

FACULDADE DE ENGENHARIA
Departamento de Engenharia Mecânica e
Gestão Industrial

PROGRAMA PRODEP
Medida 4.3
Acção de Formação nº 4

RELATÓRIO FINAL
" Projecto da estrutura metálica de um edifício
de armazém/escritório de dois pisos "

por

João Paulo F. S. Ribeiro

Porto e FEUP, 30 de Setembro de 1993

4

621(047.3)/LEM 1992/R1Bj
13 10 09

PARECER

O aluno finalista do Curso de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial **JOÃO PAULO F.S. RIBEIRO**, realizou no INEGI, no âmbito do programa PRODEP, medida 4.3/7/7/92/93, um estágio cujo trabalho se encontra descrito no relatório apresentado com o título **"Projecto da estrutura metálica de um edifício de armazém/escritório de dois pisos"**

Durante a execução do conjunto de tarefas que lhe foram atribuídas, o referido estagiário atingiu os objectivos que lhe foram propostos, mostrando ter conhecimentos adequados e empenho.

Face à qualidade do trabalho produzido cumpre-me informar que o estágio realizado se revestiu de grande interesse para a formação do aluno, como futuro engenheiro.

Porto, 27 de Dezembro de 1993

O Supervisor

Noel António Botelho V. Silva

Faculdade de Engenharia

Rua dos Bragas • 4099 PORTO CODEX • PORTUGAL
Telef. (02) 311254 • Telex 27323 FEUP P • Fax 319125

Instalações Laboratoriais e Administrativas

R. do Barroco, 174/214 • 4465 S. Mamede de Infesta • PORTUGAL
Telef. (02) 9537348 (4 Linhas) • Fax (02) 9537352

PARECER

O aluno finalista do Curso de Engenharia *Mecânica e Gestão Industrial* **JOÃO PAULO F.S. RIBEIRO**, realizou no INEGI, no âmbito do programa PRODEP, medida 4.3/7/7/92/93, um estágio cujo trabalho se encontra descrito no relatório apresentado com o título "**Projecto da estrutura metálica de um edifício de armazém/escritório de dois pisos**"

Durante a execução do conjunto de tarefas que lhe foram atribuídas, o referido estagiário atingiu os objectivos que lhe foram propostos, mostrando ter conhecimentos adequados.

Face à qualidade do trabalho produzido cumpre-me informar que o estágio realizado se revestiu de grande interesse para esta instituição.

Porto, 27 de Dezembro de 1993

O Supervisor



INDICE

Objectivo.....	2
1. Projecto da cobertura.....	2
1.1 Revestimento.....	3
1.2 Madres.....	3
1.3 Dimensionamento das asnas.....	10
2. Projecto do 2º piso.....	19
2.1 Viga de sustentação.....	19
2.2 Coluna intermédia.....	21
3. Projecto dos pilares.....	22
3.1 Transferência da acção do vento na cobertura para a extremidade das colunas.....	22
3.2 Acção do vento sobre as paredes.....	26
3.3 Reacções das colunas.....	32
4. Dimensionamento dos contraventamentos.....	37
4.1 Contraventamento horizontal.....	38
4.2 Contraventamento vertical.....	43
5. Cálculo da fixação dos pilares.....	47
5.1 Coluna 1.....	47
5.2 Coluna 2.....	50
5.3 Coluna intermédia.....	52
6. Revestimento do edifício.....	54
6.1 Paredes longitudinais.....	55
6.2 Paredes de topo.....	58
7. Ligações.....	61
7.1 Asna - coluna.....	61
7.2 Viga - coluna.....	61
7.3 Viga - cachorro.....	62
7.4 Coluna intermédia - viga.....	63
7.5 Fixação dos perfis que suportam os painéis.....	63
7.6 Fixação das madres.....	64
7.7 Fixação contraventamentos.....	64
8. Bibliografia.....	65
Anexos.....	66

CONDIÇÕES INICIAIS DO PROBLEMA (OBJECTIVO)

Projecto de uma estrutura metálica dum edifício de dois pisos, para um armazém e um escritório, com 36mx12m e fazendo o aproveitamento de um muro já existente (fig.1) numa das fachadas, para apoio do 1º piso.

Pressupõe-se que o edifício será construído numa região de zona A e rugosidade do tipo II, em face da acção do vento.

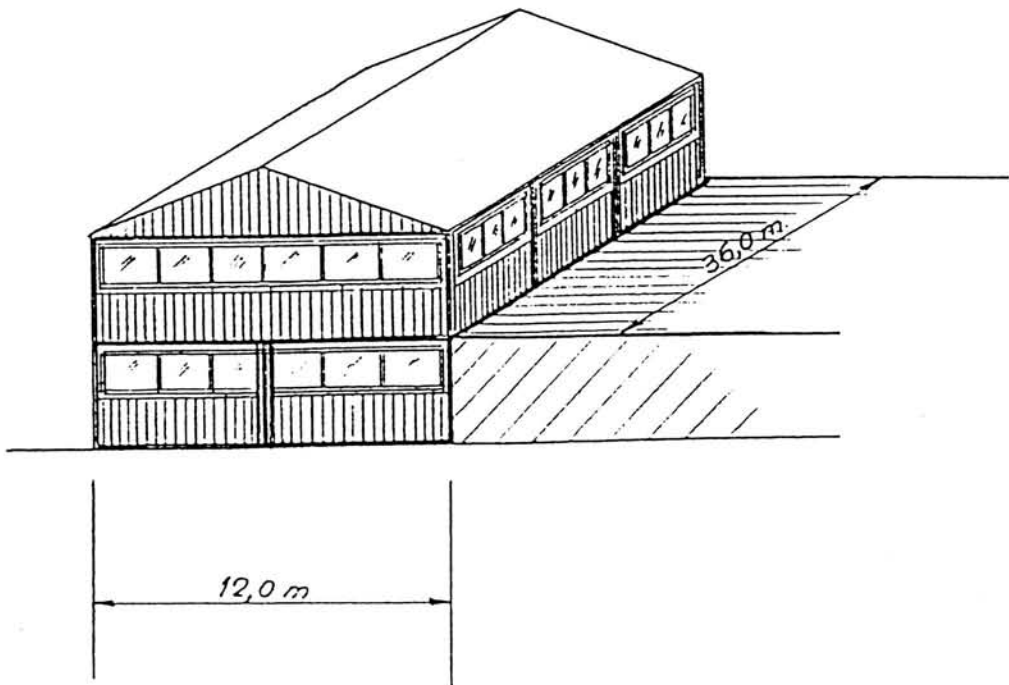


Fig. 1

1 - PROJECTO DA COBERTURA

Para o vão de 12m a British Steel Co. recomenda um espaçamento entre pórticos de 3 a 5m. O espaçamento que adoptei foi de 4.5m dando um total de 9 pórticos.

1.1- REVESTIMENTO

O revestimento adoptado para a cobertura é constituído por placas de ACERALUM SUPER cujas características são apresentadas no anexo 1. O seu peso próprio é de cerca de 10 kg/m^2 (98 N/m^2).

1.2- MADRES

As madres estão fixas numa asna de perfil composto IPE 240 com inclinação de 4,8% (anexo 2).

Consultando o RSA, os coeficientes de pressão dinâmica do vento para os tramos 1, 2 e 3 (fig.2), considerando as orientações mais desfavoráveis de vento, são:

$$\delta_1 = -1.5$$

$$\delta_2 = -0.9$$

$$\delta_3 = -1.0$$

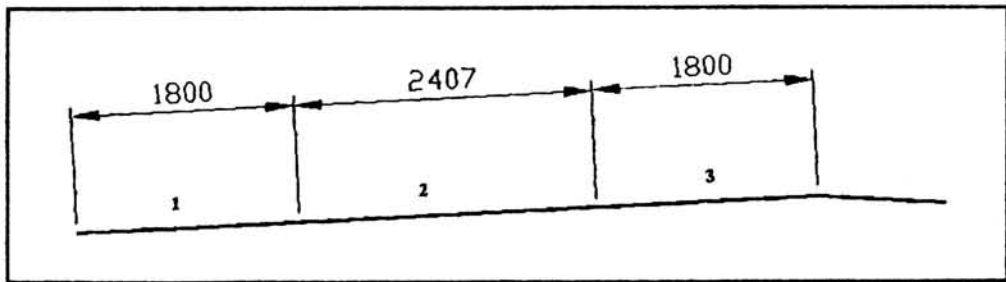


Fig. 2

Fazendo o somatório com o coeficiente de pressão interior $\delta_{pi} = -0.3$, virá:

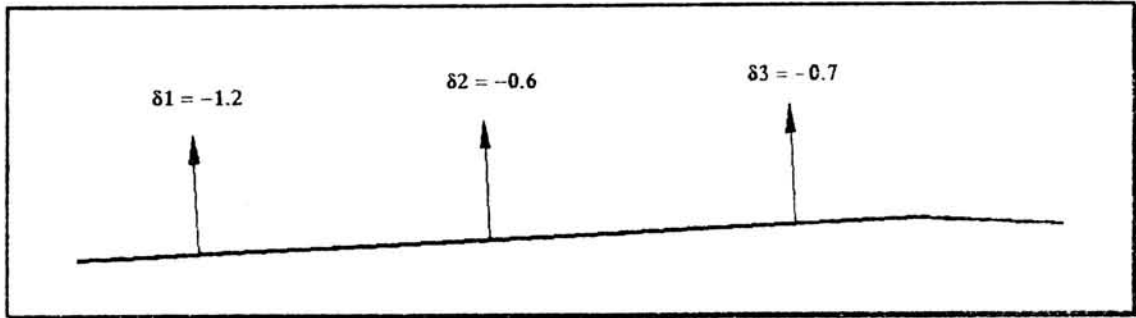


Fig. 3

O carregamento sobre a cobertura, devido à acção do vento será:

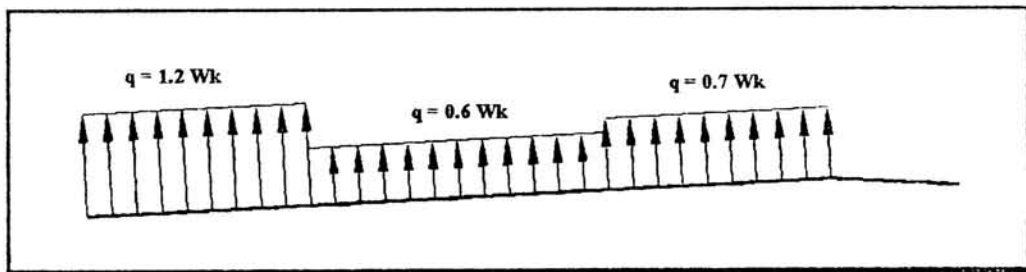


Fig. 4

O valor característico da pressão dinâmica na zona A e rugosidade do tipo II é $W_k = 0.9 \text{ kN/m}^2$.

Tomando em consideração as dimensões das placas de revestimento e a largura do edifício, a colocação das madres será feita de acordo com a representação da figura 5. Nesta figura são ainda mostradas as zonas de influencia de cada madre, zonas de influencia do vento e respectivas dimensões.

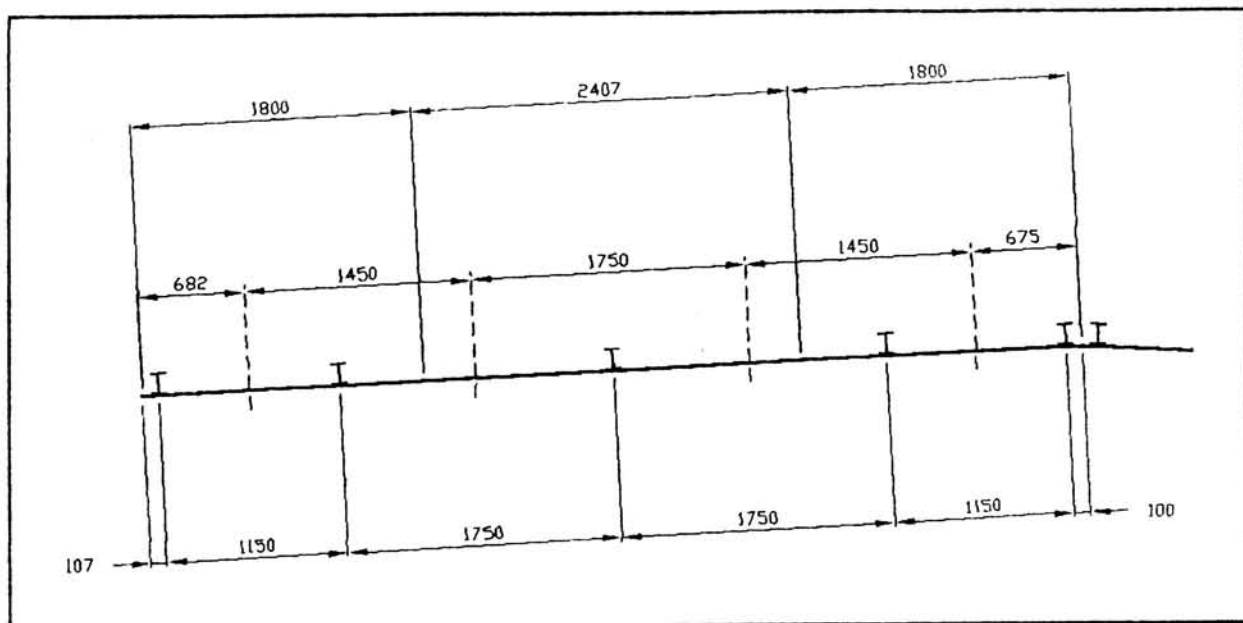


Fig. 5

Dadas as dimensões das áreas de influencia e dos coeficientes de pressão do vento, as madres mais esforçadas serão, obviamente, a 2ª e a 3ª.

Carga por madre devido ao vento:

$$q_{v1} = -1.2 * 0.682 * 0.9 = -0.73656 \text{ kN / m}$$

$$q_{v2} = \left[-1.2 * 0.575 - 0.6 * 0.875 - 0.6 * 0.543 * \frac{1.4785}{1.75} \right] * 0.9 = -1.3412 \text{ kN / m}$$

$$q_{v3} = \left[-0.6 * 1.75 - 0.6 * 0.543 * \frac{0.2715}{1.75} - 0.1 * 0.55 * \frac{0.225}{1.75} \right] * 0.9 = -0.99685 \text{ kN / m}$$

$$q_{v4} = \left[-0.7 * 0.575 - 0.6 * 0.875 - 0.1 * 0.55 * \frac{1.475}{1.75} \right] * 0.9 = -0.87647 \text{ kN / m}$$

$$q_{v5} = -0.7 * 0.675 * 0.9 = -0.42525 \text{ kN / m}$$

Sobrecarga na cobertura = 0.3 kN/m^2

i) Na madre 2

$$q_{s2} = 0.3 * 1.45 = 0.435 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{s2}^x = 0.435 * \sin \beta = 20.856E-3 \text{ kN/m} \\ q_{s2}^y = 0.435 * \cos \beta = 434.5E-3 \text{ kN/m} \end{cases}$$

ii) Na madre 3

$$q_{s3} = 0.3 * 1.75 = 0.525 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{s3}^x = 0.525 * \sin \beta = 25.171E-3 \text{ kN/m} \\ q_{s3}^y = 0.525 * \cos \beta = 524.396E-3 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Combinação de acções:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

Usando para as madres o perfil IPE 80:

$$P = 6 \text{ Kg/m} = 58.8 \text{ N/m}$$

$$A = 764 \text{ E-6 m}^2$$

$$W_x = 20.0 \text{ E-6 m}^3$$

$$W_y = 3.69 \text{ E-6 m}^3$$

Acções Permanentes

$$Q_c = 98 \text{ E-3 kN/m}^2$$

$$q_m = 58.8 \text{ E-3 kN/m (IPE 80)}$$

madre 2:

$$\begin{cases} q_{g2}^x = (98\text{E-3} * 1.45 + 58.8\text{E-3}) * \sin \beta = 9.632\text{E-3 kN/m} \\ q_{g2}^y = (98\text{E-3} * 1.45 + 58.8\text{E-3}) * \cos \beta = 200.668\text{E-3 kN/m} \end{cases}$$

madre 3:

$$\begin{cases} q_{g3}^x = (98\text{E-3} * 1.75 + 58.8\text{E-3}) * \sin \beta = 11.041\text{E-3 kN/m} \\ q_{g3}^y = (98\text{E-3} * 1.75 + 58.8\text{E-3}) * \cos \beta = 230.035\text{E-3 kN/m} \end{cases}$$

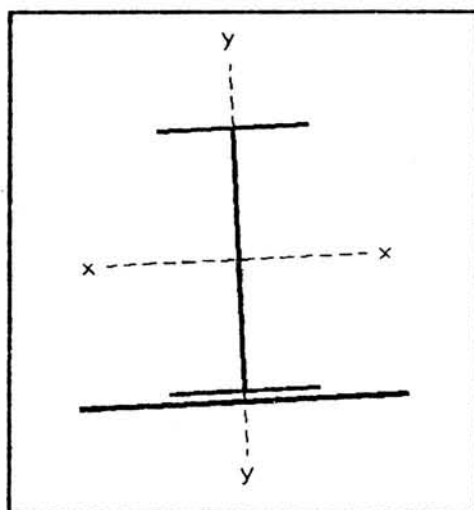


Fig. 6

Acções Variáveis

i) base: sobrecarga

$$\begin{cases} S_d^x = 1.5 * q_g^x + 1.5 * q_s^x \\ S_d^y = 1.5 * q_g^y + 1.5 * q_s^y \end{cases}$$

madre 2:

$$\begin{cases} S_{d2}^x = 1.5 * 9.632E - 3 + 1.5 * 20.856E - 3 = 45.732E - 3 \text{ kN/m} \\ S_{d2}^y = 1.5 * 200.668E - 3 + 1.5 * 434.5E - 3 = 952.7E - 3 \text{ kN/m} \end{cases}$$

madre 3:

$$\begin{cases} S_{d3}^x = 1.5 * 11.041E - 3 + 1.5 * 25.171E - 3 = 54.318E - 3 \text{ kN/m} \\ S_{d3}^y = 1.5 * 230.035E - 3 + 1.5 * 524.396E - 3 = 1.1316 \text{ kN/m} \end{cases}$$

ii) base: vento

$$\begin{cases} S_d^x = 1.0 * q_g^x \\ S_d^y = 1.0 * q_g^y - 1.5q_v \end{cases}$$

madre 2:

$$\begin{cases} S_{d2}^x = 1.0 * 9.632E - 3 = 9.632E - 3 \text{ kN/m} \\ S_{d2}^y = 1.0 * 200.668E - 3 - 1.5 * 1.3412 = -1.8113 \text{ kN/m} \end{cases}$$

madre 3:

$$\begin{cases} S_{d3}^x = 1.0 * 11.041E - 3 = 11.041E - 3 \text{ kN/m} \\ S_{d3}^y = 1.0 * 230.035E - 3 - 1.5 * 0.99685 = -1.265 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Sabendo que:

$$\sigma_{Sd} = \frac{M_x^{\max}}{W_x} + \frac{M_y^{\max}}{W_y}$$

e que para vigas contínuas com 4 ou mais apoios:

$$M^{\text{máx}} = \frac{q l^2}{10}$$

i) para a acção de base sobrecarga:

madre 2:

$$\sigma_{sd} = \frac{45.732 * 4.5^2}{10 * 3.69E-6} + \frac{952.7 * 4.5^2}{10 * 20E-6} = 121.6 \text{ MPa}$$

madre 3:

$$\sigma_{sd} = \frac{54.318 * 4.5^2}{10 * 3.69E-6} + \frac{1.1316E3 * 4.5^2}{10 * 20E-6} = 144.4 \text{ MPa}$$

ii) para a acção de base vento

madre 2:

$$\sigma_{sd} = \frac{9.362 * 4.5^2}{10 * 3.69E-6} + \frac{1.8113E3 * 4.5^2}{10 * 20E-6} = 188.7 \text{ MPa}$$

madre 3:

$$\sigma_{sd} = \frac{11.041 * 4.5^2}{10 * 3.69E-6} + \frac{1.265E3 * 4.5^2}{10 * 20E-6} = 134.1 \text{ MPa}$$

Em nenhuma situação se atinge o limite de 235 MPa.

1.3 - DIMENSIONAMENTO DAS ASNAS

Uma vez calculadas as madres, é possível passar ao dimensionamento da asna, cuja configuração é a seguinte (fig.7):

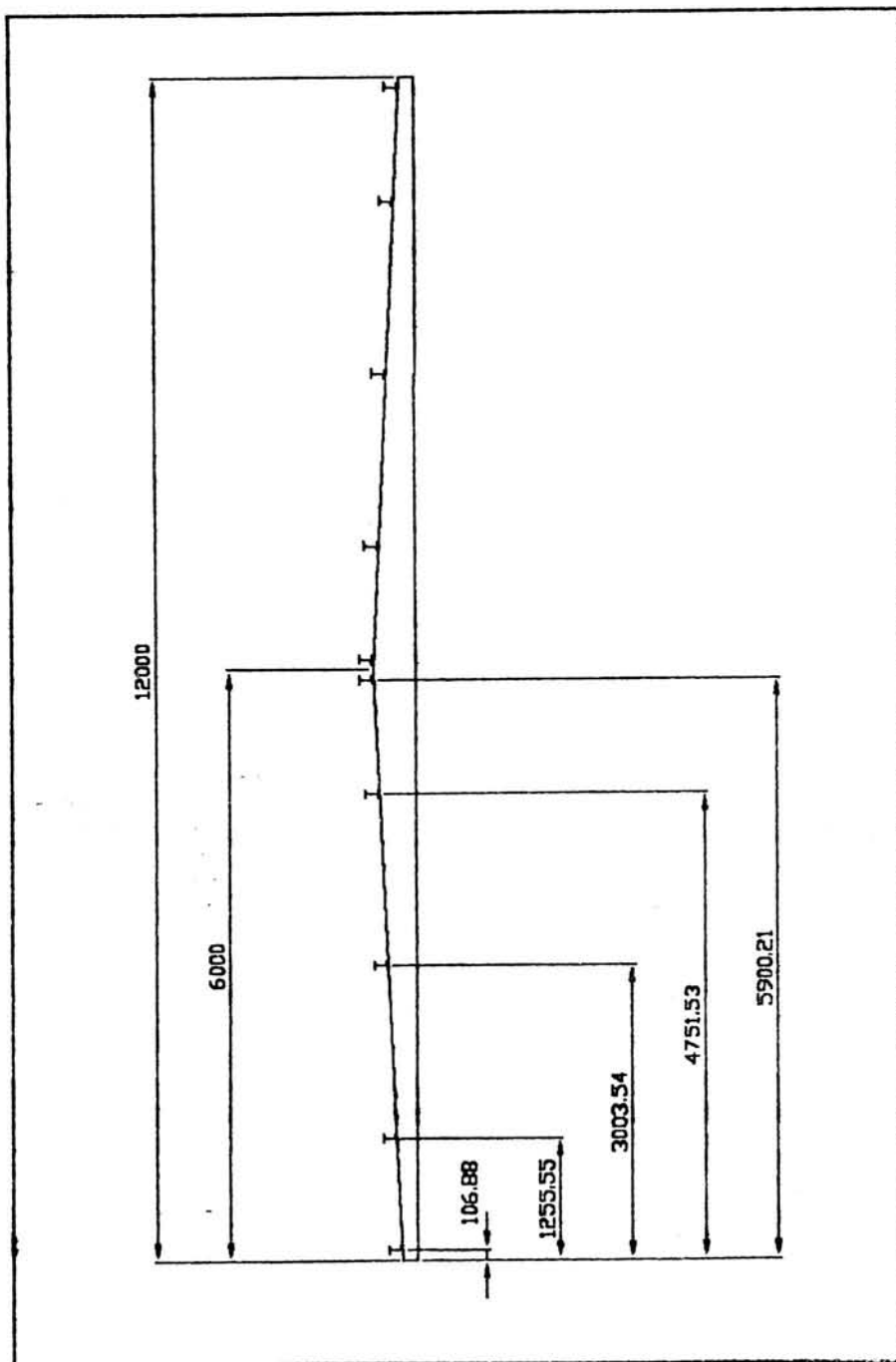


Fig. 7

Acção Permanente

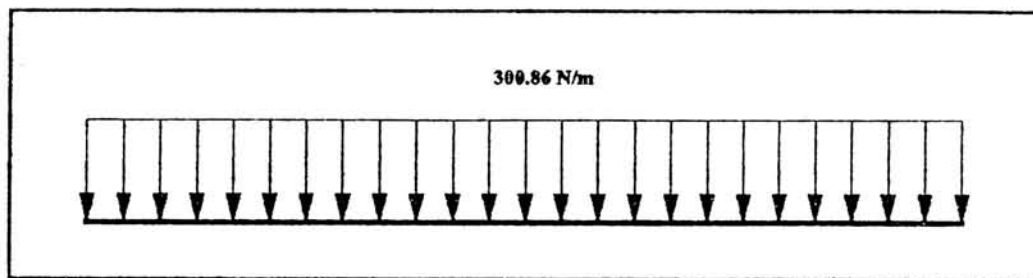


Fig. 8 - Peso próprio da asna

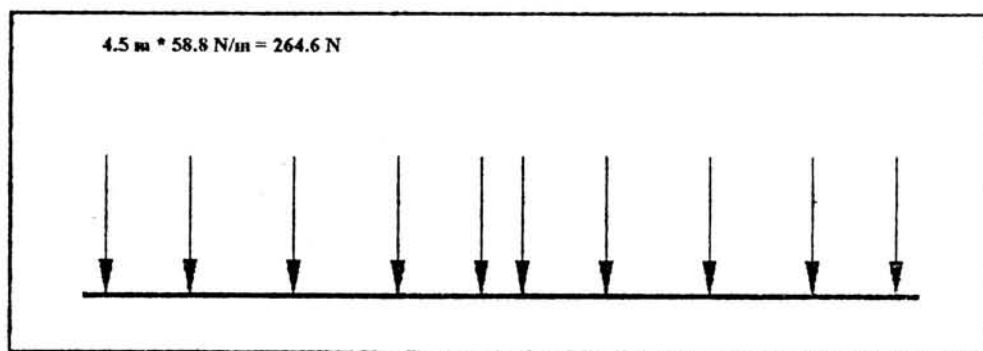


Fig. 9 - Madres

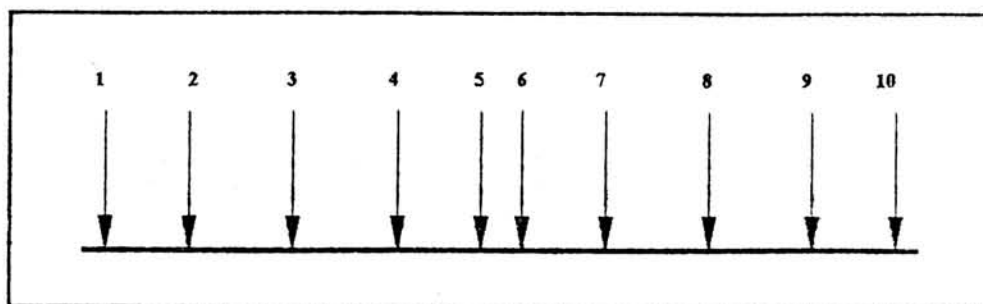


Fig. 10 - Cobertura

Peso Próprio da cobertura = 98 N/m^2

Madres	Forças
1,10:	$0.682*4.5*98 = 300.762 \text{ N}$
2,4,7,9:	$1.45*4.5*98 = 639.45 \text{ N}$
3,8:	$1.75*4.5*98 = 771.75 \text{ N}$
5,6:	$0.675*4.5*98 = 297.675 \text{ N}$

