço até a face superior desta viga	W_a	= módulo de resistência inferior da seção da viga de aço
Q_n	= $\sum q_n$ = somatório das resistências nominais individuais "q _n " dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo	V_h	= $(Af_y)_a$ ou $0,85 f_{ck} b t_c$ – o que for menor
\bar{y}	= distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço	$M_{G'}$	= momento fletor devido às ações aplicadas antes da resistência do concreto, ver item 6.2.3.3.3 da NBR 8800
t_f	= espessura da mesa superior da viga de aço	M_L	= momento fletor devido às ações aplicadas depois da resistência do concreto atingir 0.75 f _{ck} , ver item 6.2.3.3.3 da NBR 8800.
$(Af_y)_{tf}$	= produto da área da mesa superior da viga de aço pela tensão de escoamento desta viga	λ_p	= parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação
y_c	= distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior desta viga	λ_r	= parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, com ou sem tensão residual
y_t	= distância do centro de gravidade da parte tracionada da seção da viga de aço até a face inferior desta viga	V_n	= resistência nominal à força cortante
$(Af_y)_w$	= produto da área da alma da viga de aço pela tensão de escoamento desta viga	V_{p1}	= força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento
d	= altura da seção da viga de aço	ϕ_v	= coeficiente de resistência à força cortante
M_d	= momento fletor de cálculo	V_d	= força cortante de cálculo

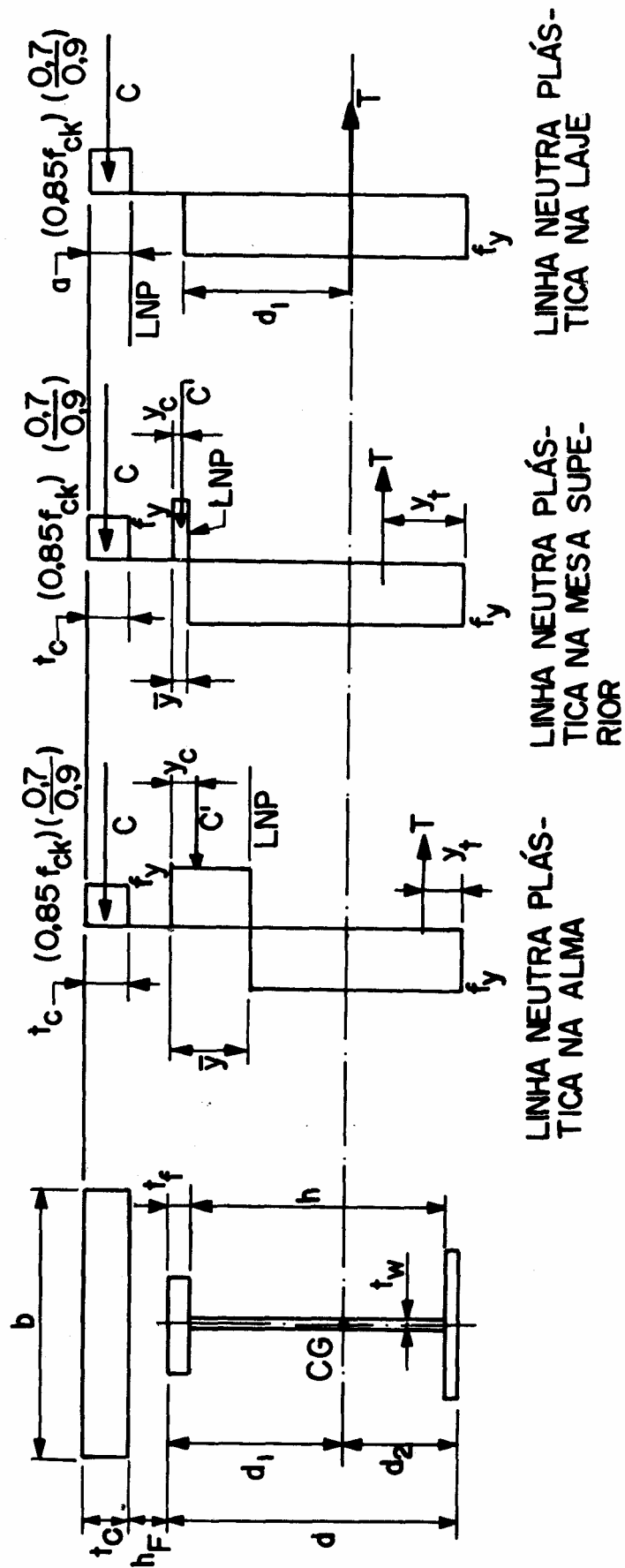


Fig. 38 – Distribuição de tensões em Vigas Mistas sob Momento Positivo – Interação Completa