Tab. 1 - Forças transmitidas à asna devido ao peso próprio da cobertura

Acções Variáveis

i) base: sobrecarga

Para a sobrecarga na cobertura de 0.3 kN/m^2

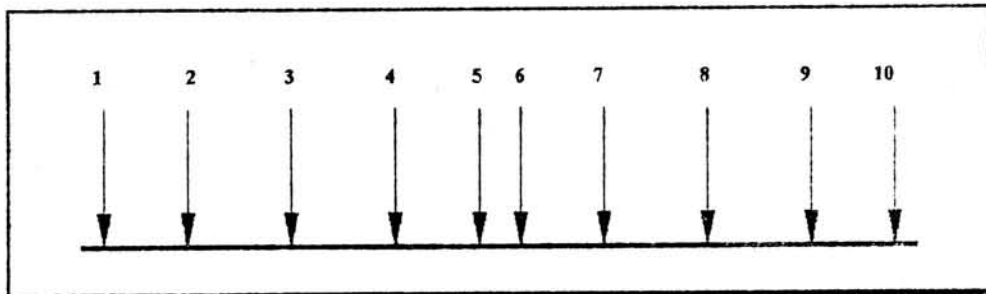


Fig. 11

Madres	Forças
1,10:	$0.682*4.5*300 = 920.7 \text{ N}$
2,4,7,9:	$1.45*4.5*300 = 1957.5 \text{ N}$
3,8:	$1.75*4.5*300 = 2362.5 \text{ N}$
5,6:	$0.675*4.5*300 = 911 \text{ N}$

Tab. 2 - Forças transmitidas à asna devido à sobrecarga na cobertura

Fazendo a combinação de acções:

$$S_d = 1.5 * q_g + 1.5 * q_s$$

obtem-se a seguinte situação:

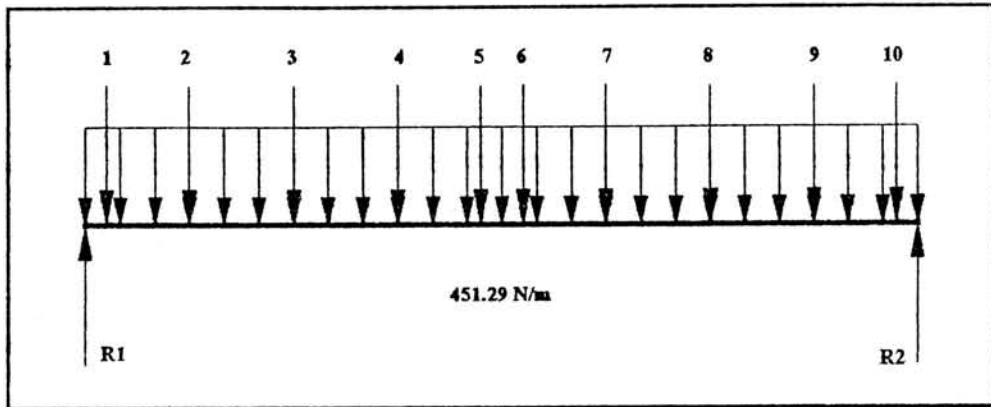


Fig. 11 - Acção de base sobrecarga

Para além da carga distribuída de 451.29 N/m há ainda as seguintes forças concentradas:

Madres	Forças
1,10:	2229.093 N
2,4,7,9:	4292.325 N
3,8:	5098.275 N
5,6:	2210.287 N

Tab. 3

As reacções R₁ e R₂ valem 20830.05 N.

Para o cálculo dos esforços na asna e devido à sua geometria variável, houve necessidade de a dividir em tramos de secção constante, conforme exemplificado na figura 13.

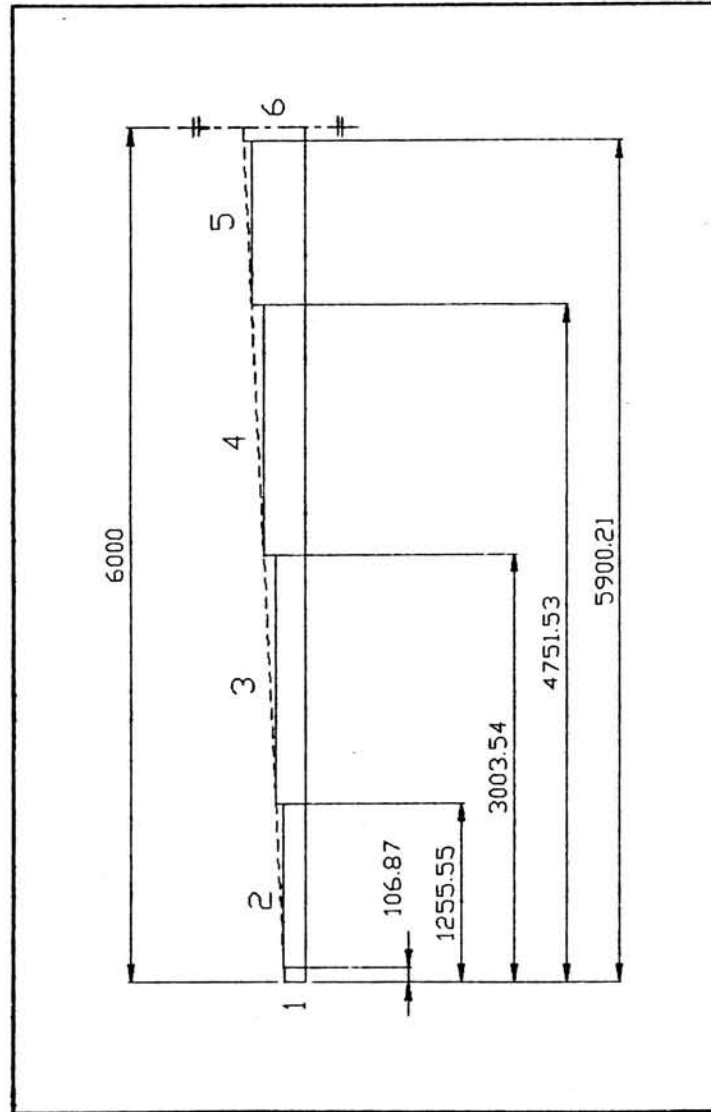


Fig. 13

Os momentos de inércia de cada tramo são determinados a partir da geometria do perfil utilizado e por aplicação do teorema de Steiner:

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = \frac{6.2 * [h(z) - 2 * 9.8^3]}{12} + 2 * \left[9411.92 + 120 * 9.8 * \left[\frac{h(z)}{2} - \frac{9.8}{2} \right]^2 \right] \\ h(z) = 96 + 0.048 * z \end{array} \right.$$

$$I_x^1 = 4.618E - 6 \text{ m}^4$$

$$I_x^4 = 36.767E - 6 \text{ m}^4$$

$$I_x^2 = 5.203E - 6 \text{ m}^4$$

$$I_x^5 = 72.677E - 6 \text{ m}^4$$

$$I_x^3 = 13.951E - 6 \text{ m}^4$$

$$I_x^6 = 104.286E - 6 \text{ m}^4$$

A determinação da tensão σ é feita:

$$\sigma = \frac{M h(z)/2}{I_x}$$

Os resultados são apresentados na tabela 4.

Tramo	Equação de Momentos	M ^{esq.} [Nm]	M ^{dir.} [Nm]	σ [MPa]
1	$20830.045x - 451.29x^2/2$	0	2223.68	21.61
2	$18552.72x - 451.29x^2/2 + 2223.68$	2223.68	23239.96	130.15
3	$13742.01x - 451.29x^2/2 + 23236.96$	23239.96	46568.43	152.09
4	$7854.88x - 451.29x^2/2 + 46568.43$	46568.43	59609.21	132.9
5	$2773.71x - 451.29x^2/2 + 59609.21$	59609.21	62497.58	113.62
6	$45.04x - 451.29x^2/2 + 62497.58$	62497.58	62499.82	105.72

Tab. 4

ii) base: vento

Uma vez que o vento actua perpendicularmente à asna, é necessário fazer a seguinte decomposição:

$$\begin{cases} S_d^x = -1.5 * q_v^x & * \\ S_d^y = 1.0 * q_q - 1.5 * q_v^y \end{cases}$$

* - Estes esforços normais apenas provocam tensões da ordem de décimos de MPa pelo que serão desprezados.

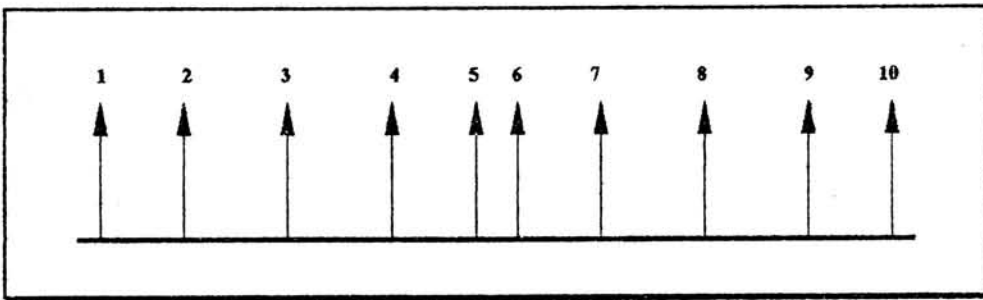


Fig. 14 - Vento (y)

Madres	Forças
1,10:	$736.56 * 4.5 * \cos\beta = 3310.7 \text{ N}$
2,9:	$1.341.2 * 4.5 * \cos\beta = 6028.46 \text{ N}$
3,8:	$996.85 * 4.5 * \cos\beta = 4480.66 \text{ N}$
4,7:	$876.47 * 4.5 * \cos\beta = 3939.58 \text{ N}$
5,6:	$425.25 * 4.5 * \cos\beta = 1911.42 \text{ N}$

Tab. 5 - Forças transmitidas à asna devido ao vento na cobertura

Fazendo a combinação de acções obtemos a situação ilustrada na figura 15.

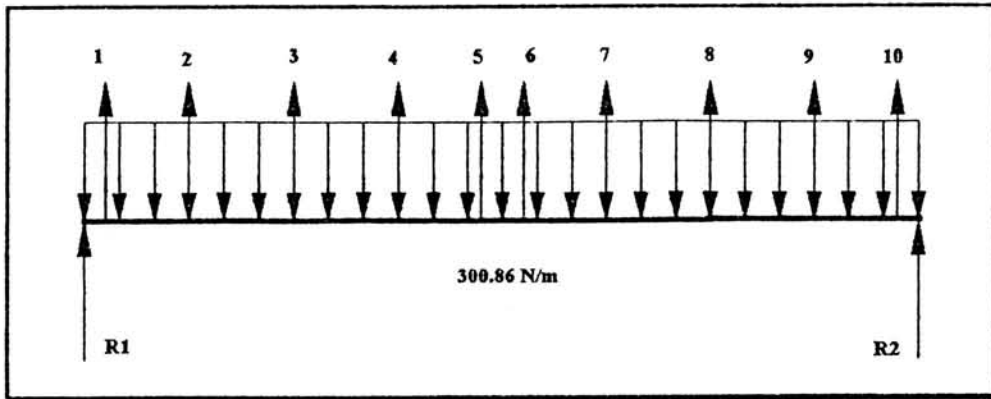


Fig. 15 - Acção de base vento

Recorrendo ao mesmo processo de divisão do perfil da asna em tramos de secção constante, os valores das tensões obtidas são apresentados na tabela 6.

Tramo	Equação de Momentos	M ^{esq.} [Nm]	M ^{dir.} [Nm]	σ [MPa]
1	$-23729x - 300.86x^2/2$	0	-2537.8	22.66
2	$-19360.46x - 300.86x^2/2 - 2536.8$	-2537.8	-24975.21	139.87
3	$-11567.41x - 300.86x^2/2 - 24975.21$	-24975.21	-45654.53	149.11
4	$-6408.66x - 300.86x^2/2 - 45654.53$	-45654.53	-57316.42	127.79
5	$-1929.24x - 300.86x^2/2 - 57316.42$	-57316.42	-59729.48	108.56
6	$-30.02x - 300.86x^2/2 - 59729.48$	-59729.48	-59730.98	101.04

Tab. 6

CALCULO DA FLECHA

Dada a complexidade de cálculo da flecha deste elemento de secção variável, recorri ao programa CADPORT para a sua determinação. Uma vez mais, dividi a asna em intervalos de secção constante, sendo agora essa divisão mais refinada (fig.16).

A aproximação à geometria real é, uma vez mais, realizada por defeito.

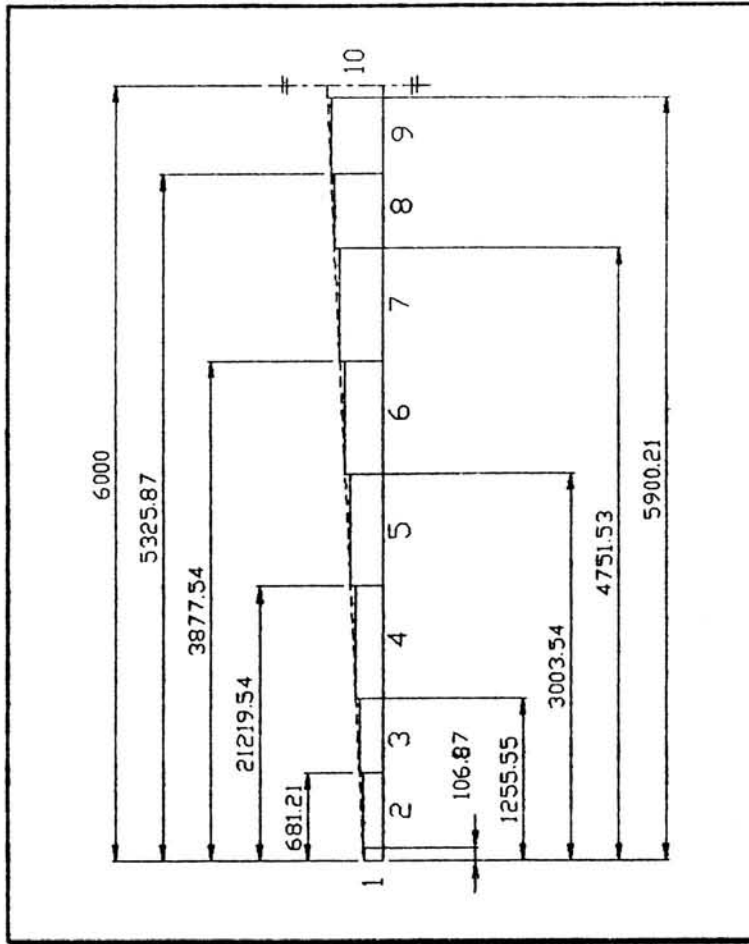


Fig. 16

$$\begin{array}{ll}
 I_x^1 = 4.618E-6 \text{ m}^4 & I_x^6 = 36.767E-6 \text{ m}^4 \\
 I_x^2 = 5.203E-6 \text{ m}^4 & I_x^7 = 52.972E-6 \text{ m}^4 \\
 I_x^3 = 9.002E-6 \text{ m}^4 & I_x^8 = 72.677E-6 \text{ m}^4 \\
 I_x^4 = 13.95E-6 \text{ m}^4 & I_x^9 = 87.644E-6 \text{ m}^4 \\
 I_x^5 = 23.83E-6 \text{ m}^4 & I_x^{10} = 104.28E-6 \text{ m}^4
 \end{array}$$

Os anexos 3 e 4 apresentam, respectivamente, os casos de acção de base sobrecarga e acção de base vento. As cargas não estão, obviamente, multiplicadas pelos factores das combinações das solicitações. A flecha máxima obtida foi:

$$\delta = 68.9 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad L / 68.9 = 174.16$$

2 - PROJECTO DO 2ºPISO

2.1 - VIGA DE SUSTENTACÃO

O pavimento do segundo andar será constituído por placas rectangulares de 4.5m*12m (figura 17) de LESACA S-3. As características desta placa encontra-se no anexo 5.

A placa assenta em vigas, ao longo dos lados AB e CD, que por sua vez estão apoiadas nas extremidades (coluna maior e muro) e ainda num pilar intermédio (figura 18).

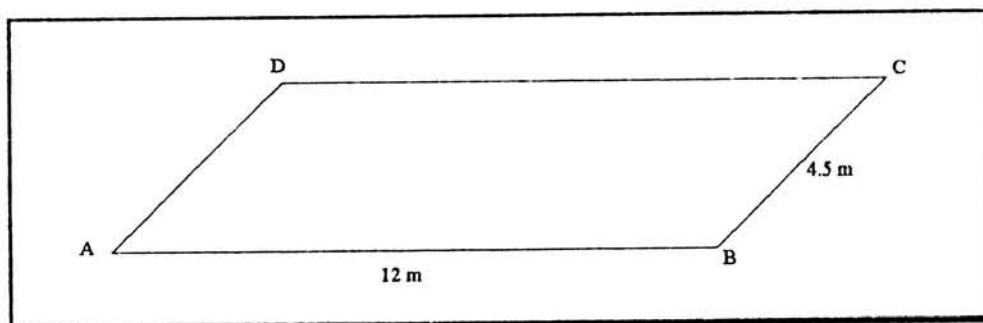


Fig. 17

O peso próprio do pavimento e a respectiva sobrecarga (RSA) são:

$$\text{Peso próprio} = 292 \text{ kg/m}^2 = 2861.6 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 3000 \text{ N/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Peso próprio} + \text{Sobrecarga} = 5861.6 \text{ N/m}^2$$

A carga sobre a viga será:

$$q = 4.5 * 5861.6 = 26377.2 \text{ N/m}$$

As reacções nos apoios são $0.375 q \cdot L$ para os dos extremos e $1.25 q \cdot L$ para o apoio central (figura 18). O momento máximo tem o valor de $-0.125 q \cdot L^2$ no apoio central.

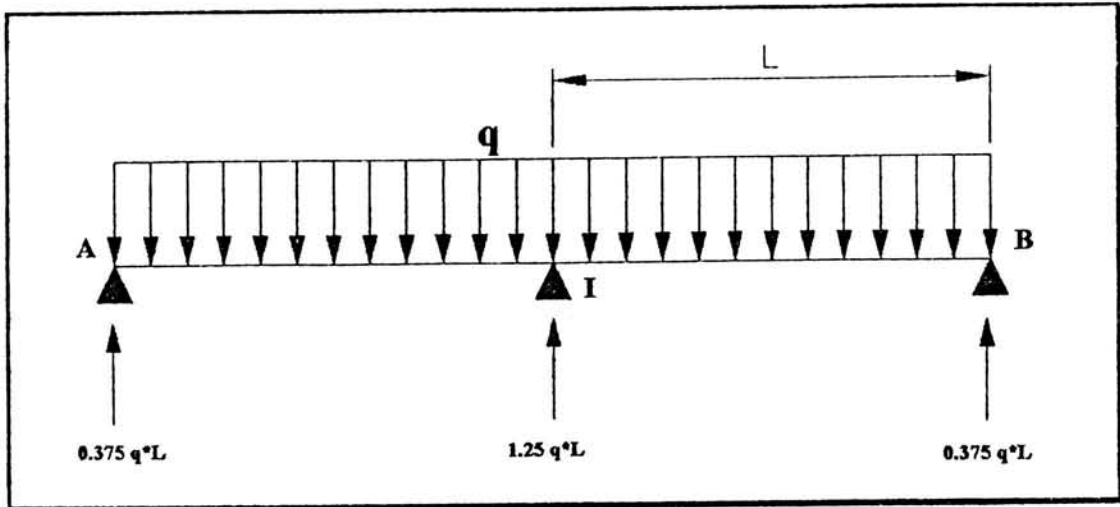


Fig. 18

O perfil usado para a viga de sustentação, é o IPE 360 cujas características são:

$$\text{Peso próprio} = 57.1 \text{ kg/m} = 559.58 \text{ N/m}$$

$$W_x = 904 \text{E-}6 \text{ m}^3$$

$$I_x = 162.7 \text{E-}6 \text{ m}^4$$

$$M_{\text{máx}} = 0.125 * (26377.2 + 559.58) * 6^2 = 121215.6 \text{ Nm}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{máx}}}{W} = \frac{121215.6}{904 \text{E-}6} = 1340.88 \text{ MPa} \left(\leq \frac{235}{1.5} = 156 \text{ MPa} \right)$$

A flecha máxima é:

$$\delta = \frac{5 q L^4}{384 EI} - \frac{M L^2}{9\sqrt{3} EI}$$

$$= \frac{5 * (26377.2 + 559.58) * 6^4}{384 * 2.06 \text{E}11 * 162.7 \text{E-}6} - \frac{121215.6 * 6^2}{9\sqrt{3} * 2.06 \text{E}11 * 162.7 \text{E-}6}$$

$$= 5.21 \text{E-}3 \text{ m}$$

As reacções nos apoios serão:

$$R_A = R_B = 0.375 * (26377.2 + 559.58) * 6 = 60607 \text{ N} \\ (*1.5 = 90911 \text{ N})$$

$$R_I = 1.25 * (26377.2 + 559.58) * 6 = 202025.85 \text{ N} \\ (*1.5 = 303038 \text{ N})$$

2.2 - COLUNA INTERMÉDIA

A coluna na qual a viga está apoiada no apoio I é um perfil HEA 140 de 3.5 m sujeito a compressão.

$$\text{HEA 140: } A = 3140\text{E-6 m}^2$$

$$r_y = 35.2\text{E-3 m}$$

$$\Rightarrow \lambda = 3.5/35.2\text{E-3} = 99.431$$

$$\Rightarrow \varphi = 0.4725$$

$$\sigma = \frac{303038}{0.4725 * 3140\text{E-6}} = 204.25 \text{ MPa } (\leq 235 \text{ MPa})$$

Nota:

Dada a necessidade de transmitir as forças do vento ao contraventamento, as colunas intermédias dos topos do edifício serão prolongados até à asna. O peso suplementar é pouco significativo, tanto mais que estas duas colunas estão a meia carga.

3 - PROJECTO DOS PILARES

O dimensionamento das colunas é feito tendo em conta os pesos próprios, sobrecargas na cobertura e no 2º andar e ainda a acção do vento na cobertura e nas fachadas.

3.1 - TRANSFERÊNCIA DA ACCÃO DO VENTO NA COBERTURA PARA A EXTREMIDADE DAS COLUNAS

O vento incidente na cobertura vai ser transmitido aos apoios da asna, que são os topos das colunas. Os coeficientes de pressão dinâmica do vento sobre o edifício (contabilizando já o coeficiente de pressão interior $\delta_{pi} = -0.3$) são os representados na figura 19.

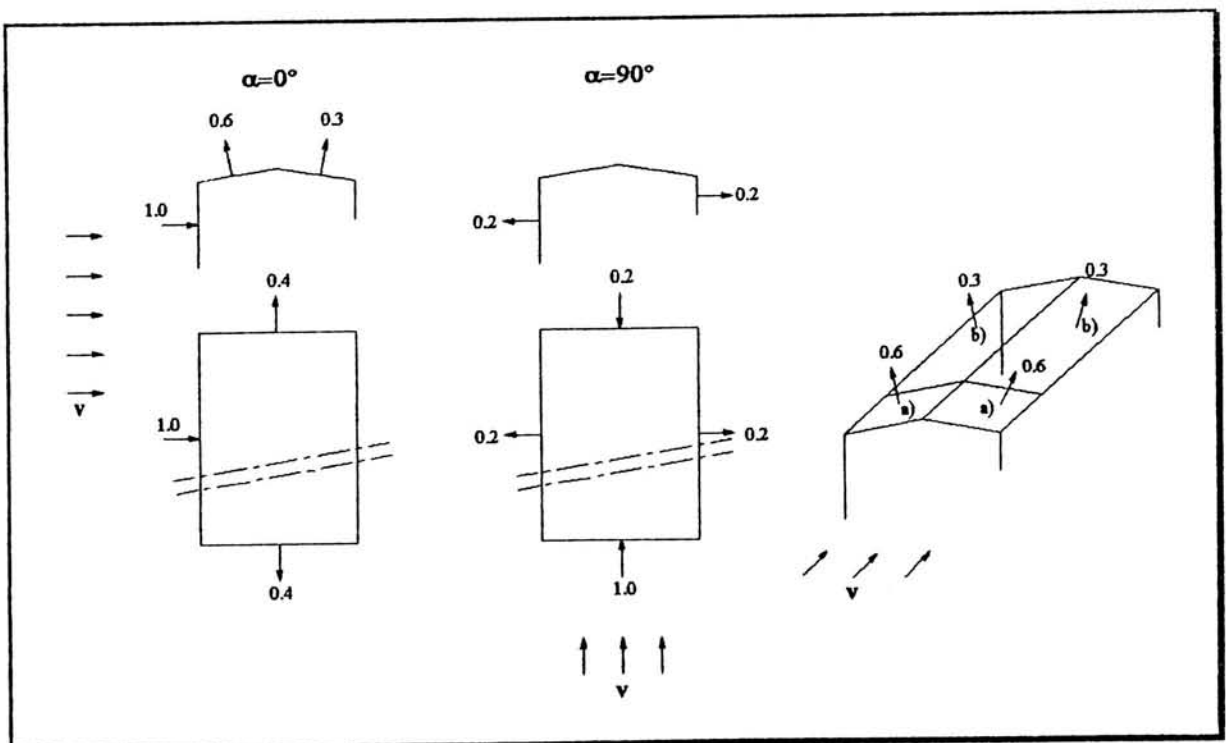


Fig. 19

$h = 7 \text{ m}$ $a/b = 3$ Zona A, tipo II: $W_k = 0.9 \text{ kN/m}^2$
 $b = 12 \text{ m}$ $h/b = 0.58$
 $a = 36 \text{ m}$

Multiplicando por W_k vem (figura 20):

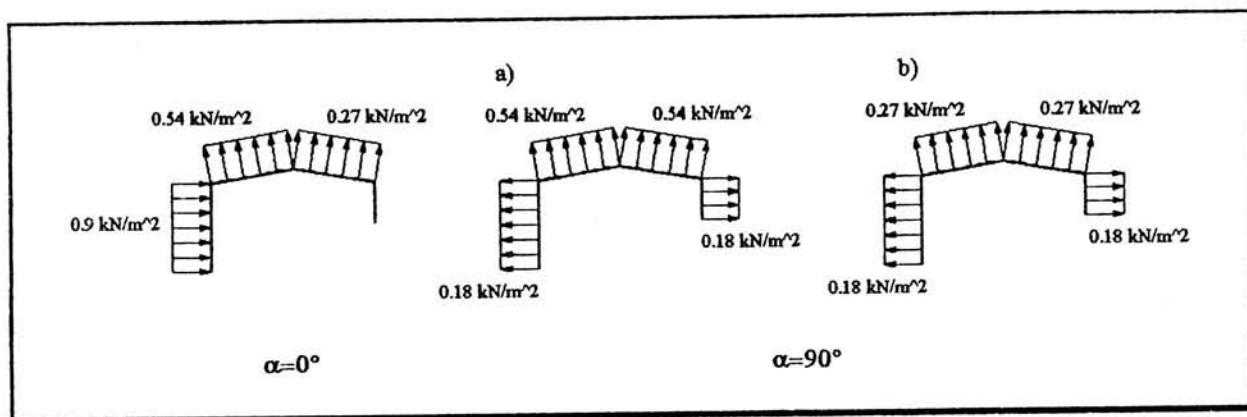


Fig. 20

Os casos mais significativos são para $\alpha = 0^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$ na zona a).
As resultantes da acção do vento na cobertura são as seguintes:

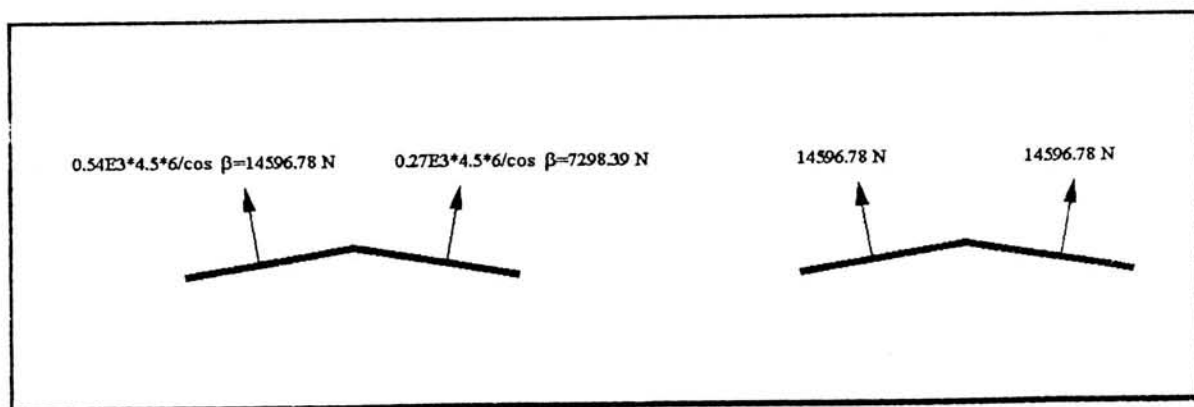


Fig. 21

A transferência de cada componente ($\alpha=0^\circ$) para as extremidades das colunas faz-se do seguinte modo (figs. 22, 23):

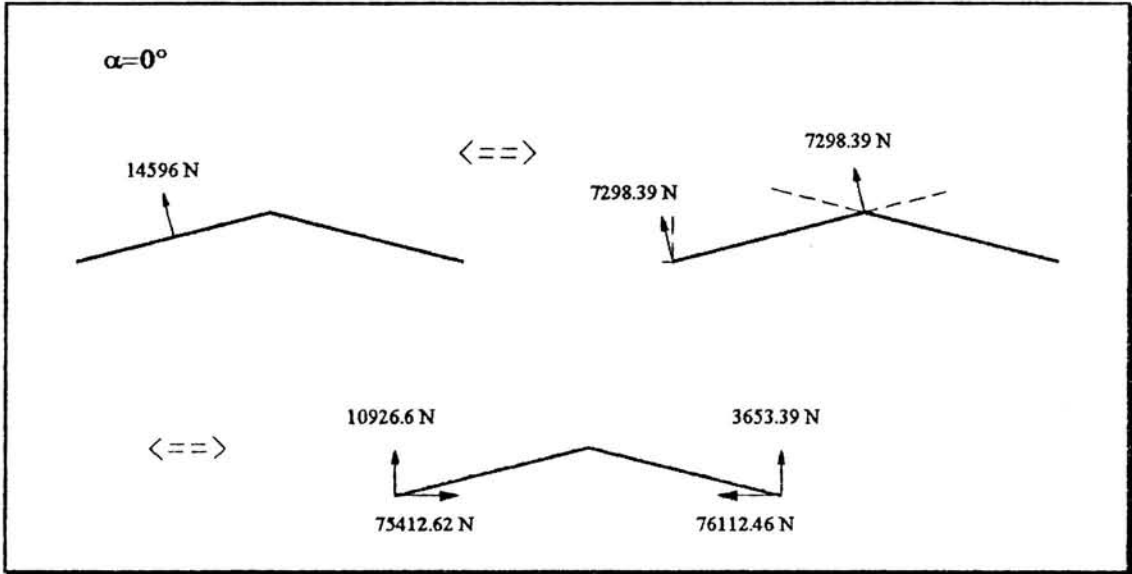


Fig. 22

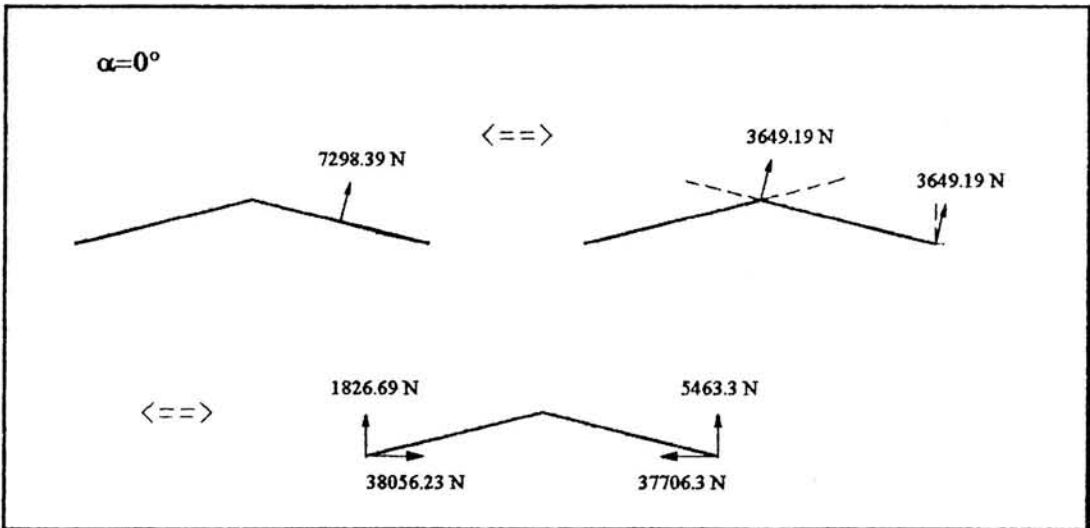


Fig. 23

O somatório das duas situações dá:

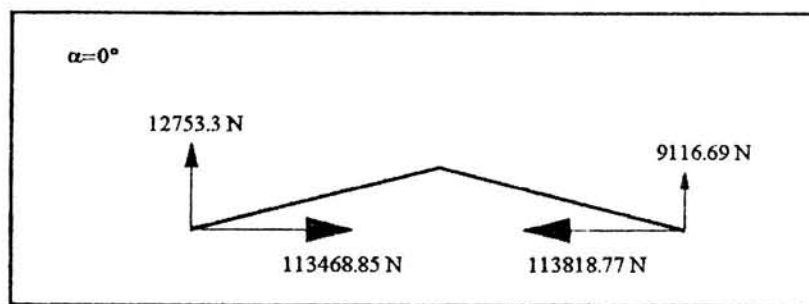


Fig. 24

Repetindo o processo para $\alpha=90^\circ$ a):

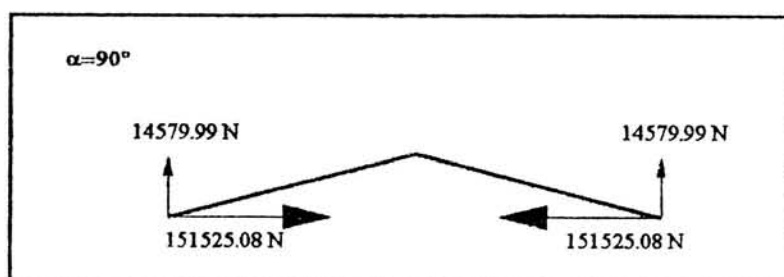


Fig. 25

A passagem destas forças para as colunas é feita levando em conta a acção do vento sobre as fachadas. O caso mais significativo é para $\alpha=0^\circ/180^\circ$. Para $\alpha=90^\circ$ as forças são pouco significativas devido à existência de pequena sucção nas paredes laterais.

3.2 - ACCÃO DO VENTO SOBRE AS PAREDES

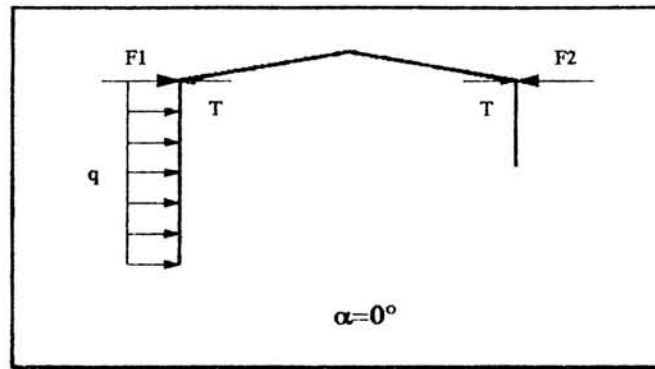


Fig. 26

A determinação de T é feita a partir da igualdade de deslocamentos nos topos das colunas:

$$\delta_{A1} + \delta_{A2} = \delta_B$$

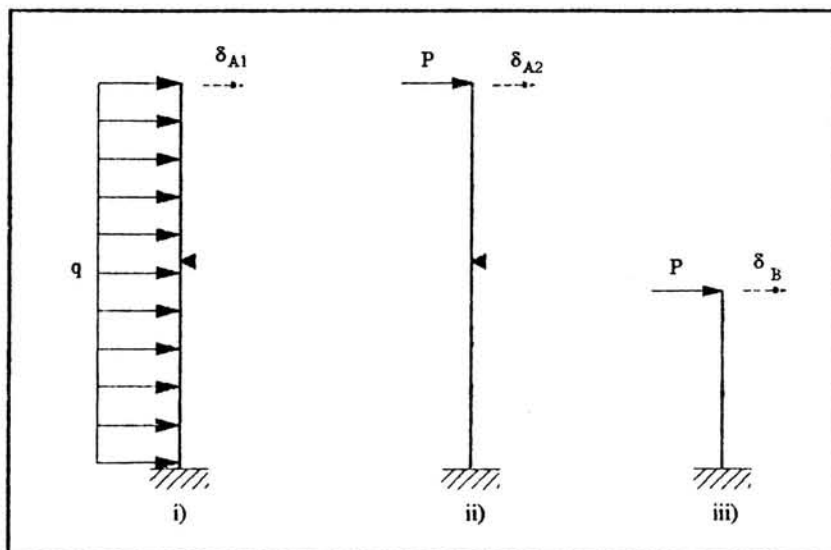


Fig. 27

Recorrendo a formulário apropriado (anexo 6), para a geometria indicada:

$$\delta_{A1} = \frac{q}{EI} * 19.2578$$

$$\delta_{A2} = \frac{P}{EI} * 16.875$$

$$\delta_B = \frac{P}{EI} * 9$$

Assumindo que as duas colunas são do mesmo material e perfil:

$$19.2578 * 4050 + 16.875 * (113468 - T) = (T - 113818) * 9$$

$$\Leftrightarrow T = 116604 \text{ N}$$

Assim, a representação das forças actuantes sobre a coluna 1 e para $\alpha=0^\circ$ é a representada na figura 28.

Para a coluna 2 será a exposta na figura 29.

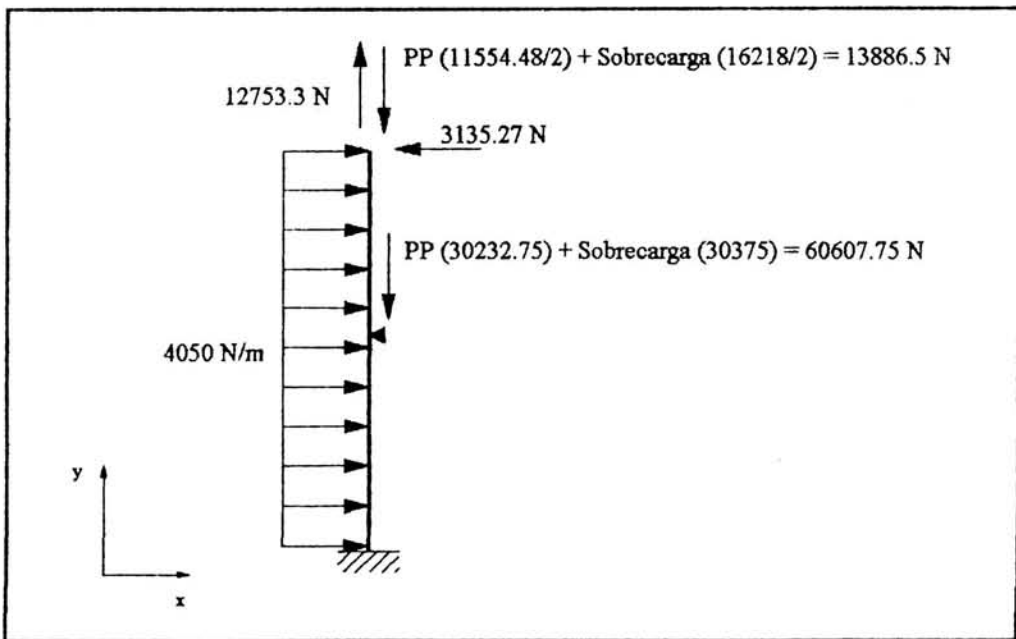


Fig. 28

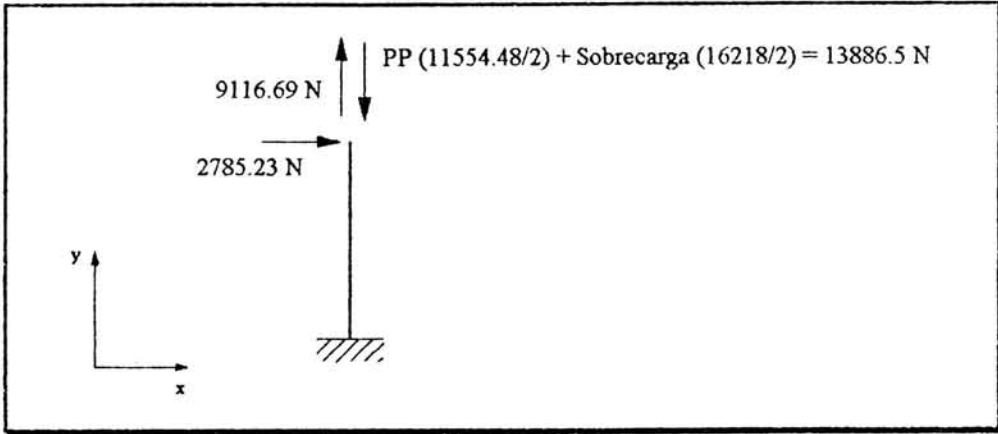


Fig. 29

Fazendo a respectiva combinação das acções, virá, para a acção de base sobrecarga:

$$\begin{cases} S_d^x = 1.5 * 0.6 S_w^x = 0.9 S_w^x \\ S_d^y = 1.5 * [S_G + S_Q] - 0.9 S_w^y \end{cases}$$

As resultantes para as colunas 1 e 2 são as mostradas nas figuras 30 e 31 respectivamente.

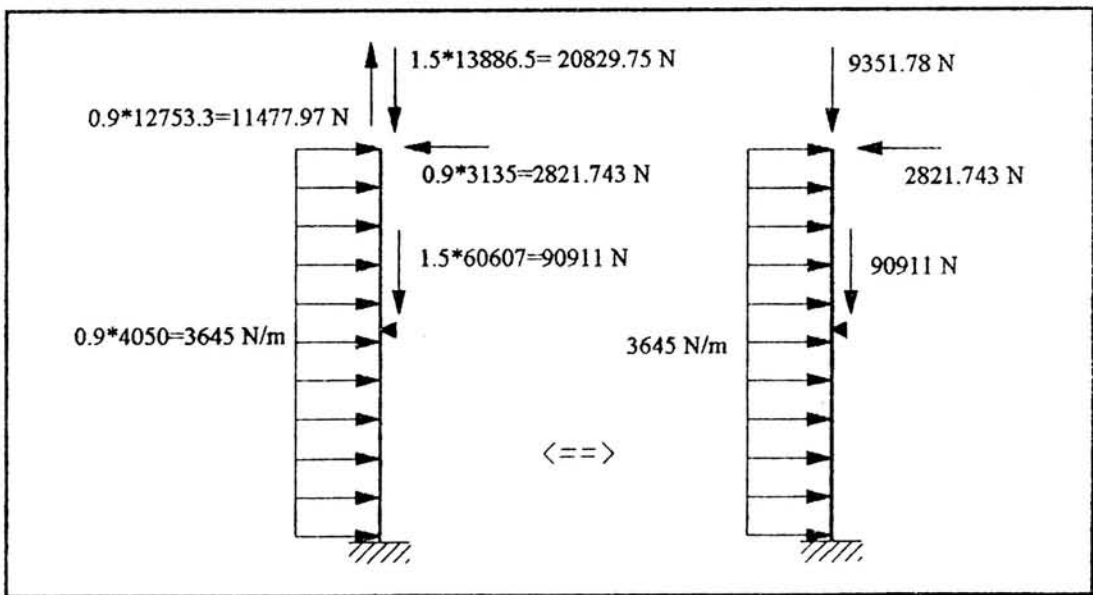


Fig. 30

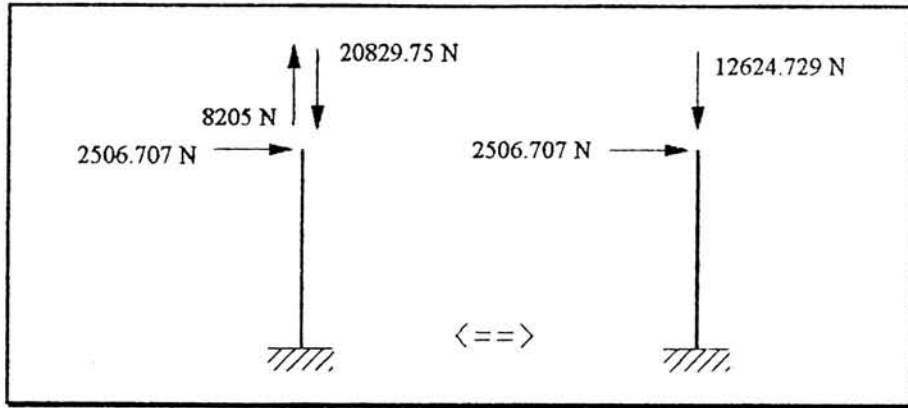


Fig. 31

A combinação de acções da coluna 1 para a acção de base vento ($\alpha=0^\circ$) será:

$$\begin{cases} S_d^x = 1.5 S_w^x \\ S_d^y = 1.5 S_G + (1.5 * 0.7 S_Q)^{2^\circ \text{ andar}} - 1.5 S_w^y = 1.5 S_G + (1.05 S_Q)^{2^\circ \text{ andar}} - 1.5 S_w^y \end{cases}$$

O que conduz à situação ilustrada na figura 32.

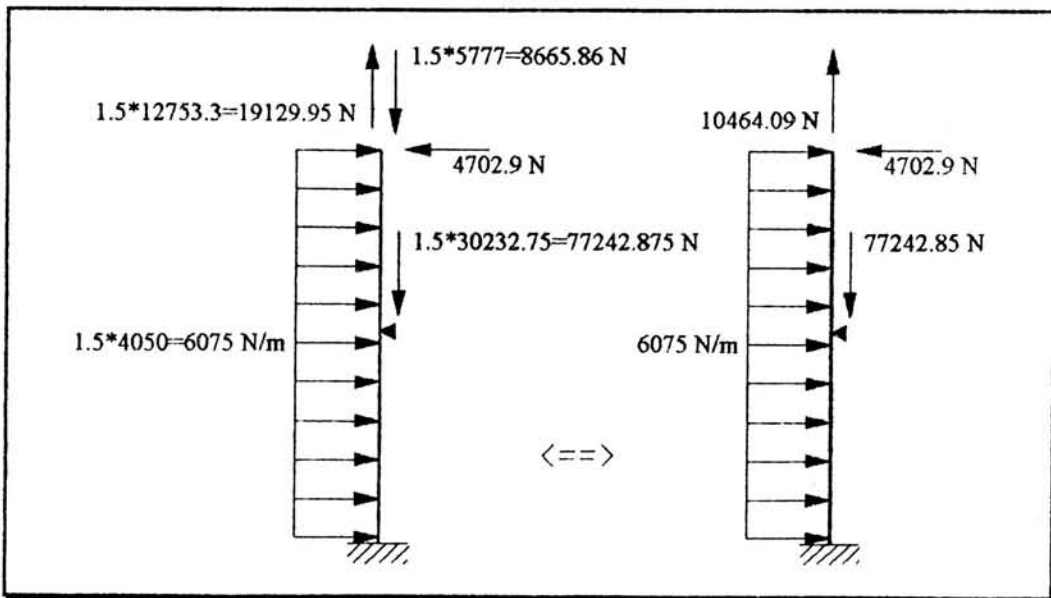


Fig. 32

A combinação de acções da coluna 2 e para a mesma situação é:

$$\begin{cases} S_d^x = 1.5 S_w^x \\ S_d^y = 1.5 S_G - 1.5 S_w^y \end{cases}$$

O que dá o carregamento mostrado na figura 33.

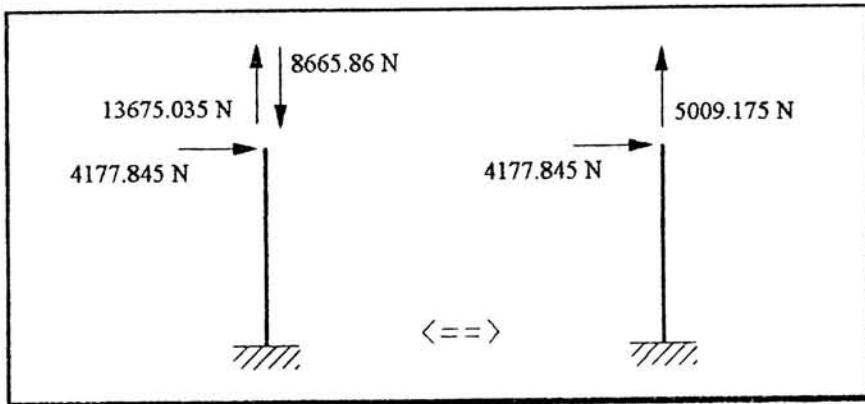


Fig. 33

Quando a direcção do vento é $\alpha=180^\circ$ (fig. 34) o cálculo é análogo à situação de $\alpha=0^\circ$.