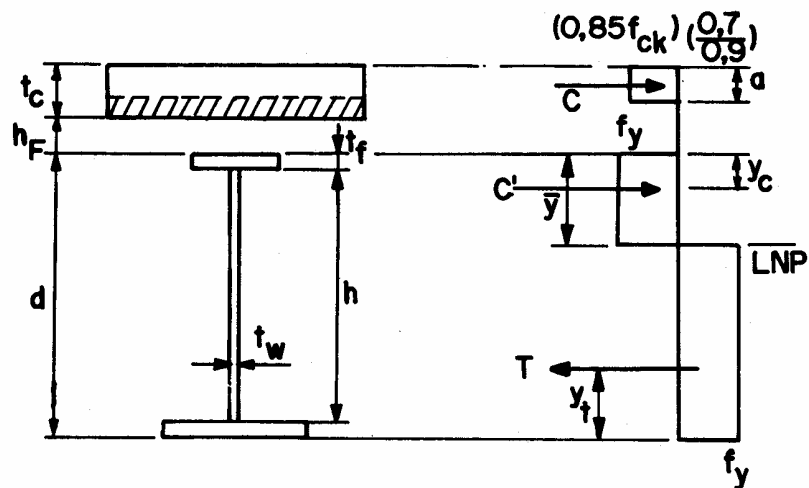
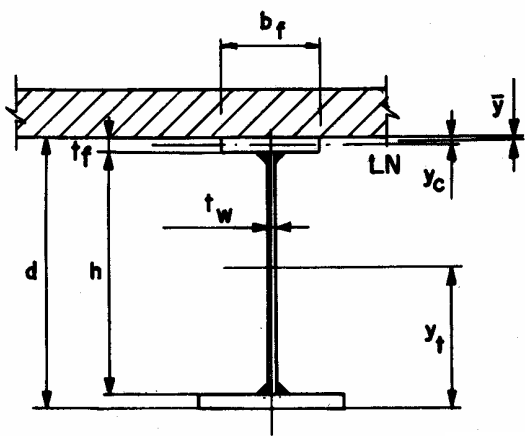
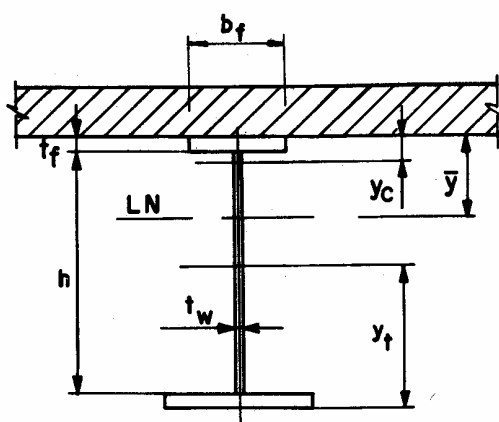


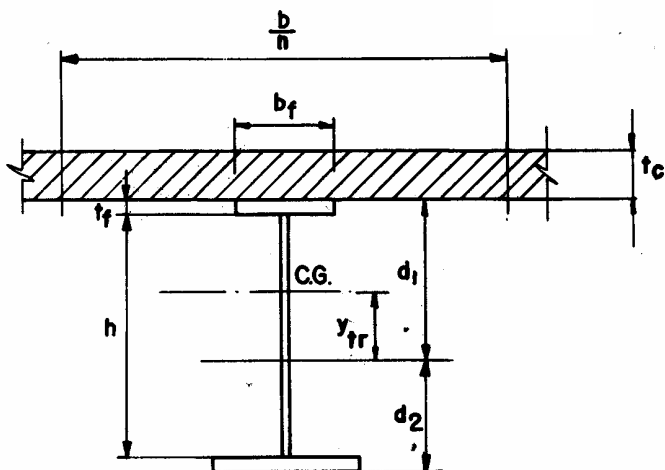
Fig. 39 – Distribuição de Tensões em Vigas Mistas sob Momento Positivo – Interação parcial