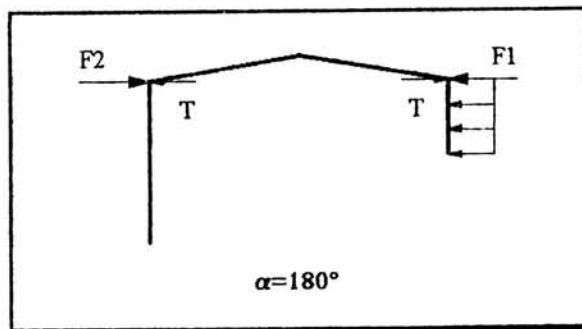


Fig. 34

O valor de T, para esta situação é de 115281.8 N. Os carregamentos sobre as colunas 1 e 2 para as situações de acção de

base sobrecarga e acção de base vento são representadas nas figuras seguintes:

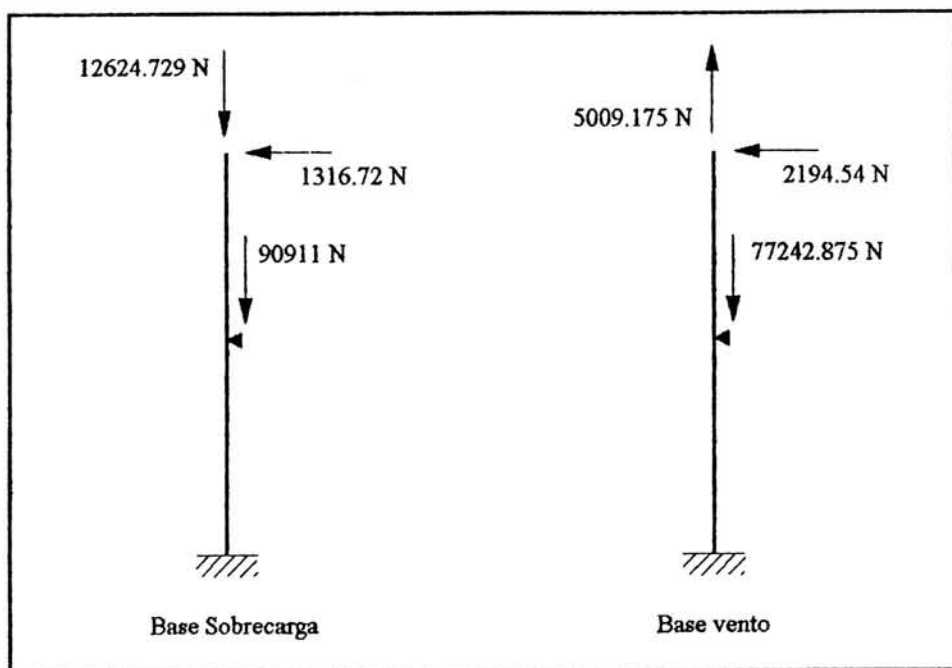


Fig. 35 - Coluna 1

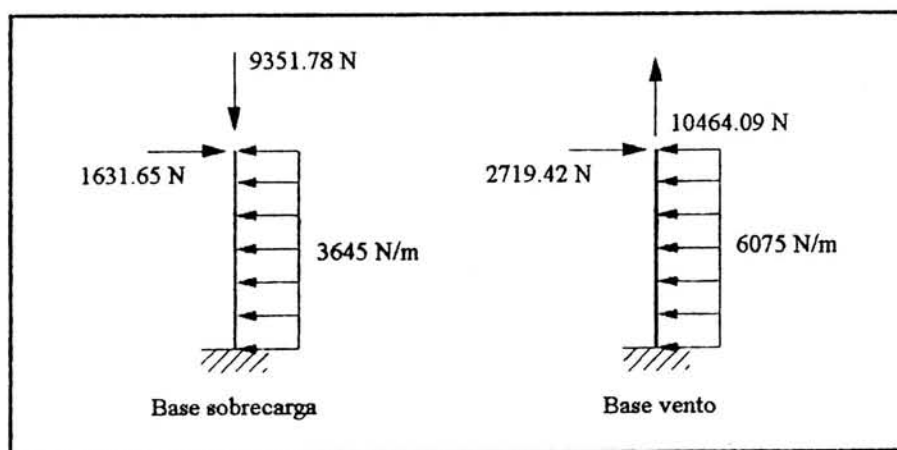
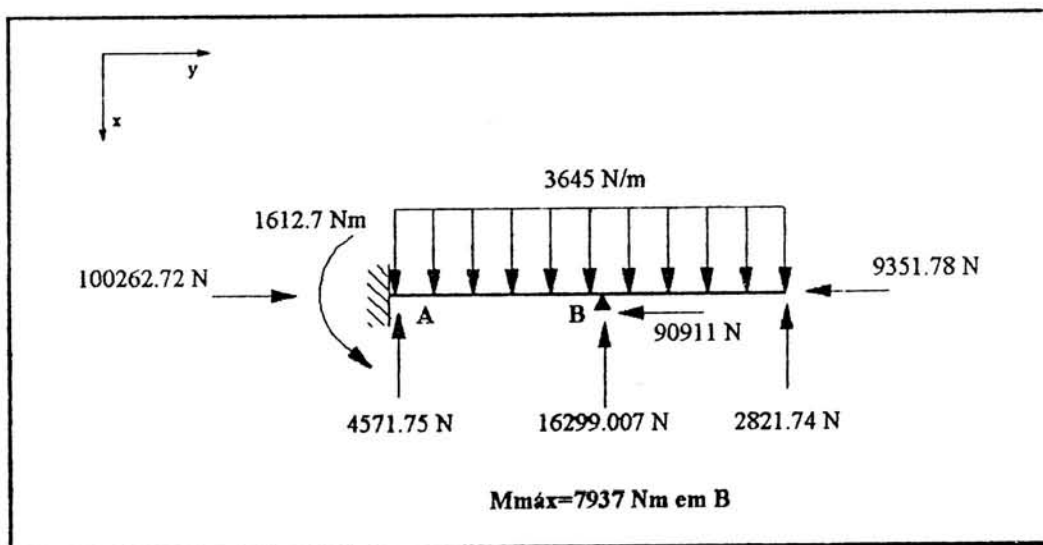
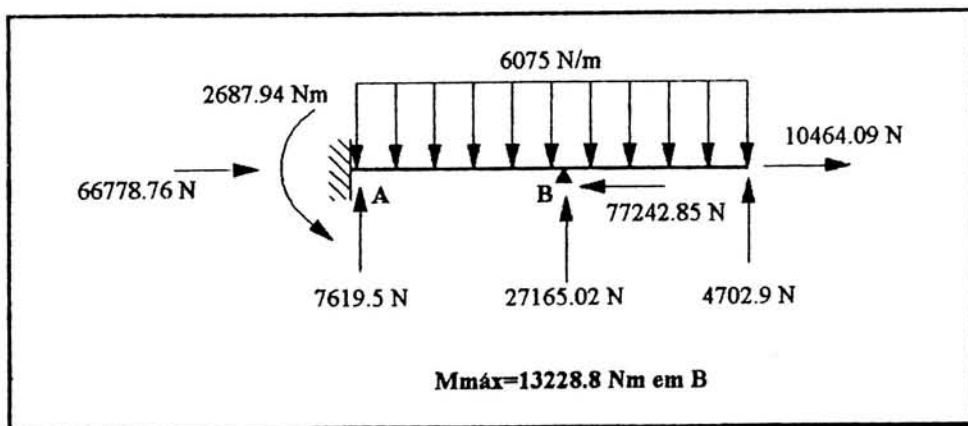
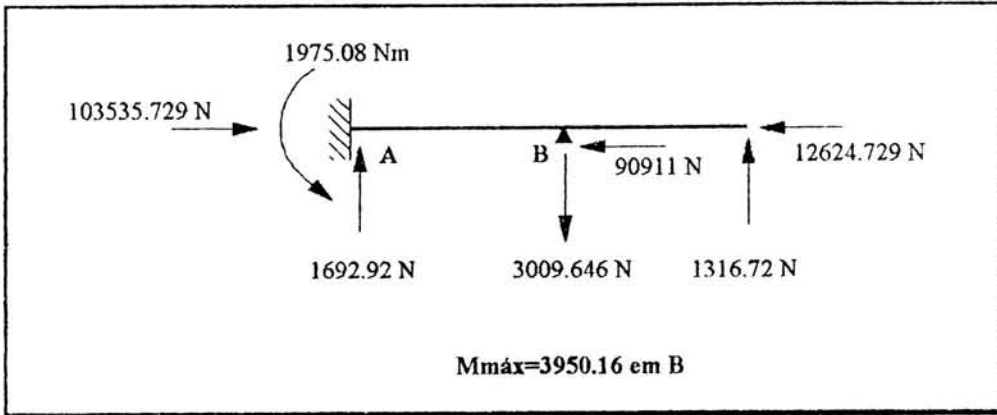
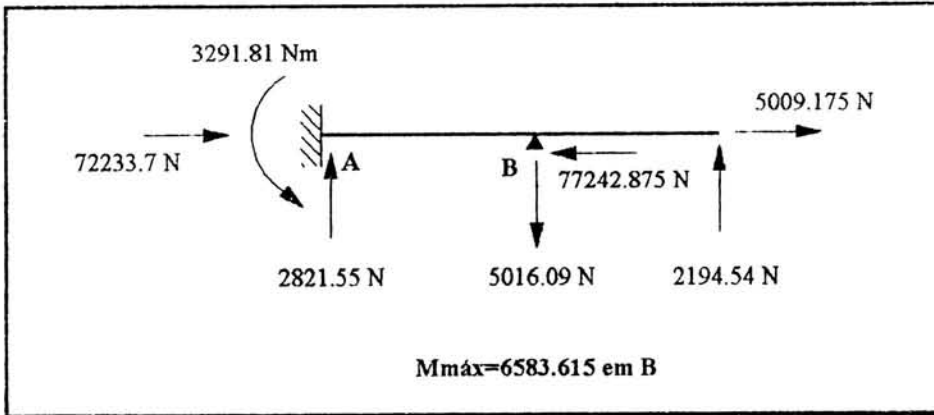


Fig. 36 - Coluna 2

3.3 - REACÇÕES NAS COLUNAS

As figuras seguintes mostram as forças actuantes sobre a coluna 1 para cada situação de carga, bem como as respectivas reacções dos apoios. É também indicado o momento flector máximo e respectiva localização.

Fig. 37 - $\alpha = 0^\circ$; base sobrecargaFig. 38 - $\alpha = 0^\circ$; base vento

Fig. 39 - $\alpha=180^\circ$; base sobrecargaFig. 40 - $\alpha=180^\circ$; base vento

Para a coluna 2, os carregamentos e as reacções para as várias situações, são os ilustrados nas figuras 41 a 44.

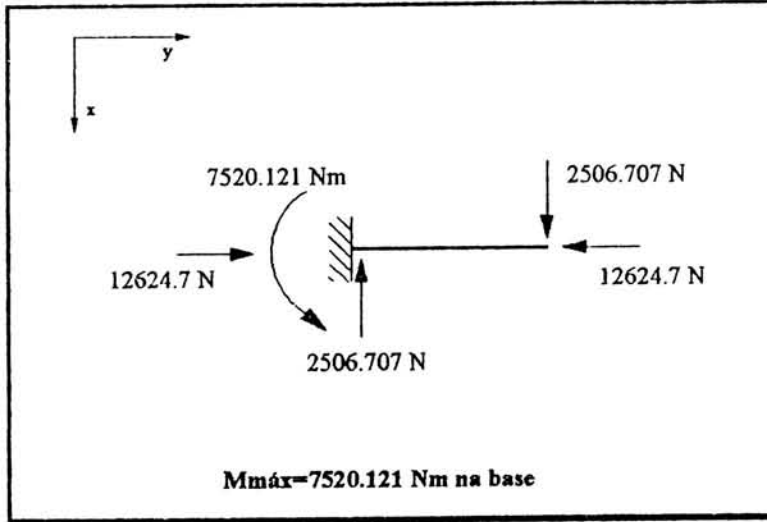


Fig. 41 - $\alpha=0^\circ$; base sobrecarga

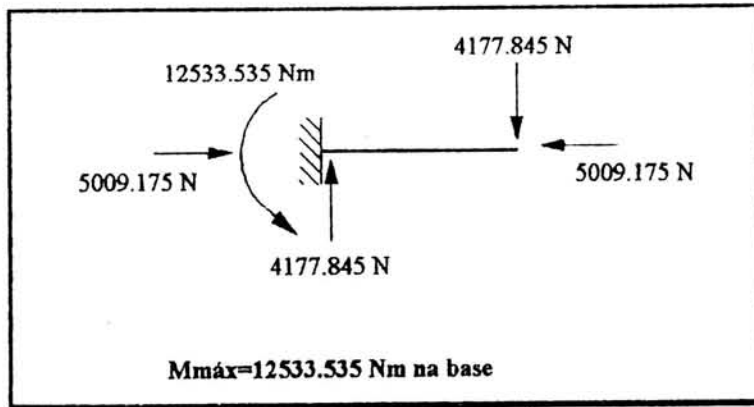


Fig. 42 - $\alpha=0^\circ$; base vento

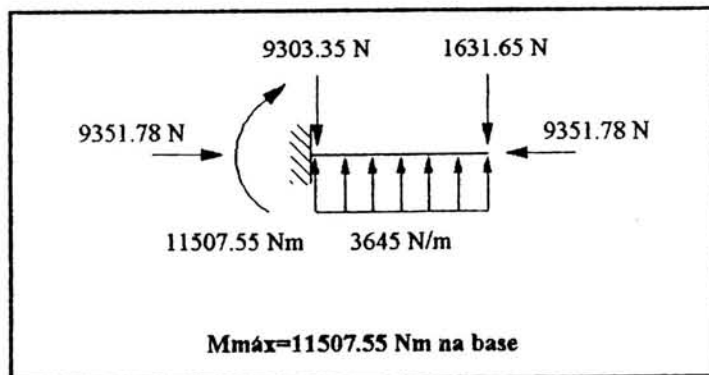
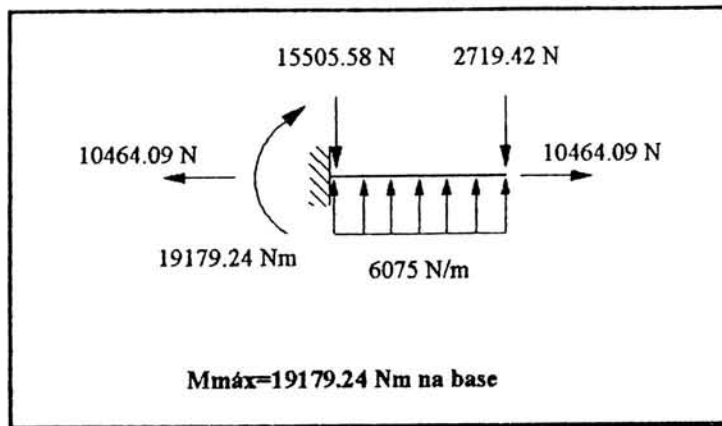


Fig. 43 - $\alpha=180^\circ$; base sobrecarga

Fig. 44 - $\alpha = 180^\circ$; base vento

O perfil escolhido para as colunas é o HEA 120 com as seguintes características:

$$A = 2530 \text{E-}6 \text{ m}^2$$

$$I_x = 6.06 \text{E-}6 \text{ m}^4$$

$$W_x = 106 \text{E-}6 \text{ m}^3$$

$$r_y = 30.2 \text{E-}3 \text{ m}$$

O cálculo das tensões de encurvadura foi realizado de acordo com o REAPE, ou seja:

$$\sigma = \frac{N}{A \varphi} + \frac{c M_x^{\text{máx}}}{k W_x \left[1 - \frac{N}{P_x^{\text{crit}} / 1.8} \right]}$$

O comprimento de encurvadura utilizado para a coluna 1 foi de 3.5 m; para a coluna 2 foi de 6 m. Os valores das tensões obtidos encontram-se na tabela 7.

Coluna	α	Base	$\sigma_{\text{máx}}$ [Pa]	σ_{enc} [Pa]
1	0°	Sobrecarga	115E6	201.72E6
1	0°	Vento	151.2E6	215.2E6
1	180°	Sobrecarga	78.18E6	160E6
1	180°	Vento	90.66E6	150.98E6
2	0°	Sobrecarga	75.93E6	116.85E6
2	0°	Vento	120.22E6	-
2	180°	Sobrecarga	112.2E6	114.4E6
2	180°	Vento	185E6	-

Tab. 7

4 - DIMENSIONAMENTO DOS CONTRAVENTAMENTOS

Devido à acção do vento sobre a(s) fachada(s) de topo, torna-se necessário o prolongamento da coluna intermédia até à asna (apenas nos topos do edifício).

O contraventamento horizontal, existente entre a primeira e a segunda asna, vai transferir a acção do vento sobre a coluna intermédia para a estrutura do edifício, que por sua vez irá passar esses esforços para os apoios, devido a existência do contraventamento vertical situado entre o primeiro e o segundo pórticos.

A acção do vento sobre a parede de topo (segundo o RSA), contabilizando já o coeficiente de pressão interior, foi já representado na figura 19. Os carregamentos mais significativos sobre a parede de topo são ilustrados na figura 45.

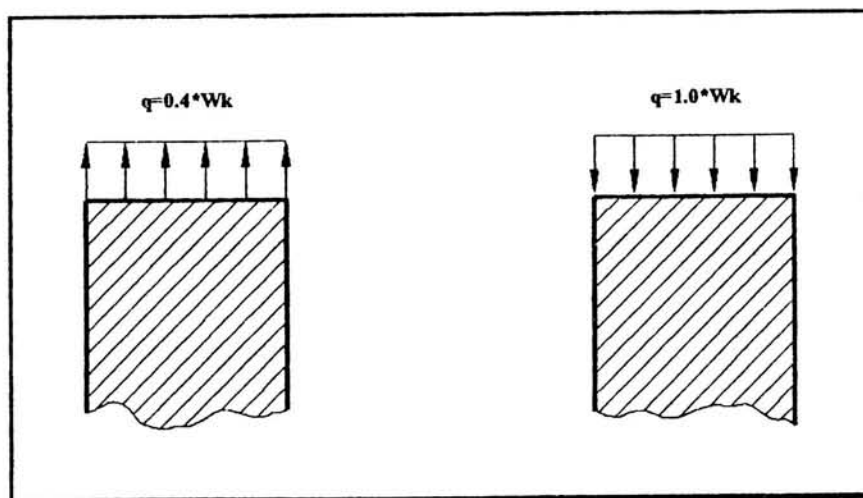


Fig. 45

4.1 - CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL

Quer as colunas 1 e 2 quer a coluna intermédia vão ser carregadas em função da pressão dinâmica do vento e das respectivas áreas de influência. A distribuição das referidas áreas pelas colunas é exemplificada na figura 46.

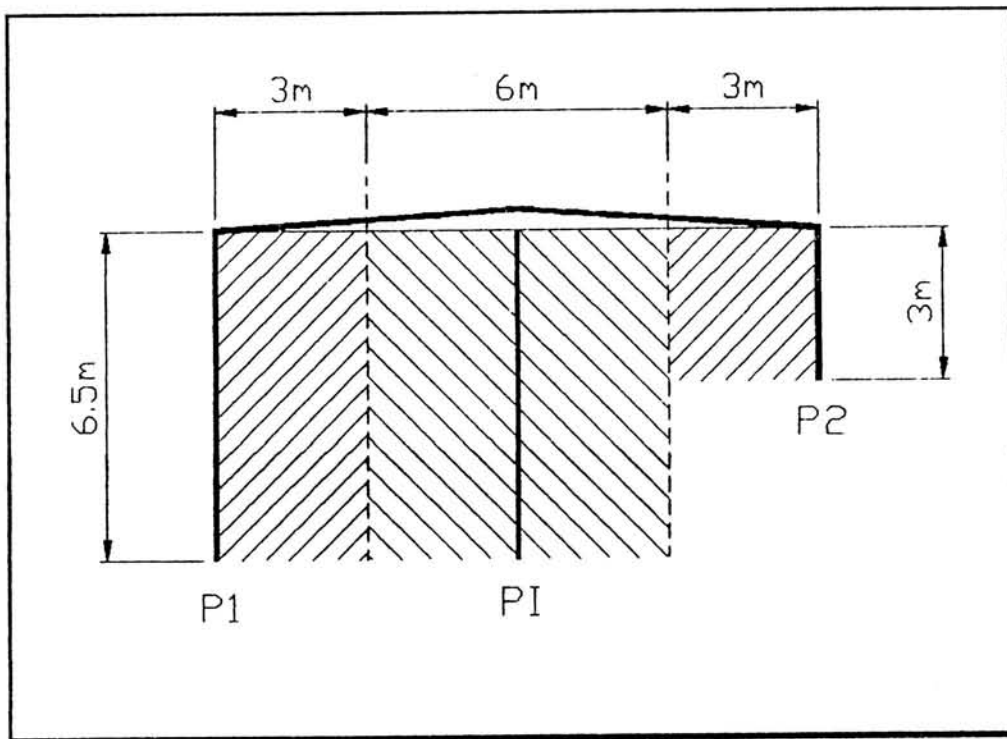


Fig. 46

Os carregamentos das colunas são mostrados nas figuras 47 a 49.

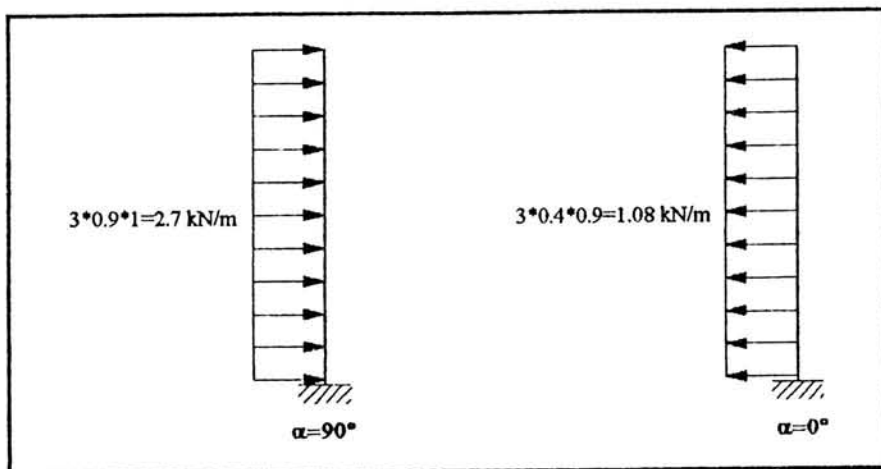


Fig. 47 - Coluna 1

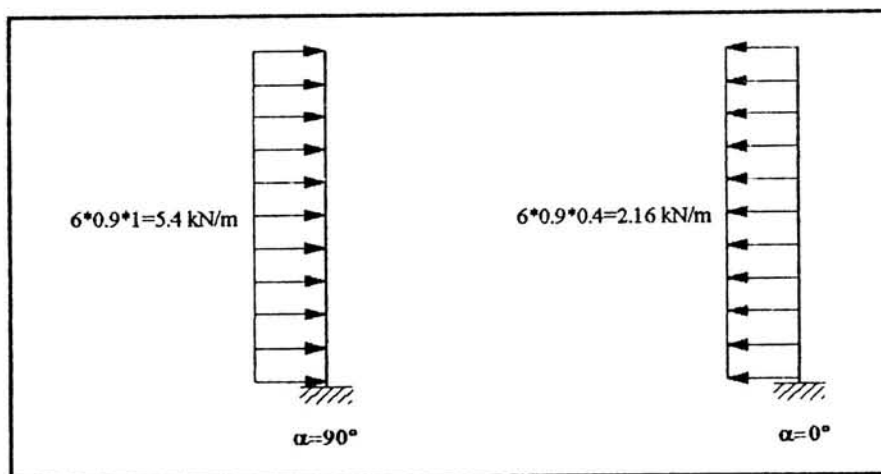


Fig. 48 - Coluna intermédia

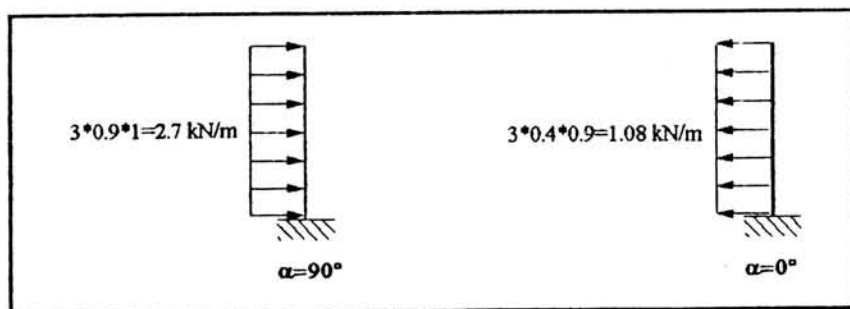


Fig. 49 - Coluna 2

Estes carregamentos vão ser transmitidos igualmente quer ao apoio inferior, quer ao contraventamento horizontal. Assim sendo, nas ligações superiores das colunas, as forças sobre o contraventamento serão:

$$P_i = \frac{1}{2} [\delta * W_k * \text{Área de influência}]$$

$$P_1 = 0.5 [-0.4 * 0.9 * 3 * 6.5] = -3.51 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0.5 [-0.4 * 0.9 * 6 * 6.5] = -7.02 \text{ kN}$$

$\alpha = 0^\circ$:

$$P_2 = 0.5 [-0.4 * 0.9 * 3 * 3] = -1.62 \text{ kN}$$

$$R_a = R_b = -10.14 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0.5 [1 * 0.9 * 3 * 6.5] = 8.775 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0.5 [1 * 0.9 * 6 * 6.5] = 17.55 \text{ kN}$$

$\alpha = 90^\circ$:

$$P_2 = 0.5 [1 * 0.9 * 3 * 3] = 4.05 \text{ kN}$$

$$R_a = R_b = 25.35 \text{ kN}$$

Estas forças são directamente aplicadas no contraventamento que tem a configuração mostrada na figura 50.

$$A = 2290E-6 \text{ m}^2$$

$$r_y = 46.9E-3 \text{ m}$$

Com este raio de giração e para um comprimento de 7.5 m

$$\Rightarrow \lambda = 159.91$$

$$\Rightarrow \varphi = 0.1877$$

A barra 3 será constituída por perfil RHS 70-70-3.6 cujas características mais significativas são:

$$A = 950E-6 \text{ m}^2$$

$$r_y = 27E-3 \text{ m}$$

Do mesmo modo, para este valor de r_y e para um comprimento de 4.5 m:

$$\Rightarrow \lambda = 166.67$$

$$\Rightarrow \varphi = 0.172$$

Os valores das tensões encontradas, são expostas na tabela 9.

Barra	Perfil	$\sigma_{\text{encurvadura}}$ [Pa]	$\sigma_{\text{tracção}}$ [Pa]
h_1	RHS 120-120-5.0	10.88E6	5.11E6
h_3	RHS 70-70-3.6	106.86E6	7.39E6
h_4	RHS 120-120-5.0	10.88E6	5.11E6

Tab. 9

As tensões que se verificam na asna quando h_2 e h_5 são traccionadas, são mínimas (ordem de grandeza de unidades do MPa) enquanto que quando são comprimidas, os valores obtidos são ligeiramente superiores (cerca de 20 MPa). De notar que nesta situação, ainda se deveriam subtrair as tensões instaladas na asna devido à acção do vento sobre a mesma (como se pode ver anteriormente, figura 19, a actuação do vento na cobertura impõe na asna pequenas tensões de tracção).

Todos estes valores (e os da tabela 9) encontram-se muito longe do limite ($235/1.5 = 166 \text{ MPa}$).

4.2 - CONTRAVENTAMENTO VERTICAL

a) Na coluna 1

O contraventamento vertical, que vai transmitir à base dos pilares as forças vindas do contraventamento horizontal, tem a configuração representada na figura 51. As colunas são do 1º e 2º pórticos (HEA 120).

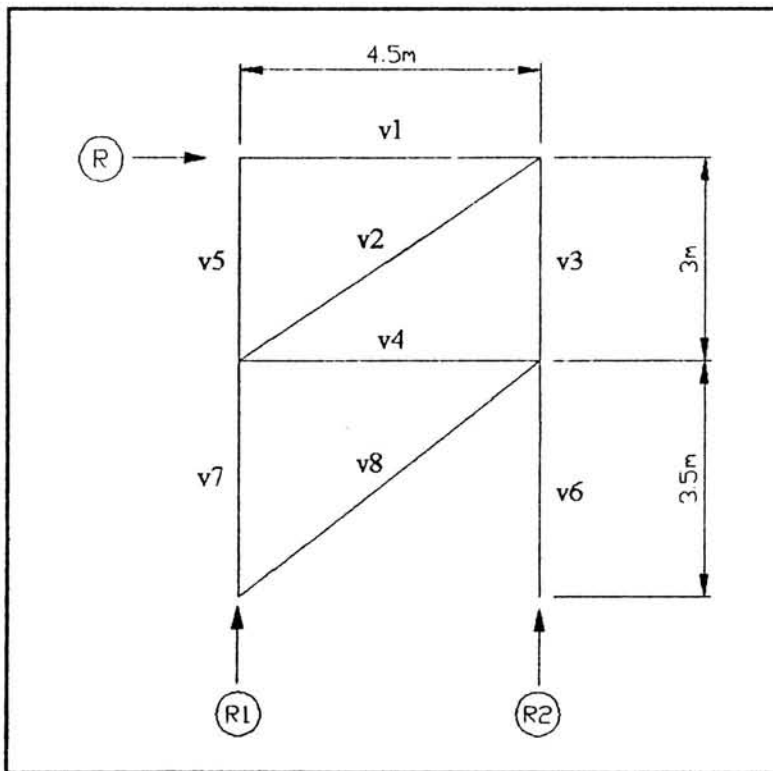


Fig. 51

As forças obtidas sobre cada componente do contraventamento são expostas na tabela 10.