L.N. NA MESA SUPERIOR



L.N. NA ALMA DA VIGA



SEÇÃO TRANSFORMADA

Fig. 40 – Grandezas Auxiliares para o Cálculo de Viga Mista



Referências Bibliográficas

- NBR 8800: PROJETO E EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE AÇO DE EDIFÍCIOS
- NBR 6123: FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICAÇÕES
- MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS, VOLS. I, II E III
- NBR 6120: CARGAS PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE EDIFICAÇÕES
- MULTI-STOREY BUILDINGS IN STEEL – HART, HENN AND SONTAG
- EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS – AÇOMINAS
- ELEMENTOS DAS ESTRUTURAS DE AÇO – GILSON QUEIROZ – 2ª EDIÇÃO
- MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION, AISC, 8ª EDIÇÃO.
- GALPÕES PARA USOS GERAIS – IBS/CBCA
- LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS METÁLICAS – IBS/CBCA
- STRUCTURAL CONCEPTS AND SYSTEMS FOR ARCHITECTS AND ENGINEERS – LIN/STOTESBURY
- HIGH RISE BUILDINGS – LESLIE E. ROBERTSON
- MONOGRAPH ON THE PLANNING AND DESIGN OF TALL BUILDINGS – ASCE (cinco volumes)



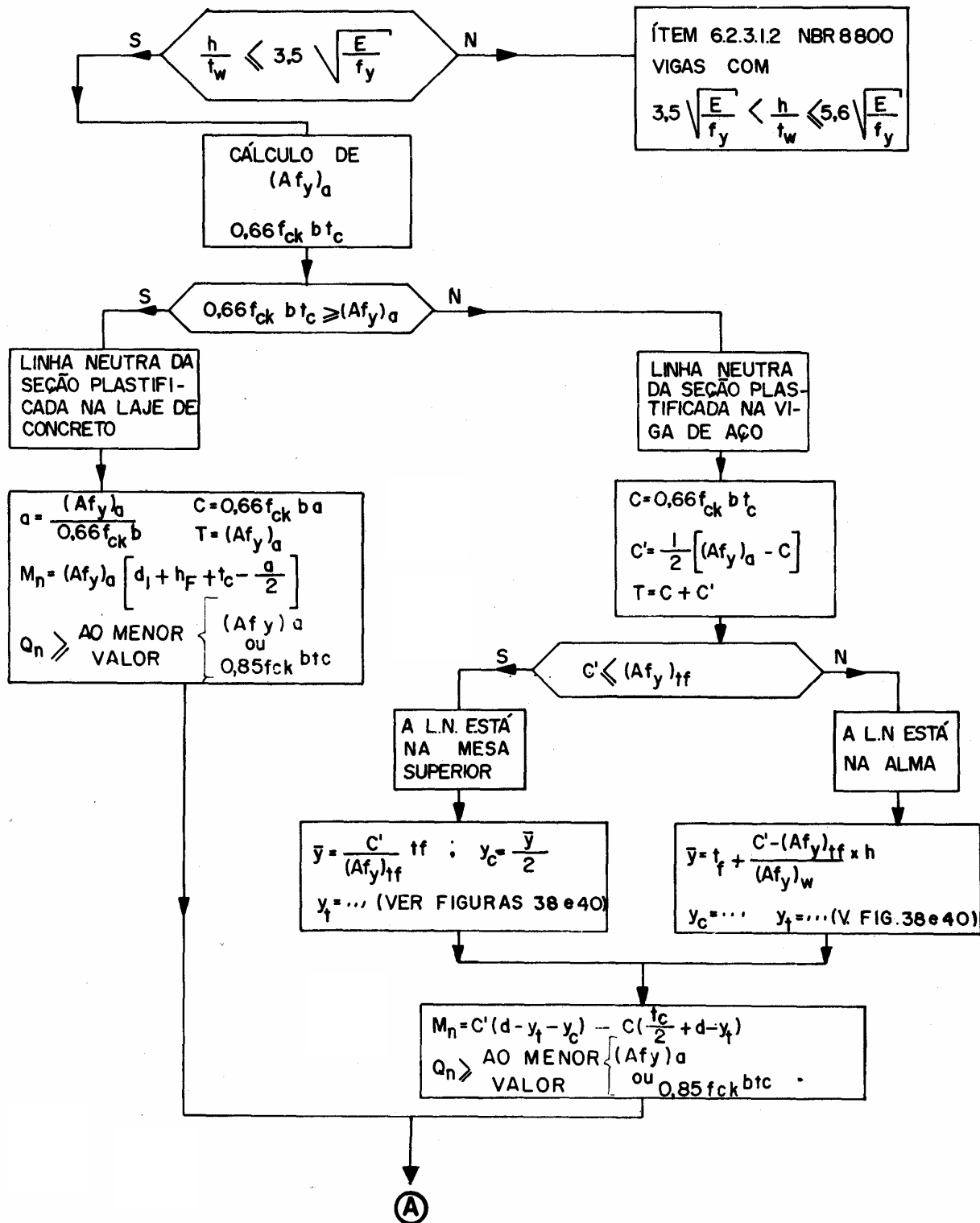