Barra	Forças [kN]	
	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=90^\circ$
v ₁	7.02 (tracção)	17.55 (compressão)
v ₂	8.437 (compressão)	21.092 (tracção)
v ₃	4.68 (tracção)	11.7 (compressão)
v ₄	7.02 (tracção)	17.55 (compressão)
v ₅	8.893 (compressão)	22.333 (tracção)
v ₆	10.14 (tracção)	25.45 (compressão)
v ₇	4.68 (compressão)	11.7 (tracção)

Tab. 10

Uma vez mais, a escolha do tipo de perfil a usar é condicionada pelo raio de giração mínimo. Para as barras v₁ e v₄ proponho o RHS 70-70-3.6 com as características seguintes:

$$A = 950E-6 \text{ m}^2$$

$$r_y = 27E-3 \text{ m}$$

Como estes componentes estruturais têm comprimento de 4.5 m:

$$\Rightarrow \lambda = 166.67$$

$$\Rightarrow \varphi = 0.172$$

A barra v₂ de 5.4 m de comprimento será constituída por um perfil RHS 80-80-3.6 em que:

$$A = 1090E-6 \text{ m}^2$$

$$r_y = 31.3E-3 \text{ m}$$

Deste modo:

$$\Rightarrow \lambda = 173.63$$

$$\Rightarrow \varphi = 0.1592$$

Finalmente, a barra v₅, que tem 5.7 m de comprimento, será de RHS 90-90-3.6:

$$A = 1240E-6 \text{ m}^2$$

$$r_y = 35.2E-3 \text{ m}$$

Sendo:

$$\Rightarrow \lambda = 161.93$$

$$\Rightarrow \varphi = 0.1831$$

A tabela 11 apresenta os valores das tensões obtidos.

Barra	Perfil	$\sigma_{\text{encurvadura}}$ [Pa]	$\sigma_{\text{tracção}}$ [Pa]
v ₁	RHS 70-70-3.6	106.86E6	7.389E6
v ₂	RHS 80-80-3.6	48.59E6	19.35E6
v ₄	RHS 70-70-3.6	106.86E6	7.389E6
v ₅	RHS 90-90-3.6	39.16E6	17.93E6

Tab. 11

Uma vez mais, as máximas tensões verificadas nos tramos constituídos pelos pilares, são muito pequenos e ocorrem quando as solicitações do vento sobre as próprias colunas (fachadas) é menor ($\alpha=90^\circ$).

b) Coluna 2

O contraventamento vertical do lado da coluna 2 tem a configuração que é representada na figura 52.

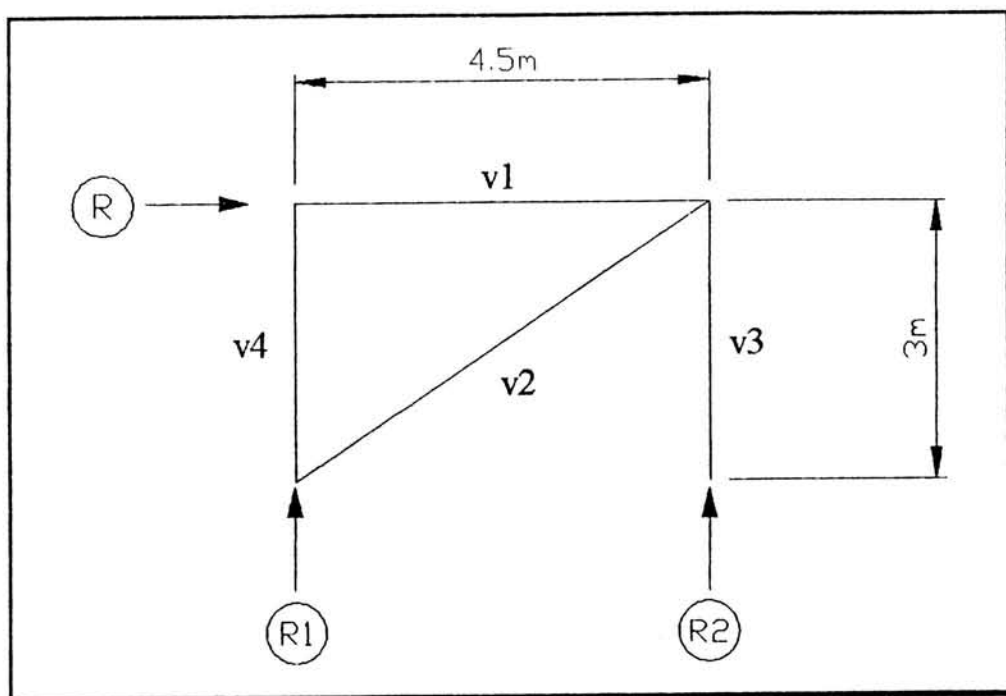


Fig. 52

As forças obtidas são:

Barra	Forças [kN]	
	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=90^\circ$
v ₁	5.13 (tracção)	12.825 (compressão)
v ₂	6.165 (compressão)	15.413 (tracção)
v ₃	3.42 (tracção)	8.55 (compressão)

Tab. 12

A geometria das barras v₁ e v₂ é igual à das barras v₁ e v₂ do contraventamento vertical da coluna grande, mas as forças aplicadas nas barras são inferiores. Como a escolha é imposta pelo raio de giração mínimo, os perfis a usar serão idênticos aos do contraventamento maior, ou seja:

v₁: RHS 70-70-3.6

v : RHS 80-80-3.6

5 - CÁLCULO DA FIXAÇÃO DOS PILARES

As colunas de suporte das asnas (P1 e P2) e as colunas intermédias (PI) são soldadas a chapas da aço que por sua vez são apertadas a quatro chumbadouros (figura 53). É ao dimensionamento dessas placas e chumbadouros que vou proceder em seguida.

A pressão máxima que pode ser transmitida pela chapa ao betão é de 75 kg/cm^2 ($7.35\text{E}6 \text{ Pa}$) e a adesão máxima suportada pelos chumbadouros é de 75 kg/cm^2 ($735\text{E}3 \text{ Pa}$).

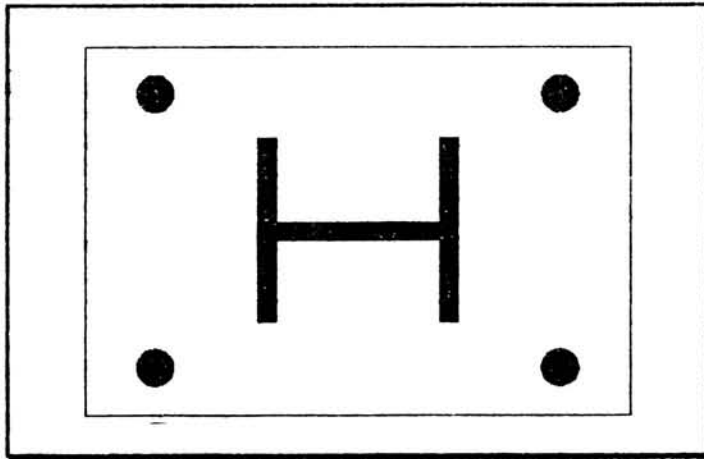


Fig. 53

5.1 - COLUNA 1

Perante as limitações de pressão e adesão, a que as chapas de fixação e os chumbadouros têm que obedecer, há necessidade de verificar as várias combinações de carga na base das colunas, decorrentes da combinação de acções.

A placa a soldar na base da coluna 1 será quadrada com 0.2 m de lado e será aparafusada a quatro chumbadouros M16.

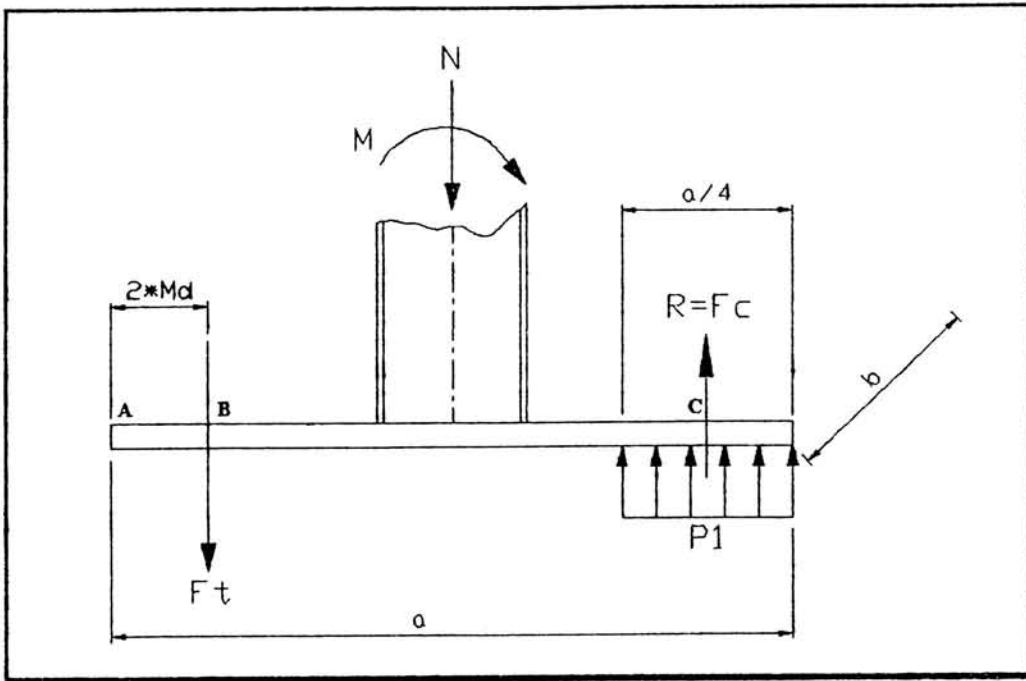


Fig. 54

$$P_1 = \frac{4F_c}{a \cdot b}; \quad P_1 = \frac{N}{a \cdot b}; \quad F_t = F_c$$

Para a acção de base sobrecarga e vento $\alpha=0^\circ$:

$$N = 100262.7 \text{ N}$$

$$M = 1612.7 \text{ Nm}$$

$$\begin{aligned} \sum M_B = 0 &\Rightarrow -1612.7 + 0.143F_c = 0 \\ &\Leftrightarrow F_c = 11277.62 \text{ N} \end{aligned}$$

$$P_1 = \frac{4 \cdot 11277.62}{0.2 \cdot 0.2} = 1.127\text{E}6 \text{ Pa}$$

$$P_2 = \frac{100262.7}{0.2 \cdot 0.2} = 2.506\text{E}6 \text{ Pa}$$

$$P_1 + P_2 = 3.634\text{E}6 \text{ Pa} (\leq 7.35\text{E}6 \text{ Pa})$$

Seguindo análogo procedimento para as restantes situações de carga (figs. 37 a 40), os valores obtidos foram dispostos na tabela 13.

Vento	Base	N [N]	M [Nm]	$F_c=F_t$ [N]	P_1 [Pa]	P_2 [Pa]	$P_{tot.}$ [Pa]
$\alpha=0^\circ$	Sobrecarga	100262.7	1612.7	11277.62	1.127E6	2.506E6	3.634E6
	Vento	66778.76	2687.94	18796.8	1.879E6	1.669E6	3.549E6
$\alpha=180^\circ$	Sobrecarga	103535.7	1975.08	13811.75	1.381E6	2.588E6	3.97E6
	Vento	72233.7	3291.81	23019.65	2.302E6	1.806E6	4.108E6

Tab. 13

A semelhança do capítulo de dimensionamento dos pilares, não é considerada a situação em que o vento sopra com direcção $\alpha=90^\circ$, porque as forças envolvidas são menores. Isto deve-se à menor área de influência da coluna quando vista da fachada de topo (6.5m*3m contra 6.5m*4.5m na fachada lateral). Iguais considerações serão feitas em relação à coluna P2.

A espessura da placa será determinada do seguinte modo:

$$\text{Pressão máxima obtida} = 4.108E6 \text{ Pa}$$

$$M_f = P * 0.04 * 0.2 * 0.02 = 657.28 \text{ Nm}$$

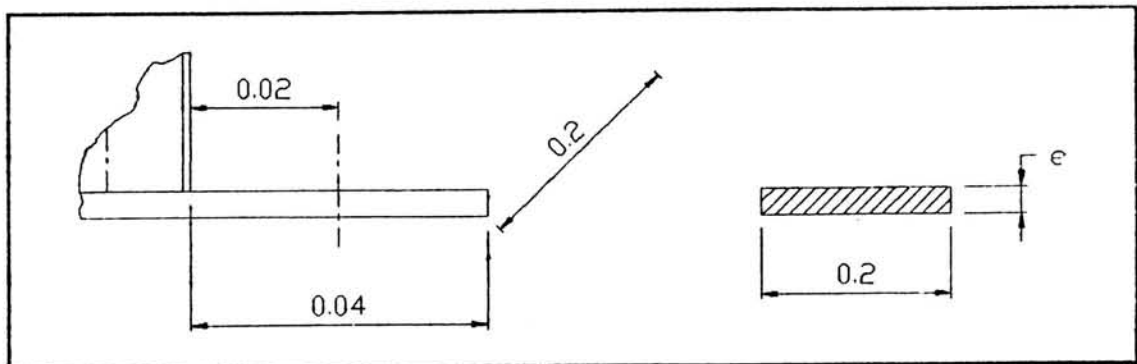


Fig. 55

$$\sigma = \frac{M_f}{W} ; \quad W = \frac{0.2 e^2}{6}$$

$$235E6 = \frac{657.28}{0.2 \frac{e^2}{6}} \Leftrightarrow e = 0.0091 \text{ m}$$

Como espessura mínima vou usar $\emptyset.016 \text{ m}$.

O comprimento dos chumbadouros é determinado a partir da força F_t máxima verificada nas situações de carga ilustradas na tabela anterior. Neste caso:

$$F_t^{\text{máx}} = 23019.05 \text{ N}$$

$$\text{Adesão} = \frac{0.5 F_t}{\pi d l}$$

($\emptyset.5$ porque existem dois chumbadouros de cada lado da placa)

$$\Leftrightarrow l = \frac{0.5 * 23019.65}{\pi * 0.016 * 735E3} = 0.3115 \text{ m}$$

Como comprimento mínimo vou adoptar $l = \emptyset.35 \text{ m}$.

5.2 - COLUNA 2

Neste caso a chapa a usar será de formato rectangular e de dimensões $\emptyset.3\text{m} * \emptyset.2\text{m}$. Os chumbadouros serão M20.

Repetindo o processo de cálculo utilizado para a coluna maior, os resultados obtidos são resumidos na tabela 14.

Vento	Base	N [N]	M [Nm]	F _t [N]	P ₁ [Pa]	P ₂ [Pa]	P _{tot.} [Pa]
α=0°	Sobrecarga	12624.7	7520.12	33798.29	2.253E6	0.21E6	2.464E6
	Vento	-5009.18	12533.5	56330.5	3.755E6	-0.83E6	3.672E6
α=180°	Sobrecarga	9351.78	11507.5	51719.32	3.448E6	0.155E6	3.604E6
	Vento	-10464.1	19179.2	86198.83	5.747E6	-0.17E6	5.572E6

Tab. 14

Para a determinação da espessura da placa:

$$M_f = 5.572E6 * 0.09 * 0.2 * 0.045 = 4513.32 \text{ Nm}$$

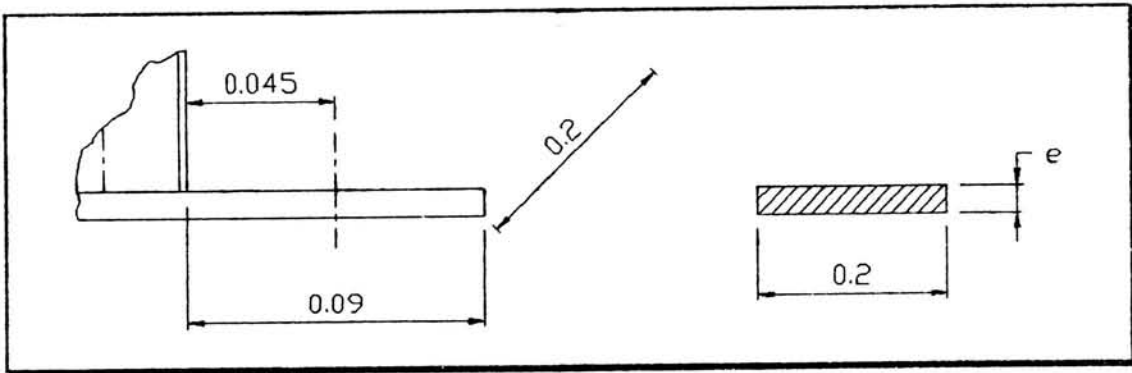


Fig. 56

$$235E6 = \frac{4513.32}{0.2 \frac{e^2}{6}} \Leftrightarrow e = 0.024 \text{ m}$$

A espessura adoptada será de 0.026 m.

A F_t máxima coincide com a situação de máxima tracção da coluna (que também é necessário contabilizar). Assim, para o cálculo dos chumbadouros:

$$F_t^{\text{máx}} = 86198.83 \text{ N}$$

$$N = 10464.09 \text{ N}$$

(a repartir pelos quatro chumbadouros)

$$l = \frac{0.5 F_t + 0.25 N}{\pi \times d \times \text{Adesão}} = \frac{0.5 \cdot 86198.83 + 0.25 \cdot 10464.09}{\pi \cdot 0.02 \cdot 735E3} = 0.989 \text{ m}$$

Dada a geometria a adoptar para estes chumbadouros (fig. 57) posso considerar 60% do comprimento calculado. Deste modo, os chumbadouros terão um comprimento de 0.6 m.

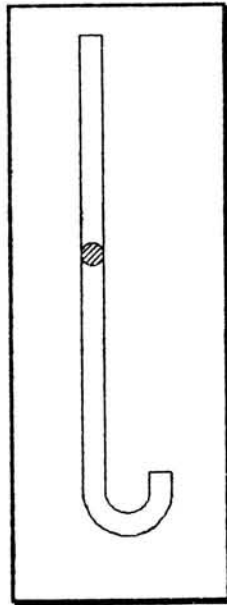


Fig. 57

5.3 - COLUNA INTERMÉDIA

A coluna central está sujeita apenas a uma força de compressão de 303038 N. Os chumbadouros serão M16 de 0.35 m de comprimento. As dimensões da placa são:

$$a = 0.3 \text{ m}$$

$$b = 0.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow P = \frac{303038}{0.2 * 0.3} = 5.05E6 \text{ Pa } (\leq 7.35E6 \text{ Pa})$$

$$M_f = 5.05E6 * 0.08 * 0.2 * 0.04 = 3232 \text{ Nm}$$

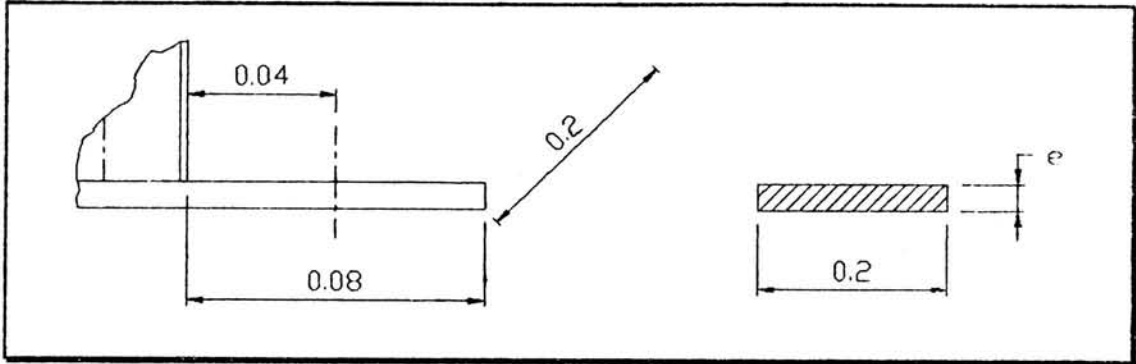


Fig. 58

$$235E6 = \frac{3232}{0.2 \frac{e^2}{6}} \Leftrightarrow e = 0.0203 \text{ m}$$

A espessura a usar nesta placa será de 0.024 m.

NOTA:

As duas colunas intermédias dos pórticos extremos estão também sujeitas à acção do vento sobre as paredes dos topos do edifício. Logo terão de ser colocadas rodadas de 90°, ou seja, com os banzos paralelos à parede de topo. A acção do vento sobre estas colunas não condiciona a escolha da placa e dos chumbadouros porque as mesmas se encontram a meia carga (N=151519 N).

6 - REVESTIMENTO DO EDIFÍCIO

As paredes do edifício serão constituídas por painéis PROMISOL 1001T 63-50 mm (anexo 7) fixados ao longo das extremidades superior e inferior em perfis UAP. Estes perfis são por sua vez, fixados nos pilares da estrutura do edifício.

A disposição dos painéis nas fachadas de topo e na fachada maior é a indicada na figura 59.

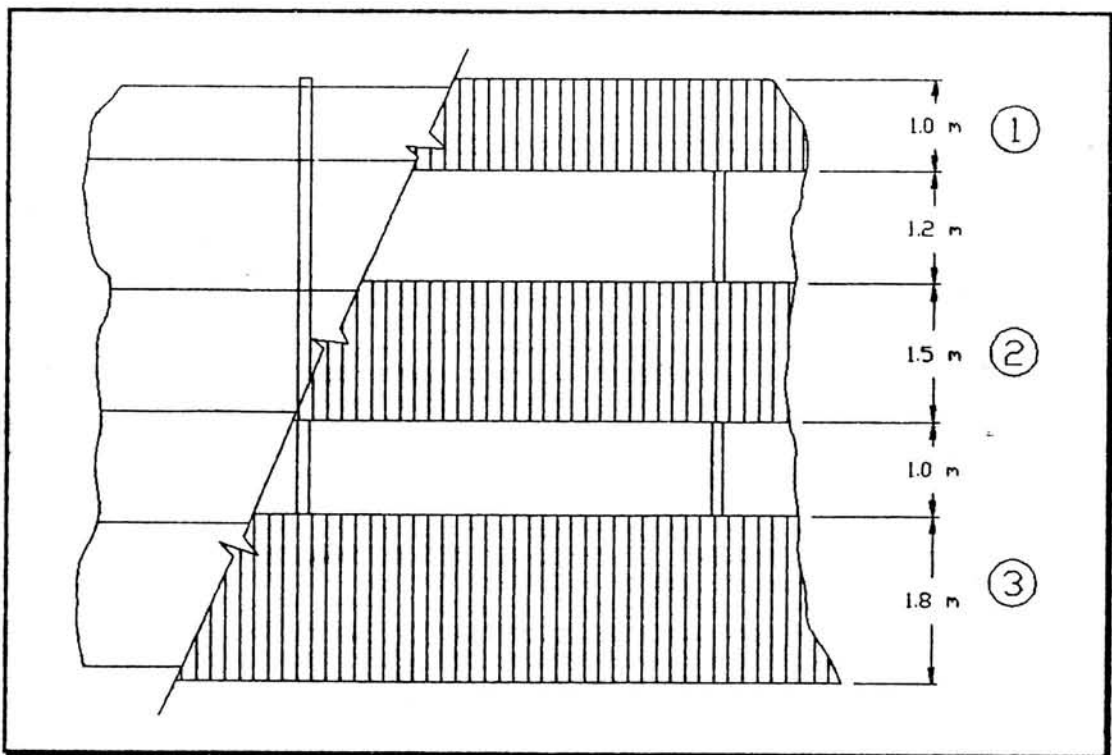


Fig. 59

No caso da fachada longitudinal menor a colocação dos painéis é a seguinte:

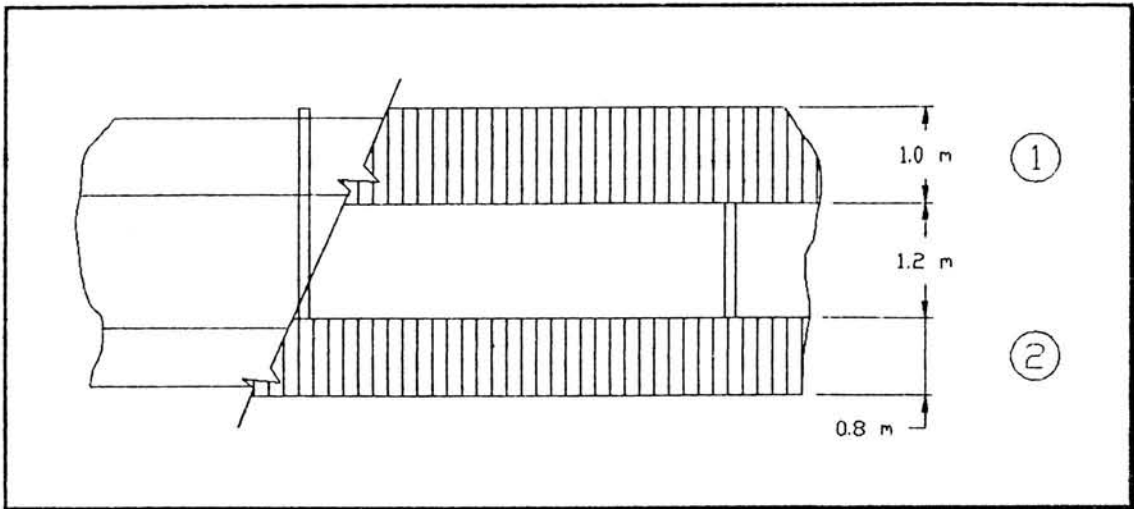


Fig. 60

6.1 - PAREDES LONGITUDINAIS

As forças sobre os painéis vão ser distribuídos igualmente pelos perfis de suporte superior e inferior (figura 51).