Anexo

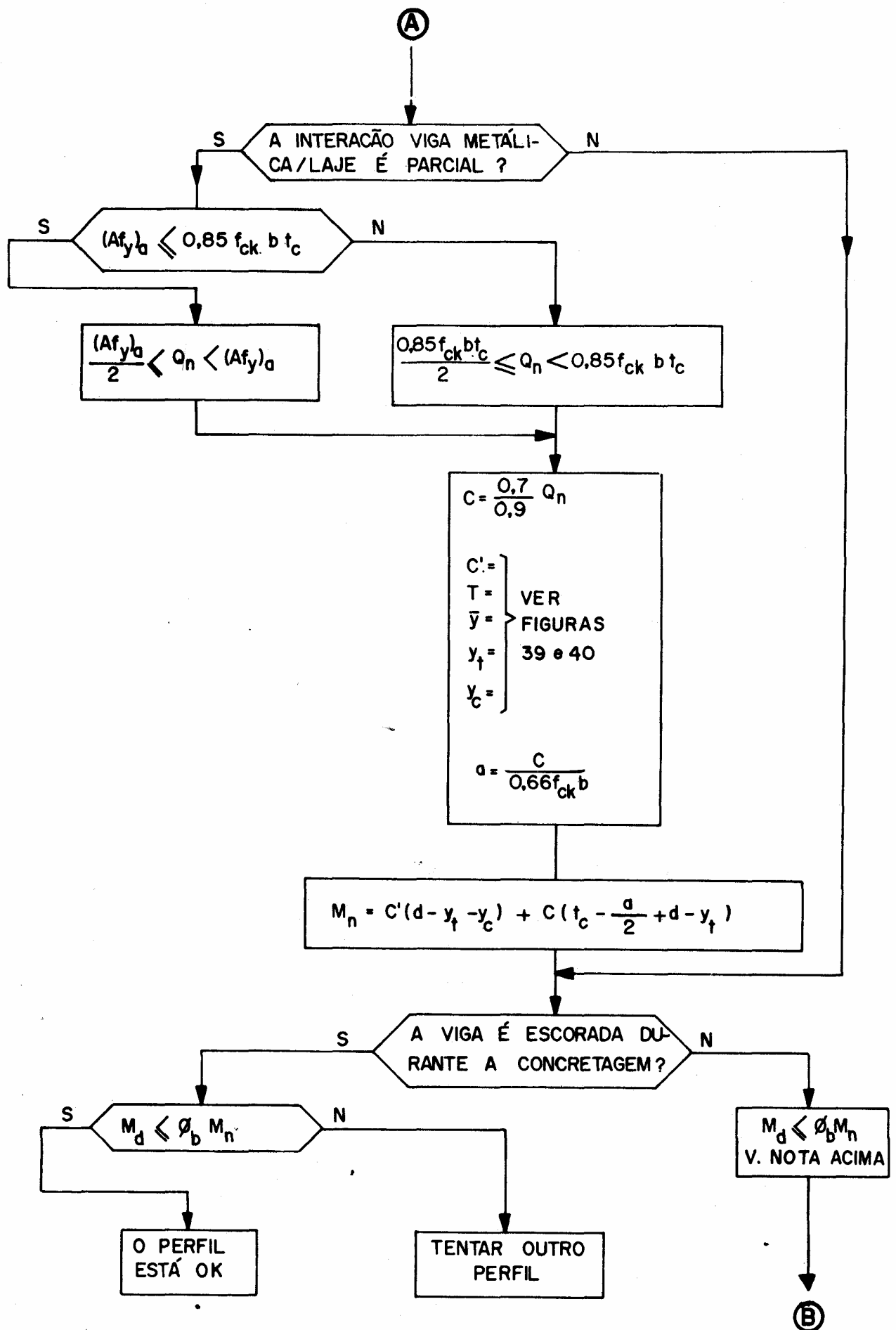
FLUXOGRAMA I

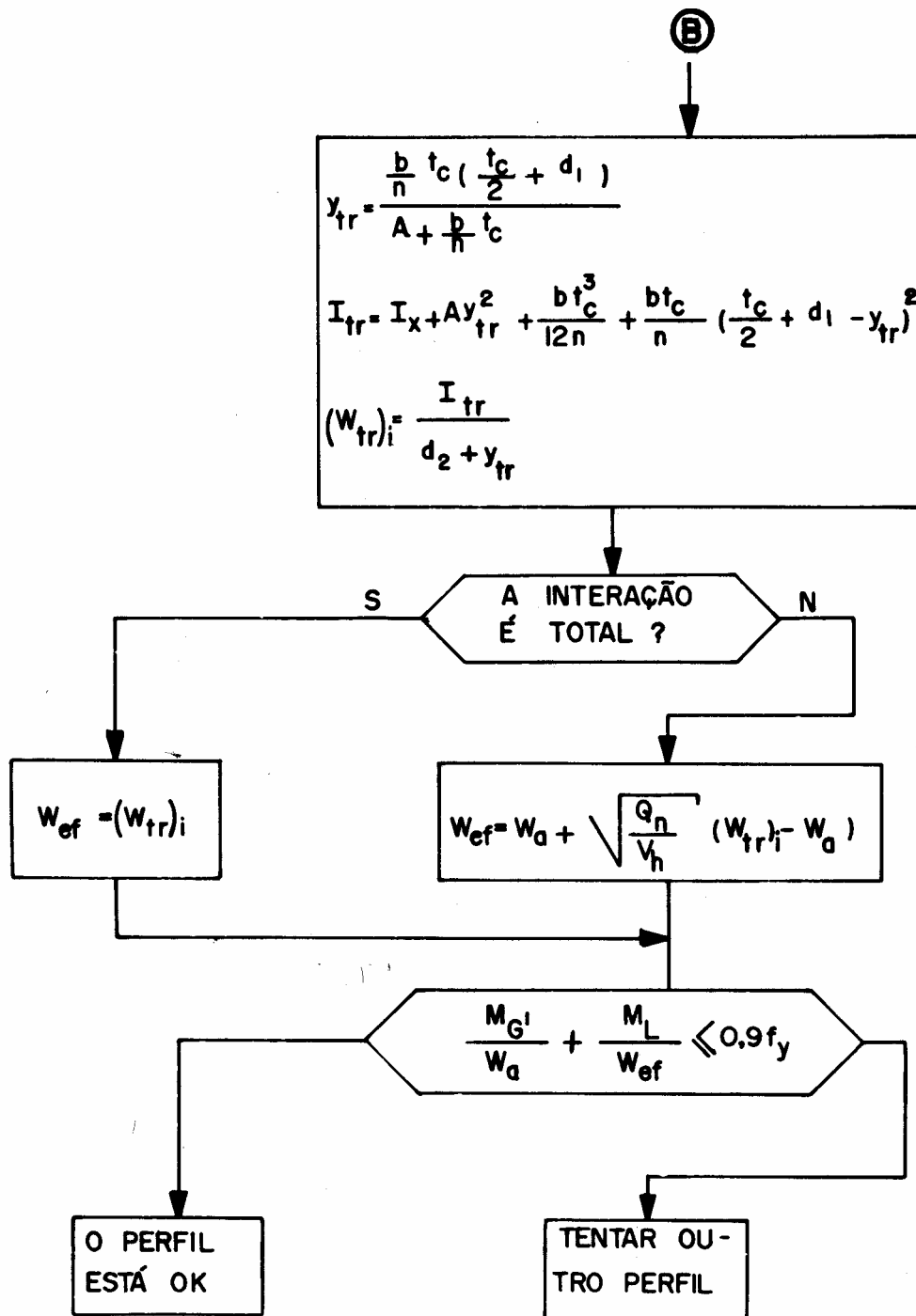
VIGAS MISTAS COM CONECTORES DE CISALHAMENTO – NBR 8800

NOTA:

- NO CASO DA VIGA DE AÇO NÃO SER ESCORADA DURANTE A CONCRETAGEM, ELA PRECISARÁ SER VERIFICADA ISOLADAMENTE PARA AS CARGAS ATUANTES ANTES DA CURA DO CONCRETO, DE ACORDO COM O ITEM 5.4 E ANEXO D DA NBR 8800 – VER O FLUXOGRAMA I DO VOLUME “GALPÕES PARA USOS GERAIS”.







FLUXOGRAMA 2

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO À FORÇA CORTANTE EM ALMAS DE PERFIS I (NBR 8800, 5.5.2)