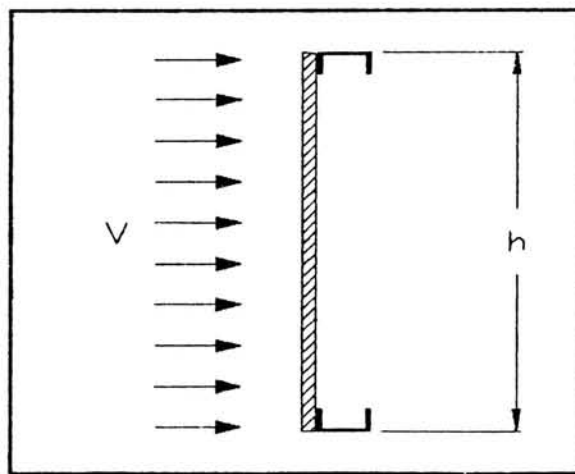


Fig. 61

O peso próprio do painel é 130 N/m^2 e os perfis a usar nas três zonas é o UAP 80 com as seguintes características:

Peso próprio = 82.124 N/m

$W_x = 26.8E-6 \text{ m}^3$

$W_y = 7.38E-6 \text{ m}^3$

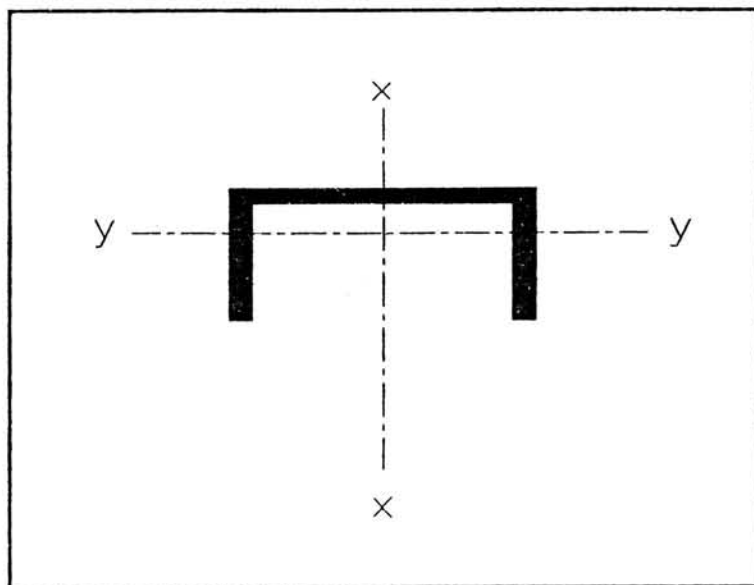


Fig. 62

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

As cargas verticais sobre cada perfil devem-se unicamente ao peso próprio e ao peso do painel. As cargas horizontais são provocadas pela acção do vento, cuja máxima pressão é de 900 N/m^2 .

i) Zona 1

$$h = 1 \text{ m}$$

$$q_x = \frac{130.34 * 1}{2} + 82.124 = 147.294 \text{ N/m}$$

$$q_y = \frac{900 * 1}{2} = 450 \text{ N/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 1.5 \frac{450 * 4.5^2}{8} = 1708.6 \text{ Nm} \\ M_y = 1.5 \frac{147.294 * 4.5^2}{8} = 559.25 \text{ Nm} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \sigma = 139.53 \text{E}6 \text{ Pa}$$

ii) Zona 2

$$h = 1.5 \text{ m}$$

$$q_x = \frac{130.34 * 1.5}{2} + 82.124 = 179.88 \text{ N/m}$$

$$q_y = \frac{900 * 1.5}{2} = 675 \text{ N/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 2562.89 \text{ Nm} \\ M_y = 682.97 \text{ Nm} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \sigma = 188.17 \text{E}6 \text{ Pa}$$

iii) Zona 3

$$h = 1.8 \text{ m}$$

$$q_x = \frac{130.34 * 1.8}{2} + 82.124 = 199.43 \text{ N/m}$$

$$q_y = \frac{900 * 1.8}{2} = 810 \text{ N/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 3075.48 \text{ Nm} \\ M_y = 757.19 \text{ Nm} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \sigma = 217.35 \text{E}6 \text{ Pa}$$

NOTAS:

O factor 1.5 que aparece no cálculo dos momentos é o factor de segurança (decorrente da combinação de acções).

Na parede mais pequena e na zona 2 as tensões serão menores que $188 \text{E}6 \text{ Pa}$ porque $h = 0.8 \text{ m}$ (o perfil a usar é, igualmente, o UAP 80) enquanto que a zona 3 não existe.

6.2 - PAREDES DE TOPO

O cálculo das tensões nos perfis de suporte dos painéis nas paredes de topo, é análogo ao já efectuado. Neste caso, pelo facto da distância entre os apoios passar de 4.5 m para 6 m, o perfil a usar será o UAP 130 com as seguintes características:

$$\text{Peso próprio} = 134.26 \text{ N/m}$$

$$W_x = 70.7 \text{E}-6 \text{ m}^3$$

$$W_y = 13.8 \text{E}-6 \text{ m}^3$$

Uma vez mais, a pressão máxima do vento é 900 N/m^2 .

i) Zona 1

$$h = 1 \text{ m}$$

$$q_x = \frac{130.34 * 1}{2} + 134.26 = 199.43 \text{ N/m}$$

$$q_y = \frac{900 * 1}{2} = 450 \text{ N/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 1.5 \frac{450 * 6^2}{8} = 3037.5 \text{ Nm} \\ M_y = 1.5 \frac{199.43 * 6^2}{8} = 1346.15 \text{ Nm} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \sigma = 140.5E6 \text{ Pa}$$

ii) Zona 2

$$h = 1.5 \text{ m}$$

$$q_x = \frac{130.34 * 1.5}{2} + 134.26 = 232.02 \text{ N/m}$$

$$q_y = \frac{900 * 1.5}{2} = 675 \text{ N/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 4556.25 \text{ Nm} \\ M_y = 1566.1 \text{ Nm} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \sigma = 177.93E6 \text{ Pa}$$

iii) Zona 3

$$h = 1.8 \text{ m}$$

$$q_x = \frac{130.34 * 1.8}{2} + 134.26 = 251.56 \text{ N/m}$$

$$q_y = \frac{900 * 1.8}{2} = 810 \text{ N/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 5467.5 \text{ Nm} \\ M_y = 1698.07 \text{ Nm} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \sigma = 200.38 \text{E}6 \text{ Pa}$$

7 - LIGACÕES

7.1 - ASNA-COLUNA

A asna será fixada à coluna P1 por dois parafusos M16 de qualidade 4.6. Estes parafusos ligam o banzo inferior da asna com uma chapa de dimensões 140mm*140mm*10mm que por sua vez se encontra soldada na extremidade da coluna. Esta montagem é repetida para a união entre a asna e a coluna P2.

A alma da asna é reforçada com duas chapas de espessura 8 mm.

7.2 - VIGA-COLUNA

A ligação entre a viga IPE 360 e a coluna HEA 120 é executada com dupla cantoneira e parafusos M16 (anexo 8) cuja referência é 16-2-90-220.

A carga a transmitir é de cerca de 90 kN sendo o limite para este tipo de ligação de 148 kN.

Dadas as dimensões dos elementos a ligar, há necessidade de soldar nos topos do banzo da coluna (figura 62), umas chapas de 50mm*380mm e de espessura igual à do banzo (afagando-se os cordões de soldadura). A alma da coluna será reforçada com três chapas de 10 mm de espessura.

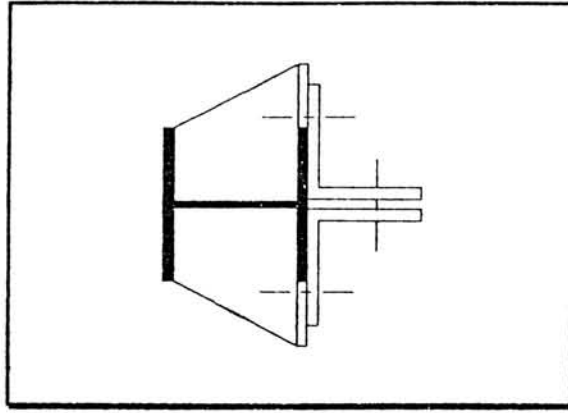


Fig. 63

7.3 - VIGA-CACHORRO

A extremidade direita da viga IPE 360 assenta num cachorro já existente no muro. A viga não está ligada directamente ao cachorro, uma vez que lhe é soldada uma chapa de $0.2m \times 0.2m$ no banzo inferior.

$$N_{\text{máx}} = 90.911 \text{ N}$$

$$\frac{N}{0.2^2} = 2.273E6 \text{ Pa}$$

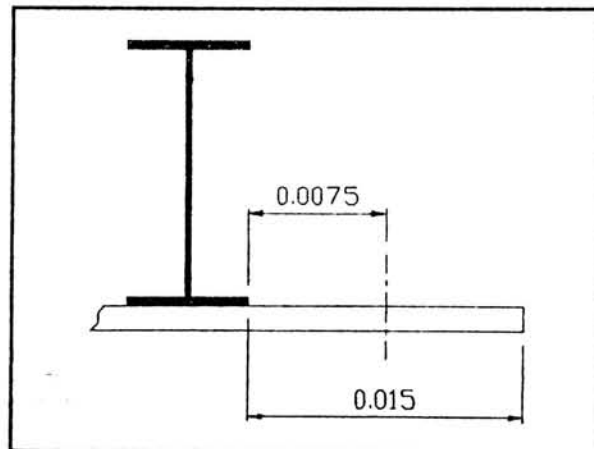


Fig. 64

$$M_f = 2.273E6 * 0.2 * 0.015 * 0.0075 = 51.143 \text{ Nm}$$

$$235E6 = \frac{51.143}{0.2 \frac{e^2}{6}} \Leftrightarrow e = 0.0026 \text{ m}$$

A ligação será executada com uma chapa de $0.2\text{m} \times 0.2\text{m} \times 0.01\text{m}$, dois chumbadouros M16 de 0.35 m de comprimento. A alma da viga é reforçada por duas chapas de 10 mm de espessura.

7.4 - COLUNA INTERMÉDIA-VIGA

A coluna intermédia tem soldada, na extremidade superior, uma placa de $0.16\text{m} \times 0.16\text{m} \times 0.01\text{m}$ na qual assenta a viga IPE 360. A união é garantida por quatro parafusos M16.

A alma da viga é reforçada com três chapas de espessura igual a 10 mm .

A coluna colocada entre a viga IPE 360 e a asna (nos pórticos extremos) encontra-se ligada a estes elementos por meio de uma placa de $0.16\text{m} \times 0.16\text{m} \times 0.01\text{m}$ soldada em cada extremidade. Esta placa é aparafusada à asna (e à viga IPE 360) com quatro parafusos M16. Nestes casos, a alma da asna encontra-se também reforçada por duas chapas de espessura de 10 mm .

7.5 - FIXAÇÃO DOS PERFIS QUE SUPORTAM OS PAINÉIS

Os perfis UAP 80 que suportam os painéis de revestimento estão ligados às colunas do edifício por cantoneiras LNP 60-6. Os perfis UAP 130 são suportados por cantoneiras LNP 90-60-6.

As cantoneiras apertam quer no pilar, quer no UAP com dois parafusos M16.

Nas colunas das extremidades do edifício, é ainda necessário soldar uma chapa de 10 mm de espessura entre os banzos do HEA 120, na qual se vai aparafusar a cantoneira antes referida.

Os perfis UAP 130 que terminam no muro de betão, estão aparafusados a uma cantoneira LNP 50-5, disposta verticalmente, por parafusos M16. Esta cantoneira é ligada ao referido muro por pernos de fixação tipo Hilti M16 com intervalos de 0.5 m.

7.6-FIXAÇÃO DAS MADRES

A ligação das madres às asnas nas quais estão apoiadas é feita usando cantoneiras LNP 60-40-6. O lado menor da cantoneira é fixado à alma da madre com dois parafusos M16. O lado maior da cantoneira assenta num taco de 10 mm de espessura, através do qual é aparafusado ao banzo superior da asna por dois parafusos M16.

7.7-FIXAÇÃO DOS CONTRAVENTAMENTOS

Os vários perfis constituintes dos contraventamentos são fixados à estrutura por uma ligação tipo flange e com quatro parafusos M12. Ao elemento estrutural principal encontra-se soldado um segmento de perfil idêntico ao contraventamento a ligar. Na extremidade desse segmento, encontra-se soldada uma chapa de 10 mm de espessura à qual se vai aparafusar uma outra idêntica que se encontra soldada na extremidade do perfil do contraventamento.

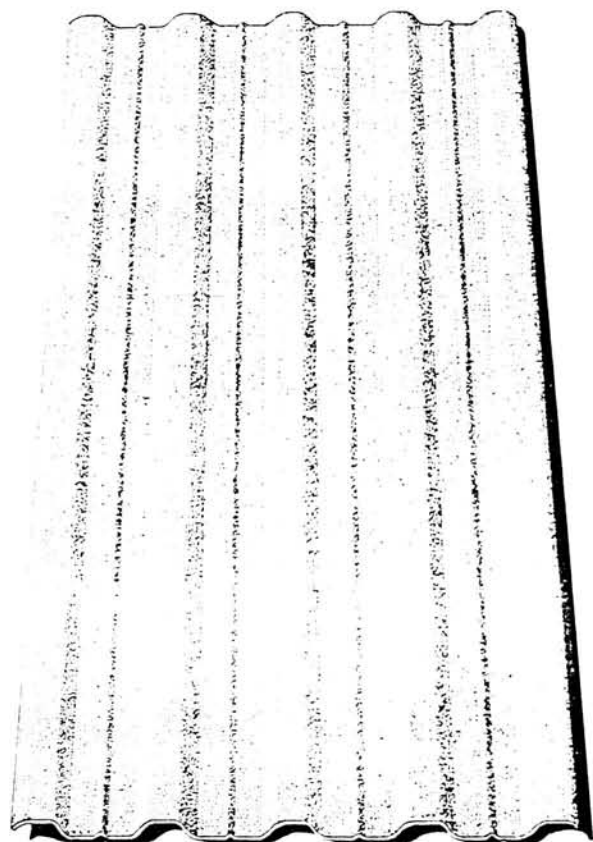
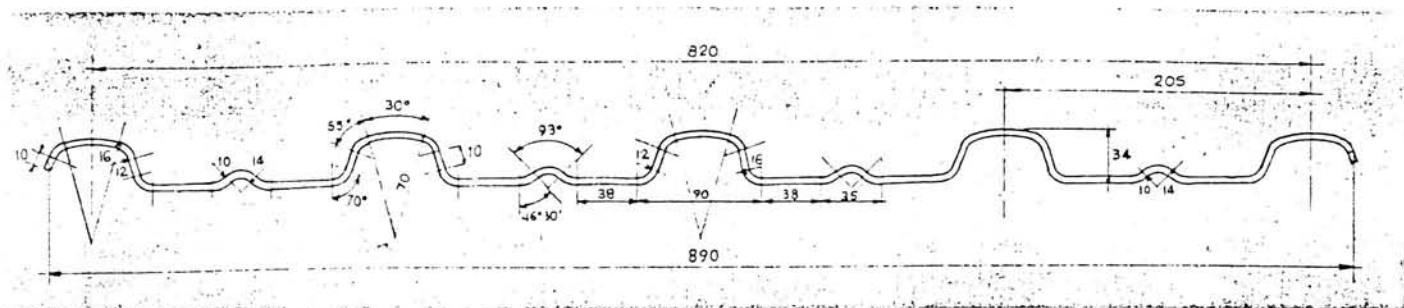
8 - BIBLIOGRAFIA

- "La estructura metalica hoy", Alvarez, R. A.
- "Charpentes Metalliques", Nachtercal, C.
- "Mecânica dos materiais", Branco, Carlos A. G. M.
- "Desenho técnico básico", Morais, S.
- RSA
- REAPE

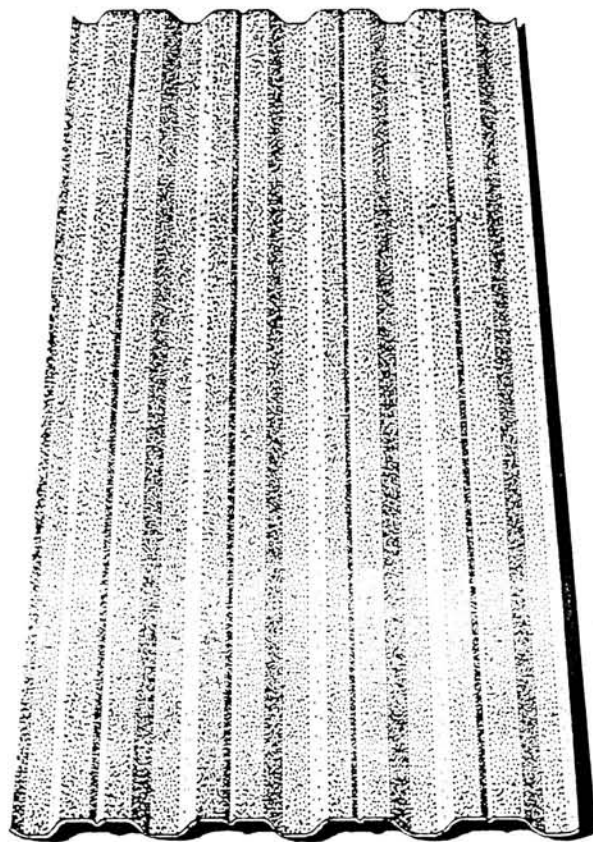
ANEXOS

ANEXO 1

PLANCHAS ACERALUM



CARA SUPERIOR



CARA INFERIOR

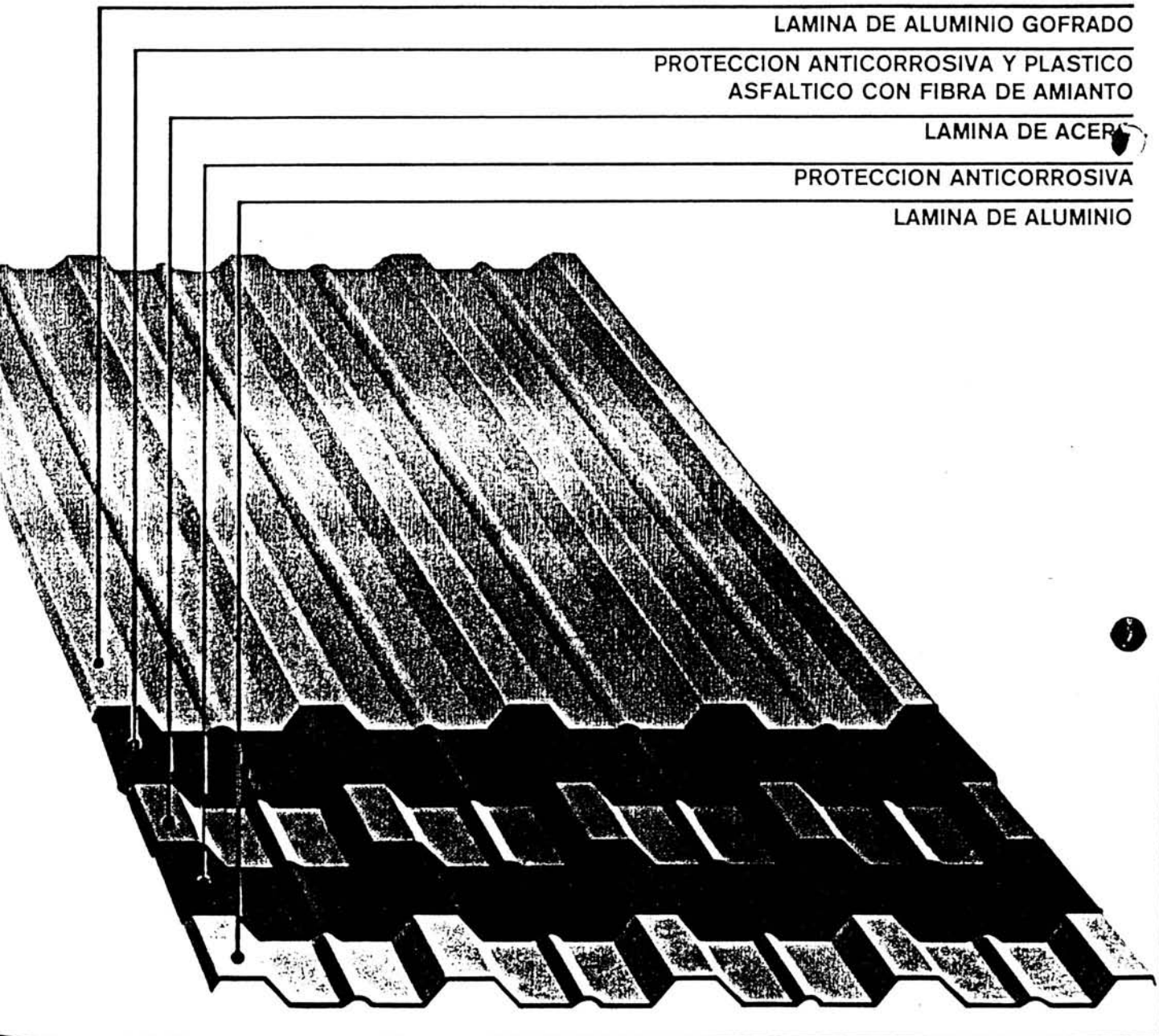
LONGITUD MAXIMA 12 METROS

CARACTERISTICAS GENERALES

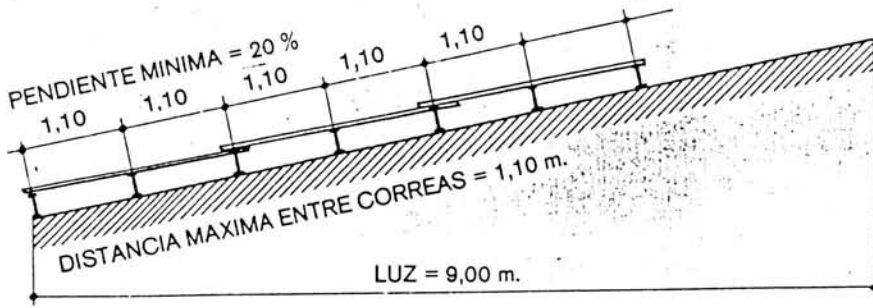
T I P O	PERFIL	ESPESOR MM	ANCHO T MM	ANCHO UTIL MM	PESO M.L. KG.	PESO M ² KG.	MAXIMA DISTANCIA ENTRE APOYOS
ACERALUM SUPER	TRAPEZOIDAL	4 ± 10 %	890	820	6 ± 10 %	9 ± 10 %	1,75
ACERALUM ESPECIAL	TRAPEZOIDAL	6 ± 10 %	890	820	9 ± 10 %	10,5 ± 10 %	2,25

COMPOSICION

Las placas de ACERALUM para cubiertas y cerramientos laterales, están constituidas por un alma de acero con espesor variable, según el tipo, perfilada y protegida contra la corrosión con una mezcla bituminosa de oxiasfalto y amianto, de un espesor de 4 mm, y dos láminas de aluminio gofrado, una por la parte superior color blanco, y otra por su parte inferior color verde claro.



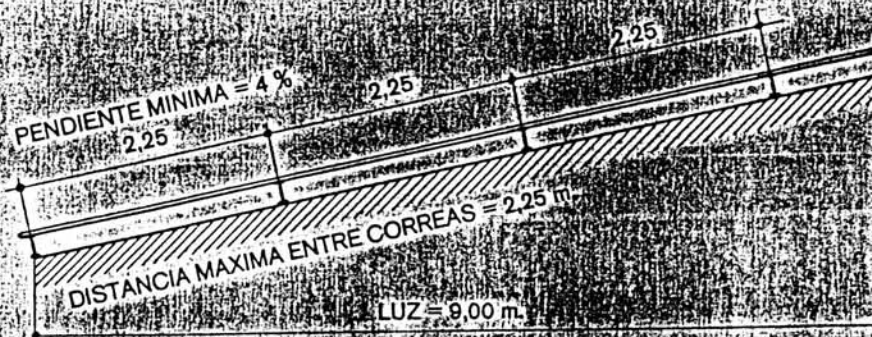
CUBIERTA CON MATERIAL CORRIENTE PARA 9,00 m. DE LUZ
 LONGITUD DE PLACAS EMPLEADAS = 10 m. MAS SOLAPES



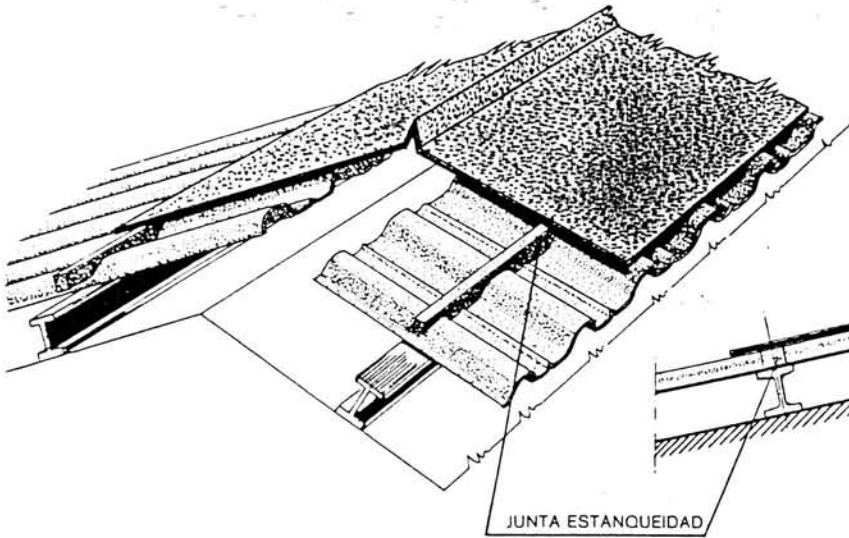
CUBIERTA CON ACERALUM SUPER PARA 9,00 m DE LUZ
 LONGITUD DE PLACA EMPLEADA = 9,01 m.



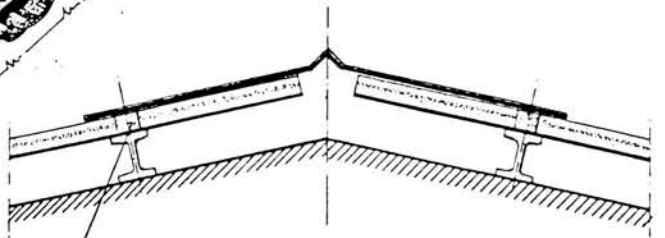
CUBIERTA CON ACERALUM ESPECIAL PARA 9,00 m. DE LUZ
 LONGITUD DE PLACA EMPLEADA = 9,01 m.



- ECONOMIA EN CORREAS – por su separación.
- ECONOMIA EN CERCHAS – por su pendiente mínima.
- ECONOMIA EN ANCLAJE – por su menor cantidad de correas.
- ECONOMIA EN EL TRANSPORTE – por su menor peso.
- ECONOMIA EN MATERIAL – por su eliminación de solapes.
- ECONOMIA EN METRO CUADRADO DE CUBIERTA INSTALADA.

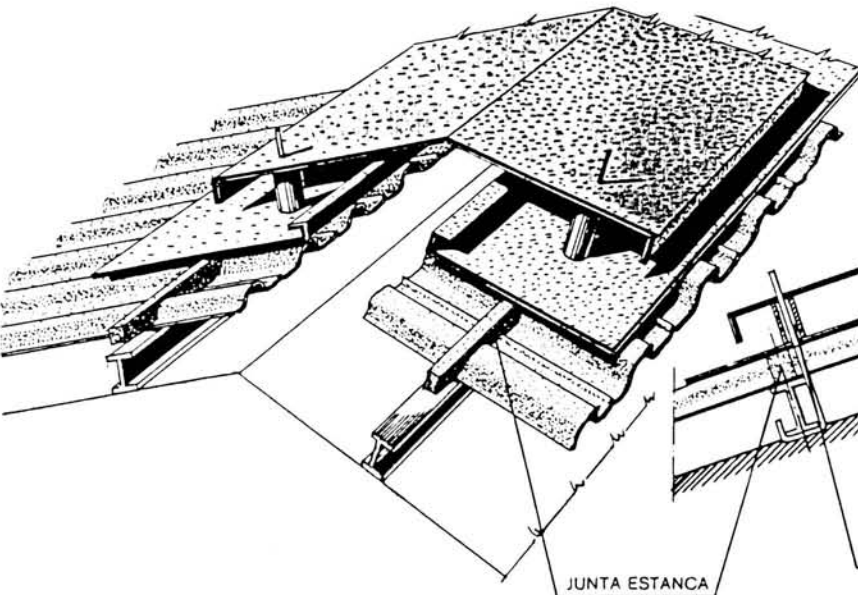
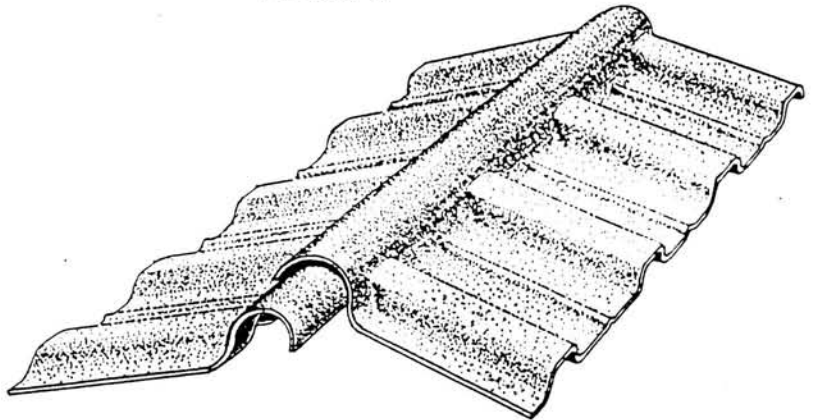


CABALLETE DE CUMBRERA
PIEZA N.º 1

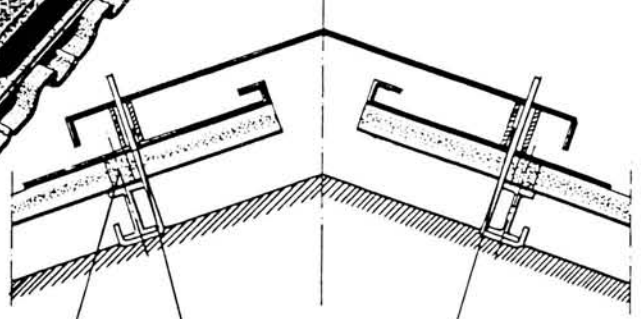


CABALLETE ARTICULADO DE PLASTICO
PIEZA N.º 2

BAJO DEMANDA TECZONE
ESPAÑOLA, S. A. PUEDE FABRICAR
LAS PIEZAS ESPECIALES QUE
SEAN PRECISAS PARA DAR UN
PERFECTO ACABADO A LAS
INSTALACIONES.



CABALLETE CON VENTILACION
PIEZA N.º 3

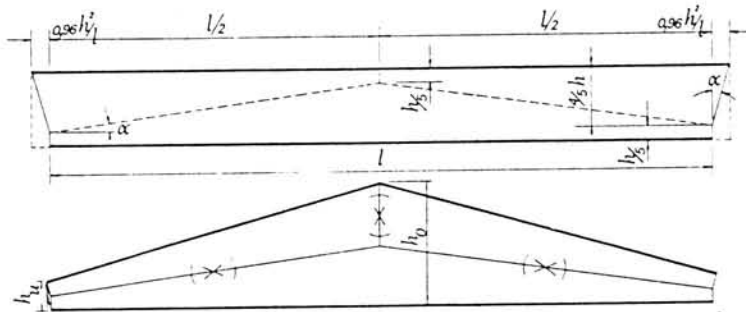


CASQUILLO DE ELEVACION

NUESTRA OFICINA TECNICA ESTA AL SERVICIO DE LOS SRES. CLIENTES PARA ESTUDIAR
Y RESOLVER CUANTOS PROBLEMAS PUEDAN SURGIRLES EN RELACION CON LA COBERTURA
Y LA ESTANQUEIDAD

ANEXO 2

valores estáticos composición de perfiles



Un perfil IPE de sección variable, obtenido por corte longitudinal.

IPE	b mm	e mm	e ₁ mm	r mm	Referidos a la altura mayor					Referidos a la altura menor			
					h ₀ mm	A ₀ cm ²	I _{x₀} cm ⁴	W _{x₀} cm ³	S _{x₀} cm ³	h _u mm	I _{x_u} cm ⁴	W _{x_u} cm ³	S _{x_u} cm ³
80	46	3,8	5,2	5	128	9,46	239	37,4	21,9	32	9,22	5,76	3,53
100	55	4,1	5,7	7	160	12,8	508	63,5	37,0	40	20,1	10,1	6,10
120	64	4,4	6,3	7	192	16,4	940	97,9	57,0	48	38,1	15,9	9,49
140	73	4,7	6,9	7	224	20,3	1 600	143	82,8	56	65,7	23,5	13,9
160	82	5,0	7,4	9	256	24,9	2 560	200	116	64	106	33,2	19,4
180	91	5,3	8,0	9	288	29,6	3 870	269	156	72	162	45,1	26,4
200	100	5,6	8,5	12	320	35,2	5 700	356	206	80	240	60,1	34,6
220	110	5,9	9,2	12	352	41,2	8 110	461	266	88	345	78,4	45,6
240	120	6,2	9,8	15	384	48,0	11 350	591	340	96	485	101	58,3
270	135	6,6	10,2	15	432	56,6	16 880	781	450	108	730	135	77,8
300	150	7,1	10,7	15	480	66,6	24 370	1 020	585	120	1 060	177	101
330	160	7,5	11,5	18	528	77,5	34 310	1 300	749	132	1 490	226	129
360	170	8,0	12,7	18	576	90,0	47 430	1 650	949	144	2 060	287	164
400	180	8,6	13,5	21	640	105	67 650	2 110	1 220	160	2 930	366	209
450	190	9,4	14,6	21	720	124	99 240	2 760	1 600	180	4 260	474	270
500	200	10,2	16,0	21	800	147	142 300	3 560	2 080	200	6 070	607	345
550	210	11,1	17,2	24	880	171	199 000	4 520	2 650	220	8 420	765	436
600	220	12,0	19,0	24	960	199	273 700	5 700	3 350	240	11 510	959	550

1. 6.2



Normallängen

$h = 80 < 300 \quad 8 \leq 16 \text{ m}$

$h = 300 - 600 \quad 8 \leq 18 \text{ m}$

EURONORM 19-57, DIN 1025/5

Z_x, Z_y : siehe Seite 12.

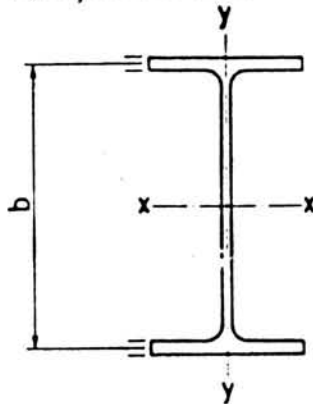
Longueurs normales

$h = 80 < 300 \quad 8 \leq 16 \text{ m}$

$h = 300 - 600 \quad 8 \leq 18 \text{ m}$

EURONORM 19-57, DIN 1025/5

Z_x, Z_y : voir page 12.



$$A_w = b \cdot d \quad W_x = \frac{I_x}{h/2}$$

$$S_x = \frac{1}{2} Z_x \quad \bar{W}_x = \frac{I_x}{b/2}$$

$$S_y = \frac{1}{2} Z_y \quad W_y = \frac{I_y}{c}$$

$$b = h - t$$

Statische Werte / Valeurs statiques

IPE	m	A	A_w	I_x	W_x	\bar{W}_x	Z_x	i_x	I_y	W_y	Z_y	i_y	K	b
				$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	mm	$\times 10^8$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	mm	$\times 10^6$	
80	6.0	764	284	0.801	20.0	21.4	23.2	32.4	0.085	3.69	5.8	10.5	0.0072	74.8
100	8.1	1030	387	1.71	34.2	36.3	39.4	40.7	0.159	5.79	9.2	12.4	0.0114	94.3
120	10.4	1320	500	3.18	53.0	55.9	60.8	49.0	0.277	8.65	13.6	14.5	0.0177	113.7
140	12.9	1640	626	5.41	77.3	81.3	88.4	57.4	0.449	12.3	19.2	16.5	0.0263	133.1
160	15.8	2010	763	8.69	109	114	124	65.8	0.683	16.7	26.1	18.4	0.0364	152.6
180	18.8	2390	912	13.2	146	154	166	74.2	1.01	22.2	34.6	20.5	0.0506	172.0
200	22.4	2850	1020	19.4	194	203	220	82.6	1.42	28.5	44.7	22.4	0.0667	191.5
220	26.2	3340	1240	27.7	252	263	286	91.1	2.05	37.3	58.0	24.8	0.0915	210.8
240	30.7	3910	1430	38.9	324	338	366	99.7	2.84	47.3	74.0	26.9	0.120	230.2
270	36.1	4590	1710	57.9	429	446	484	112	4.20	62.2	97.0	30.2	0.154	259.8
300	42.2	5380	2050	83.6	557	578	628	125	6.04	80.5	125	33.5	0.201	289.3
330	49.1	6260	2390	117.7	713	739	804	137	7.88	98.5	154	35.5	0.265	318.5
360	57.1	7270	2780	162.7	904	937	1020	150	10.4	123	191	37.9	0.373	347.3
400	66.3	8450	3320	231.3	1160	1200	1310	165	13.2	146	229	39.5	0.483	386.5
450	77.6	9880	4090	337.4	1500	1550	1700	185	16.8	176	275	41.2	0.659	435.4
500	90.7	11600	4940	482.0	1930	1990	2200	204	21.4	214	336	43.1	0.918	484.0
550	106	13400	5910	671.2	2440	2520	2780	223	26.7	254	401	44.5	1.22	532.8
600	122	15600	6970	920.8	3070	3170	3520	243	33.9	308	486	46.6	1.72	581.0

IPEA

IPEA	m	A	A_w	I_x	W_x	\bar{W}_x	Z_x	i_x	I_y	W_y	Z_y	i_y	K	b
				$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	mm	$\times 10^8$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	mm	$\times 10^6$	
140	10.5	1340	501	4.35	63.3	66.0	71.6	57.0	0.364	9.98	15.5	16.5	0.0140	131.4
160	12.7	1620	604	6.89	87.8	91.2	99.2	65.3	0.544	13.3	20.7	18.3	0.0185	151.1
180	15.4	1960	733	10.6	120	124	135	73.7	0.819	18.0	28.0	20.5	0.0271	170.5
200	18.4	2350	855	15.9	162	167	181	82.3	1.17	23.4	36.6	22.3	0.0366	190.0
220	22.2	2830	1050	23.2	214	222	240	90.5	1.71	31.2	48.5	24.6	0.0540	209.3
240	26.2	3330	1190	32.9	278	288	312	99.4	2.40	40.0	62.5	26.8	0.0722	228.7
270	30.7	3920	1420	49.2	368	381	412	112	3.58	53.0	82.4	30.2	0.0941	258.3
300	36.5	4650	1760	71.7	483	498	542	124	5.19	69.2	107	33.4	0.127	287.8
330	43.0	5470	2060	102	626	645	702	137	6.85	85.6	133	35.4	0.174	317.0
360	50.2	6400	2280	145	812	839	906	151	9.44	111	172	38.4	0.263	345.5
400	57.4	7310	2700	203	1020	1050	1140	167	11.7	130	202	40.0	0.322	385.0
450	67.2	8560	3300	298	1330	1370	1490	186	15.0	158	246	41.9	0.446	433.9
500	79.4	10100	4050	429	1730	1780	1950	206	19.4	194	302	43.8	0.642	482.5
550	92.1	11700	4780	600	2190	2260	2480	226	24.3	232	362	45.5	0.858	531.3
600	108	13700	5680	829	2780	2860	3140	246	31.2	283	442	47.7	1.24	579.5

Normallängen $8 \leq 18$ m
 EURONORM 53-62, DIN 1025/3.
 Andere Bezeichnungen: DIE, IPBI.

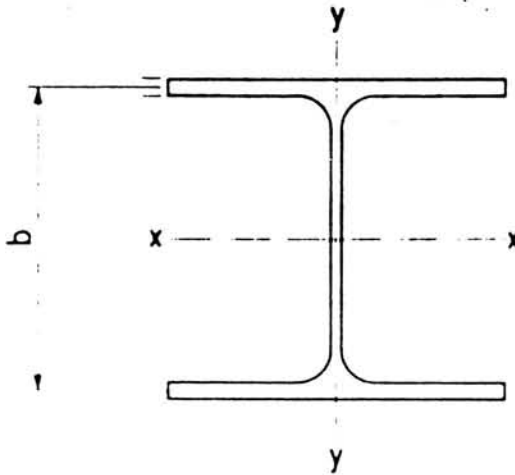
Z_x, Z_y :
 Plastische Widerstandsmomente,
 nur für den Tragfähigkeitsnachweis,
 wobei die Lasten mit dem Sicher-
 heitsfaktor γ zu multiplizieren sind.

- Für dieses Profil aus Fe 510 sind die Schlankheitsbedingungen der Tabelle 4, Norm SIA 161 (1979), nicht erfüllt.

Longueurs normales $8 \leq 18$ m
 EURONORM 53-62, DIN 1025/3.
 Autres désignations: DIE, IPBI.

Z_x, Z_y :
 Modules plastiques, seulement
 pour la vérification à la ruine,
 avec majoration des charges par
 le facteur γ .

- Pour la nuance d'acier Fe 510, ce profilé ne remplit pas les conditions d'élanement du tableau 4 de la norme SIA 161 (1979).



$$A_w = b \cdot d \quad W_x = \frac{I_x}{h/2}$$

$$S_x = \frac{1}{2} Z_x \quad \bar{W}_x = \frac{I_x}{b/2}$$

$$S_y = \frac{1}{2} Z_y \quad W_y = \frac{I_y}{c}$$

$$b = h - t$$

Statische Werte / Valeurs statiques

HEA	m	A	A_w	I_x	W_x	\bar{W}_x	Z_x	i_x	I_y	W_y	Z_y	i_y	K	b
kg/m	mm ²	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴	mm
				$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		$\times 10^4$	
100	16.7	2120	440	3.49	73	79	83	40.6	1.34	26.8	41.2	25.1	0.0483	88.0
120	19.9	2530	530	6.06	106	114	119	48.9	2.31	38.5	58.9	30.2	0.0581	106.0
140	24.7	3140	685	10.3	155	166	173	57.3	3.89	55.6	84.7	35.2	0.0822	124.5
160	30.4	3880	858	16.7	220	234	246	65.7	6.16	75.9	118	39.8	0.113	143.0
180	35.5	4530	969	25.1	294	311	324	74.5	9.25	103	157	45.2	0.147	161.5
200	42.3	5380	1170	36.9	399	410	430	82.8	13.4	134	204	49.8	0.192	180.0
220	50.5	6430	1390	54.1	515	544	568	91.7	19.5	178	271	55.1	0.280	199.0
240	60.3	7680	1640	77.6	675	712	744	101	27.7	231	352	60.0	0.394	218.0
260	68.2	8680	1735	104.5	836	881	920	110	36.7	282	430	65.0	0.478	237.5
280	76.4	9730	2056	136.7	1010	1060	1110	119	47.6	340	518	70.0	0.593	257.0
300	88.3	11300	2346	182.6	1260	1320	1380	127	63.1	421	642	74.9	0.777	276.0
320	97.6	12400	2650	229.3	1480	1560	1630	136	69.9	466	710	74.9	1.05	294.5
340	105	13300	2980	276.9	1680	1770	1850	144	74.4	496	756	74.6	1.27	313.5
360	112	14300	3320	330.9	1890	1990	2080	152	78.9	526	803	74.3	1.52	332.5
400	125	15900	4080	450.7	2310	2430	2560	168	85.6	571	873	73.4	1.97	371.0
450	140	17800	4820	637.2	2900	3040	3220	189	94.7	631	966	72.9	2.65	419.0
500	155	19800	5600	869.7	3550	3730	3940	210	103.7	691	1060	72.4	3.47	467.0
550	166	21200	6450	1119	4150	4340	4620	230	108.2	721	1110	71.5	3.98	516.0
600	178	22600	7340	1412	4790	5000	5360	250	112.7	751	1160	70.5	4.54	565.0
650	190	24200	8290	1752	5470	5710	6140	269	117.2	782	1200	69.7	5.16	614.0
700	204	26000	9610	2153	6240	6490	7040	288	121.8	812	1260	68.4	5.91	663.0
800	224	28600	11400	3034	7680	7960	8700	326	126.4	843	1310	66.5	6.73	762.0
900	252	32100	13800	4221	9480	9820	10800	363	135.5	903	1420	65.0	8.43	860.0
1000	272	34700	15800	5538	11190	11550	12800	400	140.0	934	1470	63.5	9.48	959.0

Normallängen 8-16 m

Longueurs normales 8-16 m

Z_x, Z_y :
Plastische Widerstandsmomente, nur für den Tragfähigkeitsnachweis, wobei die Lasten mit dem Sicherheitsfaktor γ zu multiplizieren sind.

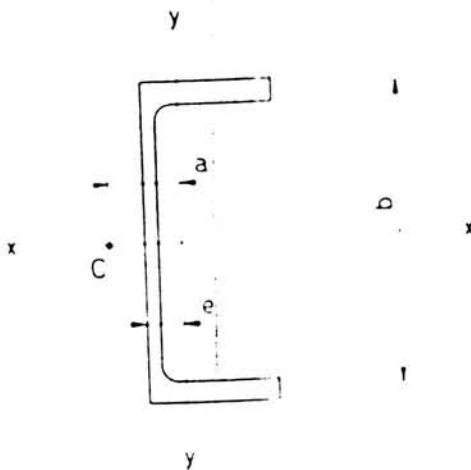
Z_x, Z_y :
Modules plastiques, seulement pour la vérification à la ruine, avec majoration des charges par le facteur γ .

Z_y bei C-Stahl:
Summe der statischen Momente bezüglich der flächenhalbierenden Parallelen zur y-y-Achse.

Z_y pour profilés C:
Somme des moments statiques par rapport à un axe parallèle à l'axe y-y et divisant la section en deux surfaces de même aire.

C: Schubmittelpunkt

C: Centre de cisaillement.



$$A_w = b \cdot d$$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2}$$

$$S_x = I_x / Z_x$$

$$W_y = \frac{I_y}{c_1 - e}$$

$$b = h - t$$

$$c = c_1 - \frac{d}{2}$$

Statistische Werte / Valeurs statistiques

CAP	m	A	A_w	I_x	W_x	W_y	Z_x	i_x	I_y	W_y	Z_y	i_y	K	b
kg/m	mm ²	mm ²	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm
		$\times 10^3$		$\times 10^8$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		$\times 10^8$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	
80	8.38	1070	360	1.07	26.9	29.2	31.9	31.7	0.213	7.38	13.0	14.1	0.0202	72.0
100	10.5	1340	503	2.10	41.9	45.8	49.5	39.7	0.328	9.95	17.8	15.7	0.0281	91.5
130	13.7	1750	723	4.60	70.7	76.4	83.5	51.3	0.513	13.8	24.9	17.1	0.0418	120.5
150	17.9	2230	978	7.97	106	113	125	59.0	0.933	21.0	38.0	20.2	0.0659	139.75
175	21.2	2710	1230	12.70	145	155	171	68.6	1.26	25.9	46.9	21.6	0.0855	164.25
200	25.1	3200	1510	19.46	195	206	230	78.0	1.70	32.1	58.1	23.0	0.114	188.5
220	28.5	3630	1660	27.1	247	262	290	86.4	2.22	39.8	72.2	24.8	0.147	207.5
250	34.4	4380	2130	41.4	331	350	392	97.2	2.97	49.1	87.7	26.1	0.208	236.5
270	39.4	5010	2300	56.8	420	444	494	106	4.36	65.4	118	29.5	0.269	255.5
300	46.0	5960	2700	81.7	545	575	640	118	5.62	79.8	145	31.0	0.373	284.0

ANEXO 3

NPOIN = 20 NELEM = 19 NVFIX = 2 NNODE = 2 NMATS = 10
 NTOTV = 60 NPROB = 1 NTYPE = 1 NRFIX = 0

ELEMENT	PROPERTY	NODE NUMBERS	
1	1	1	2
2	2	2	3
3	3	3	4
4	4	4	5
5	5	5	6
6	6	6	7
7	7	7	8
8	8	8	9
9	9	9	10
10	10	10	11
11	9	11	12
12	8	12	13
13	7	13	14
14	6	14	15
15	5	15	16
16	4	16	17
17	3	17	18
18	2	18	19
19	1	19	20

NODE	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.107	0.000
3	0.681	0.000
4	1.256	0.000
5	2.130	0.000
6	3.004	0.000
7	3.878	0.000
8	4.751	0.000
9	5.326	0.000
10	5.900	0.000
11	6.100	0.000
12	6.674	0.000
13	7.248	0.000
14	8.122	0.000
15	8.996	0.000
16	9.870	0.000
17	10.744	0.000
18	11.319	0.000
19	11.893	0.000
20	12.000	0.000

NODE	CODE	FIXED VALUES		
1	110	0.000000	0.000000	0.000000
20	110	0.000000	0.000000	0.000000

ELEMENT PROPERTIES

MAT	MOD. E	MOD. G	AREA	IZ	OU	IX	IP	MOM. CED.	KG/M
1	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	4.620E-06	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
2	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	5.200E-06	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
3	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	9.000E-06	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
4	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	1.400E-05	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
5	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	2.380E-05	2.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
6	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	3.680E-05	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
7	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	5.300E-05	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
8	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	7.270E-05	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
9	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	8.760E-05	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		

1 CASO DE CARGA

1.0*Sobrecarga IPE240 (divisao em 19 elementos)

CARGAS : KNODE = 1 KELEM = 0 KGRAV = 1 (0/1 = NAO/SIM)

NO	QX	QY	QZ
2	0.00000E+00	-0.14861E+04	0.00000E+00
4	0.00000E+00	-0.28616E+04	0.00000E+00
6	0.00000E+00	-0.33988E+04	0.00000E+00
8	0.00000E+00	-0.28616E+04	0.00000E+00
10	0.00000E+00	-0.14735E+04	0.00000E+00
11	0.00000E+00	-0.14735E+04	0.00000E+00
13	0.00000E+00	-0.28616E+04	0.00000E+00
15	0.00000E+00	-0.33988E+04	0.00000E+00
17	0.00000E+00	-0.28616E+04	0.00000E+00
19	0.00000E+00	-0.14861E+04	0.00000E+00
20	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

REACTION

POIN	IPOIN	REACTION
1	1	0.00000E+00
1	2	0.13888E+05
20	1	0.00000E+00
20	2	0.13888E+05

DESLOCAMENTOS NO REF. GERAL

IELEM	D1	D2	D3	D4	D5	D6
1	0.000E+00	0.000E+00	-0.266E-01	0.000E+00	-0.284E-02	-0.266E-01
2	0.000E+00	-0.284E-02	-0.266E-01	0.000E+00	-0.175E-01	-0.239E-01
3	0.000E+00	-0.175E-01	-0.239E-01	0.000E+00	-0.303E-01	-0.203E-01
4	0.000E+00	-0.303E-01	-0.203E-01	0.000E+00	-0.457E-01	-0.145E-01
5	0.000E+00	-0.457E-01	-0.145E-01	0.000E+00	-0.563E-01	-0.971E-02
6	0.000E+00	-0.563E-01	-0.971E-02	0.000E+00	-0.632E-01	-0.595E-02
7	0.000E+00	-0.632E-01	-0.595E-02	0.000E+00	-0.671E-01	-0.299E-02
8	0.000E+00	-0.671E-01	-0.299E-02	0.000E+00	-0.684E-01	-0.148E-02
9	0.000E+00	-0.684E-01	-0.148E-02	0.000E+00	-0.689E-01	-0.190E-03
10	0.000E+00	-0.689E-01	-0.190E-03	0.000E+00	-0.689E-01	0.190E-03
11	0.000E+00	-0.689E-01	0.190E-03	0.000E+00	-0.684E-01	0.148E-02
12	0.000E+00	-0.684E-01	0.148E-02	0.000E+00	-0.671E-01	0.299E-02
13	0.000E+00	-0.671E-01	0.299E-02	0.000E+00	-0.632E-01	0.595E-02
14	0.000E+00	-0.632E-01	0.595E-02	0.000E+00	-0.563E-01	0.971E-02
15	0.000E+00	-0.563E-01	0.971E-02	0.000E+00	-0.457E-01	0.145E-01
16	0.000E+00	-0.457E-01	0.145E-01	0.000E+00	-0.303E-01	0.203E-01
17	0.000E+00	-0.303E-01	0.203E-01	0.000E+00	-0.175E-01	0.239E-01
18	0.000E+00	-0.175E-01	0.239E-01	0.000E+00	-0.284E-02	0.266E-01
19	0.000E+00	-0.284E-02	0.266E-01	0.000E+00	0.000E+00	0.266E-01

ESFORÇOS NAS BARRAS

BARRA	F1	F2	F3	F4	F5	F6
1	0.0000E+00	1.3888E+04	-8.4245E-12	0.0000E+00	-1.3855E+04	1.4822E+03
2	0.0000E+00	1.2369E+04	-1.4822E+03	0.0000E+00	-1.2197E+04	8.5367E+03
3	0.0000E+00	1.2197E+04	-8.5367E+03	0.0000E+00	-1.2024E+04	1.5492E+04
4	0.0000E+00	9.1620E+03	-1.5492E+04	0.0000E+00	-8.8990E+03	2.3385E+04
5	0.0000E+00	8.8990E+03	-2.3385E+04	0.0000E+00	-8.6359E+03	3.1047E+04
6	0.0000E+00	5.2371E+03	-3.1047E+04	0.0000E+00	-4.9740E+03	3.5510E+04

8	0.0000E+00	1.8494E+03	-3.9741E+04	0.0000E+00	-1.6765E+03	4.0754E+04
9	0.0000E+00	1.6765E+03	-4.0754E+04	0.0000E+00	-1.5036E+03	4.1667E+04
10	0.0000E+00	3.0100E+01	-4.1667E+04	0.0000E+00	2.9974E+01	4.1667E+04
11	0.0000E+00	-1.5035E+03	-4.1667E+04	0.0000E+00	1.6764E+03	4.0754E+04
12	0.0000E+00	-1.6764E+03	-4.0754E+04	0.0000E+00	1.8492E+03	3.9741E+04
13	0.0000E+00	-4.7108E+03	-3.9741E+04	0.0000E+00	4.9739E+03	3.5509E+04
14	0.0000E+00	-4.9739E+03	-3.5509E+04	0.0000E+00	5.2370E+03	3.1047E+04
15	0.0000E+00	-8.6358E+03	-3.1047E+04	0.0000E+00	8.8988E+03	2.3384E+04
16	0.0000E+00	-8.8988E+03	-2.3384E+04	0.0000E+00	9.1619E+03	1.5492E+04
17	0.0000E+00	-1.2024E+04	-1.5492E+04	0.0000E+00	1.2196E+04	8.5367E+03
18	0.0000E+00	-1.2196E+04	-8.5367E+03	0.0000E+00	1.2369E+04	1.4822E+03
19	0.0000E+00	-1.3855E+04	-1.4822E+03	0.0000E+00	1.3888E+04	-2.7956E-11

ANEXO 4

NPOIN = 20 NELEM = 19 NVFIX = 2 NNODE = 2 NMATS = 10
 NTOTV = 60 NPROB = 1 NTYPE = 1 NRFIX = 0

ELEMENT	PROPERTY	NODE NUMBERS	
1	1	1	2
2	2	2	3
3	3	3	4
4	4	4	5
5	5	5	6
6	6	6	7
7	7	7	8
8	8	8	9
9	9	9	10
10	10	10	11
11	9	11	12
12	8	12	13
13	7	13	14
14	6	14	15
15	5	15	16
16	4	16	17
17	3	17	18
18	2	18	19
19	1	19	20

NODE	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.107	0.000
3	0.681	0.000
4	1.256	0.000
5	2.130	0.000
6	3.004	0.000
7	3.878	0.000
8	4.751	0.000
9	5.326	0.000
10	5.900	0.000
11	6.100	0.000
12	6.674	0.000
13	7.248	0.000
14	8.122	0.000
15	8.996	0.000
16	9.870	0.000
17	10.744	0.000
18	11.319	0.000
19	11.893	0.000
20	12.000	0.000

NODE	CODE	FIXED VALUES		
1	110	0.000000	0.000000	0.000000
20	110	0.000000	0.000000	0.000000

ELEMENT PROPERTIES

MAT	MOD. E	MOD. G	AREA	IZ	OU	IX	IP	MOD. CED.	KG/M
1	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	4.620E-06	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
2	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	5.200E-06	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
3	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	9.000E-06	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
4	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	1.400E-05	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
5	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	2.380E-05	2.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
6	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	3.680E-05	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
7	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	5.300E-05	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
8	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	7.270E-05	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		
9	2.100E+11	8.000E+10	1.000E+00	8.760E-05	1.000E+00	3.240E-04	3.010E+02		

1 CASO DE CARGA

1.0*Vento no IFE240 (divisao em 19 elementos)

CARGAS : KNODE = 1 KELEM = 0 KGRAV = 1 (0/1 = NAO/SIM)

NO	QX	QY	QZ
2	0.00000E+00	0.27529E+04	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.51383E+04	0.00000E+00
6	0.00000E+00	0.34546E+04	0.00000E+00
8	0.00000E+00	0.30446E+04	0.00000E+00
10	0.00000E+00	0.13535E+04	0.00000E+00
11	0.00000E+00	0.13535E+04	0.00000E+00
13	0.00000E+00	0.30446E+04	0.00000E+00
15	0.00000E+00	0.34546E+04	0.00000E+00
17	0.00000E+00	0.51383E+04	0.00000E+00
19	0.00000E+00	0.27529E+04	0.00000E+00
20	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

REACTION

POIN	IPOIN	REACTION
1	1	0.00000E+00
1	2	-0.13938E+05
20	1	0.00000E+00
20	2	-0.13938E+05

DESLOCAMENTOS NO REF. GERAL

IELEM	D1	D2	D3	D4	D5	D6
1	0.000E+00	0.000E+00	0.233E-01	0.000E+00	0.249E-02	0.232E-01
2	0.000E+00	0.249E-02	0.232E-01	0.000E+00	0.153E-01	0.207E-01
3	0.000E+00	0.153E-01	0.207E-01	0.000E+00	0.263E-01	0.173E-01
4	0.000E+00	0.263E-01	0.173E-01	0.000E+00	0.393E-01	0.121E-01
5	0.000E+00	0.393E-01	0.121E-01	0.000E+00	0.481E-01	0.805E-02
6	0.000E+00	0.481E-01	0.805E-02	0.000E+00	0.538E-01	0.490E-02
7	0.000E+00	0.538E-01	0.490E-02	0.000E+00	0.571E-01	0.246E-02
8	0.000E+00	0.571E-01	0.246E-02	0.000E+00	0.581E-01	0.121E-02
9	0.000E+00	0.581E-01	0.121E-02	0.000E+00	0.585E-01	0.156E-03
10	0.000E+00	0.585E-01	0.156E-03	0.000E+00	0.585E-01	-0.156E-03
11	0.000E+00	0.585E-01	-0.156E-03	0.000E+00	0.581E-01	-0.121E-02
12	0.000E+00	0.581E-01	-0.121E-02	0.000E+00	0.571E-01	-0.246E-02
13	0.000E+00	0.571E-01	-0.246E-02	0.000E+00	0.538E-01	-0.490E-02
14	0.000E+00	0.538E-01	-0.490E-02	0.000E+00	0.481E-01	-0.805E-02
15	0.000E+00	0.481E-01	-0.805E-02	0.000E+00	0.393E-01	-0.121E-01
16	0.000E+00	0.393E-01	-0.121E-01	0.000E+00	0.263E-01	-0.173E-01
17	0.000E+00	0.263E-01	-0.173E-01	0.000E+00	0.153E-01	-0.207E-01
18	0.000E+00	0.153E-01	-0.207E-01	0.000E+00	0.249E-02	-0.232E-01
19	0.000E+00	0.249E-02	-0.232E-01	0.000E+00	0.000E+00	-0.233E-01

ESFORÇOS NAS BARRAS

BARRA	F1	F2	F3	F4	F5	F6
1	0.0000E+00	-1.3938E+04	-1.1485E-12	0.0000E+00	1.3970E+04	-1.4911E+03
2	0.0000E+00	-1.1217E+04	1.4911E+03	0.0000E+00	1.1390E+04	-7.9831E+03
3	0.0000E+00	-1.1390E+04	7.9831E+03	0.0000E+00	1.1563E+04	-1.4575E+04
4	0.0000E+00	-6.4247E+03	1.4575E+04	0.0000E+00	6.6878E+03	-2.0305E+04
5	0.0000E+00	-6.6878E+03	2.0305E+04	0.0000E+00	6.9508E+03	-2.6265E+04
6	0.0000E+00	-3.4962E+03	2.6265E+04	0.0000E+00	3.7593E+03	-2.9435E+04

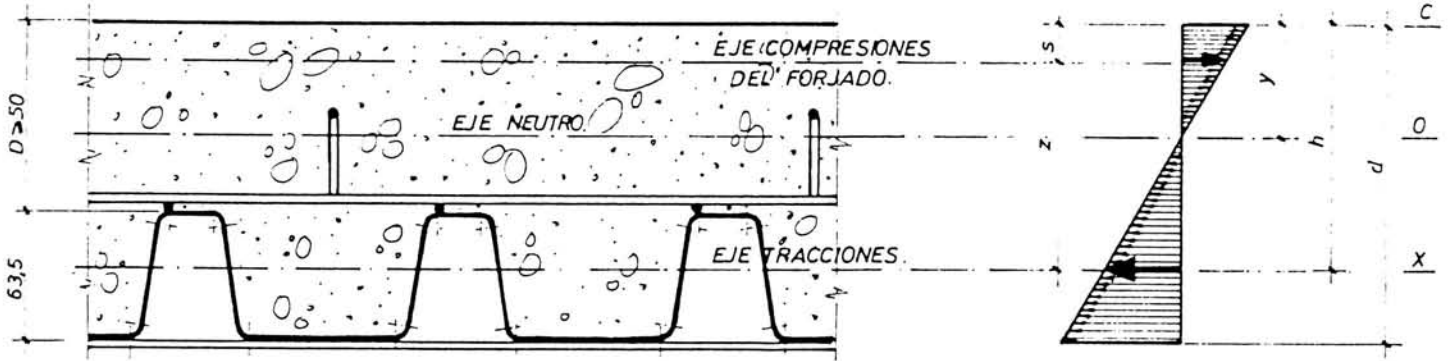
8	0.0000E+00	-9.7770E+02	3.2835E+04	0.0000E+00	1.1506E+03	-3.3446E+04
9	0.0000E+00	-1.1506E+03	3.3446E+04	0.0000E+00	1.3235E+03	-3.4157E+04
10	0.0000E+00	2.9971E+01	3.4157E+04	0.0000E+00	3.0102E+01	-3.4157E+04
11	0.0000E+00	1.3234E+03	3.4157E+04	0.0000E+00	-1.1505E+03	-3.3446E+04
12	0.0000E+00	1.1505E+03	3.3446E+04	0.0000E+00	-9.7764E+02	-3.2835E+04
13	0.0000E+00	4.0222E+03	3.2835E+04	0.0000E+00	-3.7592E+03	-2.9435E+04
14	0.0000E+00	3.7592E+03	2.9435E+04	0.0000E+00	-3.4961E+03	-2.6264E+04
15	0.0000E+00	6.9507E+03	2.6264E+04	0.0000E+00	-6.6876E+03	-2.0304E+04
16	0.0000E+00	6.6876E+03	2.0304E+04	0.0000E+00	-6.4246E+03	-1.4574E+04
17	0.0000E+00	1.1563E+04	1.4574E+04	0.0000E+00	-1.1390E+04	-7.9831E+03
18	0.0000E+00	1.1390E+04	7.9831E+03	0.0000E+00	-1.1217E+04	-1.4911E+03
19	0.0000E+00	1.3970E+04	1.4911E+03	0.0000E+00	-1.3938E+04	1.1480E-12

ANEXO 5

FORJADO METALICO

LESACA S-3

SECCION MIXTA PERFIL S-3/HORMIGON



Dentro de los forjados metálicos el perfil S-3 se utiliza como encofrado-armadura en aquellos forjados donde sean necesarias elevadas sobrecargas útiles. La sección mixta perfil-hormigón se realiza combinando diferentes espesores del perfil S-3 y del hormigón H-300 y $f_{ck} = 66 \text{ Kg/cm}^2$. Adicionalmente se dispone de un mallazo en cuadrícula o malla de 100 - 300 y $\varnothing 5 \text{ mm}$. para prevenir cualquier tendencia a la fisuración del hormigón y aumentar su adherencia con el perfil Lesaca, se completa el conjunto con las armaduras necesarias para absorber los momentos negativos.

Los cálculos característicos y resistencias de n/forjados han sido realizados por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Expedientes n.ºs. C-2321, 2869, 2883, 2886, 3049, 3090, 3129, 3176, 3518.

CARACTERISTICAS DE LA SECCION MIXTA PERFIL S-3/HORMIGON

TIPO DE APOYO															
	Espesor del Hormigón D=cm.	Espesor del Perfil e=mm.	1 Altura total Forjado d=mm.	2 h cm.	3 y cm.	4 z cm.	5 I cm. ⁴	6 M+ m. Kg.	TENSIONES		7 y' cm.	8 Za cm.	9 Zb cm.	10 M- m. Kg.	11 F cm. ²
								σ_b Hormigón	σ_a Acero						
	0.6	113.50	8.82	3.33	7.72	487.90	846.90	66	1091	2.48	8.85	8.03	648.30	4.61	3.92
	0.7			3.62	7.62	574.90	909.80		949				701.20	7.04	4.96
	1.0			4.01	7.48	704.50	990.90		790				789.20	7.88	5.55
	1.5			4.60	7.28	923.80	1105.40		604				965.50	9.54	6.70
	2.0			5.03	7.13	1106.50	1183.60		495				1141.70	11.80	7.89
	0.6	133.50	10.82	3.77	9.57	790.40	1189.90	66	1236	3.03	10.85	9.84	915.90	7.57	5.33
	0.7			4.11	9.45	874.50	1281.90		1078				980.80	8.07	5.68
	1.0			4.58	9.29	1074.80	1403.30		900				1088.80	8.90	6.27
	1.5			5.28	9.05	1413.60	1576.70		692				1304.80	10.60	7.44
	2.0			5.80	8.87	1695. —	1697.30		570				1520.80	12.20	8.61
	0.6	163.50	13.82	4.36	2.37	1238.70	1742.90	66	1400	3.87	13.85	12.56	1401. —	9.12	6.42
	0.7			4.77	12.23	1468.90	1926.10		1252				1483.80	9.61	6.77
	1.0			5.33	12.04	1815.10	2119.60		1049				1621.60	10.44	7.35
	1.5			6.19	11.75	2405.30	2400.60		812				1897.40	12.11	8.53
	2.0			6.84	11.53	2898.50	2600.70		673				2173.10'	13.70	9.70

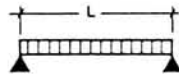
NOMENCLATURAS

D = Espesor de la capa de hormigón por encima del plano superior del perfil.
 e = Espesor de la chapa perfil Lesaca.
 d = Altura o espesor total del Forjado.
 h = Distancia del eje de tracciones al plano superior del Forjado.
 Y = Distancia del eje neutro al plano superior del Forjado.

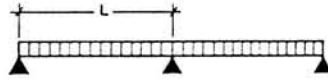
z = Distancia entre los ejes de tracciones y compresiones.
 I = Momento de inercia de la sección Mixta.
 M⁺ = Momento positivo.
 σ_a = Tensión admisible de la chapa perfil Lesaca (1.400 Kg/cm.²).
 σ_b = Tensión admisible del hormigón (66 Kg/cm.²).

y' = Distancia entre línea neutra y plano inferior del perfil.
 Za = Acero zona comprimida.
 Zb = Hormigón zona comprimida.
 M⁻ = Momento negativo.
 F = Sección del acero por metro lineal - Armadura momentos negativos.
 F' = Sección del Tetracero (o similar) por metro lineal - Armadura momentos negativos.

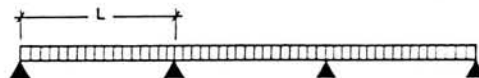
TABLAS DE RESISTENCIAS DEL FORJADO METALICO S-3



Espesor del Hormigón d = cm	Espesor del Perfil e = mm	Peso del Forjado W = Kg.	L = 2			L = 2,5			L = 3			L = 3,5			L = 4			L = 4,5		
			FLECHA			FLECHA			FLECHA			FLECHA			FLECHA			FLECHA		
			Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.
5	0,6	230	1694	3,44	3,86	1084	5,38	—	753	7,74	—	553	10,55	—	423	13,77	—	335	17,43	—
	0,7	232	1819	3,13	3,03	1164	4,90	—	808	7,06	—	594	9,60	—	455	12,55	—	359	15,88	—
	1,0	235	1982	2,79	1,86	1268	4,36	5,59	881	6,27	—	647	8,50	—	391	11,16	—	391	14,13	—
	1,5	242	2211	2,37	1,57	1415	3,71	3,83	983	5,34	7,94	722	7,26	14,7	553	9,49	—	437	12, —	—
	2,0	249	2367	2,12	1,21	1515	3,31	2,95	1052	4,77	6,12	773	6,49	11,3	592	8,48	19,3	468	10,70	—
7	0,6	280	2380	3,18	—	1523	4,98	—	1058	7,17	—	777	9,76	—	595	12,75	—	470	16,14	—
	0,7	282	2564	2,90	3,69	1641	4,54	—	1139	6,54	—	837	8,90	—	641	11,63	—	506	14,72	—
	1,0	285	2807	2,59	2,77	1796	4,04	6,78	1247	5,82	—	916	7,93	—	702	10,36	—	554	13,11	—
	1,5	292	3153	2,21	1,89	2018	3,45	4,62	1401	4,98	9,58	1030	6,77	—	788	8,85	—	623	11,20	—
	2,0	299	3395	1,98	1,45	2173	3,10	3,54	1509	4,47	7,35	1108	6,08	13,6	849	7,94	—	671	10, —	—
10	0,6	355	3486	2,79	—	2231	4,36	—	1549	6,28	—	1138	8,55	—	871	11,16	—	689	14,13	—
	0,7	357	3852	2,60	4,67	2465	4,06	—	1712	5,85	—	1258	7,96	—	963	10,40	—	761	13,17	—
	1,0	350	4239	2,31	3,50	2713	3,62	—	1884	5,21	—	1384	7,09	—	1060	9,26	—	837	11,73	—
	1,5	367	4801	1,98	2,38	3073	3,09	5,81	2134	4,45	12, —	1568	6,06	—	1200	7,92	—	948	10, —	—
	2,0	374	5201	1,78	1,81	3329	2,78	4,43	2312	4, —	9,19	1698	5,45	17, —	1300	7,12	—	1027	9, —	—



Espesor del Hormigón d = cm	Espesor del Perfil e = mm	Peso del Forjado W = Kg.	L = 2			L = 2,5			L = 3			L = 3,5			L = 4			L = 4,5		
			FLECHA			FLECHA			FLECHA			FLECHA			FLECHA			FLECHA		
			Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.
5	0,6	230	1621	1,36	1,60	1037	2,13	2,91	576	2,46	—	423	3,35	—	324	4,38	—	256	5,53	—
	0,7	232	1753	1,25	1,26	1122	1,96	3,07	623	2,26	6,38	458	3,07	—	351	4,02	—	277	5,08	—
	1,0	235	1973	1,15	0,95	1263	1,80	2,32	702	2,07	4,81	515	2,82	—	395	3,69	—	312	4,67	—
	1,5	242	2414	1,07	0,65	1545	1,68	1,59	858	1,93	3,30	631	2,63	6,11	483	3,44	10,40	381	4,35	—
	2,0	249	2854	1,06	0,50	1827	1,66	1,22	1015	1,91	2,54	746	2,60	4,71	571	3,40	8, —	451	4,30	—
7	0,6	280	2290	1,27	1,95	1466	1,99	—	814	2,29	—	598	3,12	—	362	4,07	—	362	5,15	—
	0,7	282	2452	1,15	1,53	1569	1,80	3,74	872	2,07	—	641	2,82	—	490	3,69	—	387	4,67	—
	1,0	285	2722	1,04	1,15	1742	1,63	2,81	968	1,87	5,83	711	2,55	—	544	3,33	—	430	4,22	—
	1,5	292	3262	0,95	0,78	2088	1,48	1,92	1160	1,71	3,98	852	2,32	7,37	652	3,04	—	515	3,84	—
	2,0	299	3802	0,92	0,60	2433	1,44	1,47	1352	1,66	3,05	993	2,26	5,65	760	2,95	9,64	601	3,71	—
10	0,6	355	3503	1,16	2,47	2242	1,82	—	1245	2,09	—	915	2,85	—	701	3,72	—	554	4,71	—
	0,7	357	3709	1,04	1,94	2374	1,62	4,73	1319	1,87	—	969	2,54	—	742	3,32	—	586	4,21	—
	1,0	350	4054	0,92	1,45	2595	1,43	3,55	1441	1,65	—	1059	2,25	—	811	2,94	—	641	3,72	—
	1,5	367	4743	0,81	0,98	3036	1,27	2,41	1687	1,46	5, —	1239	1,99	—	949	2,60	—	750	3,28	—
	2,0	374	5433	0,77	0,75	3477	1,20	1,84	1932	1,38	3,81	1419	1,89	7,07	1087	2,47	—	859	3,12	—



Espesor del Hormigón d = cm	Espesor del Perfil e = mm	Peso del Forjado W = Kg.	L = 2			L = 2,5			L = 3			L = 3,5			L = 4			L = 4,5		
			FLECHA			FLECHA			FLECHA			FLECHA			FLECHA			FLECHA		
			Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.	Carga Kg/m ²	Fonado f = mm.	Perfil f' = mm.
5	0,6	230	1945	1,04	1,02	1245	1,30	1,99	720	1,30	—	529	1,52	—	405	1,74	—	320	1,96	—
	0,7	230	2104	0,96	0,80	1346	1,20	1,57	779	1,20	—	572	1,40	—	438	1,60	—	346	1,80	—
	1,0	235	2368	0,88	0,60	1516	1,10	1,18	877	1,10	2,04	644	1,28	—	493	1,47	—	390	1,65	—
	1,5	242	2897	0,82	0,41	1854	1,03	0,81	1073	1,03	1,40	788	1,20	2,22	603	1,37	—	477	1,54	—
	2,0	249	3425	0,81	0,32	2192	1,01	0,62	1269	1,01	1,08	932	1,18	1,71	714	1,35	2,56	564	1,52	—
7	0,6	280	2748	0,97	1,24	1759	1,21	—	1018	1,21	—	748	1,42	—	572	1,62	—	452	1,82	—
	0,7	282	2942	0,88	0,97	1883	1,10	1,90	1090	1,10	—	801	1,28	—	613	1,47	—	484	1,65	—
	1,0	285	3266	0,79	0,73	2090	0,99	1,43	1210	0,99	2,48	889	1,16	—	680	1,33	—	538	1,49	—
	1,5	292	3914	0,72	0,50	2505	0,90	0,98	1450	0,90	1,69	1065	1,06	2,68	815	1,21	—	644	1,36	—
	2,0	299	4562	0,70	0,38	2920	0,88	0,75	1690	0,88	1,29	1241	1,03	2,06	950	1,17	—	751	1,32	—
10	0,6	355	4203	0,89	1,57	2690	1,11	—	1557	1,11	—	1144	1,30	—	876	1,48	—	692	1,67	—
	0,7	357	4451	0,79	1,23	2849	0,99	—	1649	0,99	—	1211	1,16	—	927	1,32	—	733	1,49	—
	1,0	350	4865	0,70	0,92	3114	0,88	1,81	1802	0,88	—	1324	1,02	—	1014	1,17	—	801	1,32	—
	1,5	367	5692	0,62	0,63	3642	0,77	1,23	2108	0,77	2,12	1549	0,90	—	1186	1,03	—	937	1,16	—
	2,0	374	6519	0,59	0,48	4172	0,73	0,94	2415	0,73	1,62	1774	0,86	2,57	1358	0,98	—	1073	1,10	—

NOTA: (-) Indica necesidad de apuntalamiento

ANEXO 6

Moment Loading

W
 b
 L
 R_B
 $0.577b$
 $0.128Wb$
 $R_B \cdot x - \frac{Wx^3}{3b^2}$
 $\frac{Wb}{15L^2} (5L^2 - 3b^2)$
 R_B
 $\frac{Wb}{5L^2} (5L^2 - b^2)$
 $\frac{W}{5L^2} (b^3 + 5aL^2)$

Moment Loading

W
 $2W$
 b
 L
 R_B
 $0.423b$
 $0.128Wb$
 $x + M_A - \frac{W}{3b^2} (x-a)^3$
 $\frac{Wb}{60L^2} (10L^2 - 3b^2)$
 R_B
 W
 x
 C and B
 $-Wx^2/b^2$
 $[C(11L-15a) + a^2(5L-a)]$
 $A = W - R_B$

PROPPED CANTILEVERS

MOMENT LOADING

$W = w(L+a)$
 A B C D
 L $a+b$
 x
 $+M_{max}$ $n = x/L$
 $p = a/L$
 $q = b/L$
 M_A
 M_B
 $M_B = -\frac{Wq^2}{2}$ $M_A = -\frac{W}{8}(L^2 - 2a^2)$
 $+M_{max} = \frac{WL^2}{128}(36p^4 - 28p^2 + 9)$
 when $x/L = \frac{5}{8} - \frac{3p^2}{4}$

SHEAR

R_A R_B
 $R_A = WL(\frac{5}{8} - \frac{3p^2}{4})$
 $R_B = WL(\frac{3p^2}{4} + p + \frac{3}{8})$

DEFLECTION

d_D
 $d_D = \frac{wL^4}{48EI} [(6p^2 + 6p^2 - 1)(p+q) - 2p^2]$
 $d_x = \frac{wL^4}{48EI} [2n^2 + (6p^2 - 5)n^2 - (6p^2 - 3)n^2]$
 d_{max} when $x/L = \frac{1}{13} [15 - 18p^2 - \sqrt{324p^4 - 156p^2 + 33}]$

MOMENT LOADING

$W = w.q$
 A B C D
 L $a+b$
 $L/3$
 M_B
 M_A
 $M_B = -2M_A = -\frac{wa^2}{2}$
 $p = a/L$
 $q = b/L$

SHEAR

R_A R_B
 $R_A = -\frac{3wap}{4}$
 $R_B = wa(1 + \frac{3p}{4})$

DEFLECTION

d_D
 $d_D = \frac{wL^4}{48EI} [p^2(3p+6)q + 6p(p+1)]$
 $-d_{max} = -\frac{wL^4 p^2}{34EI}$

MOMENT LOADING

P
 A B C D
 L $a+b$
 $L/3$
 M_B
 M_A
 $M_B = -2M_A = -Pa$
 $p = a/L$
 $q = b/L$ R_B

SHEAR

R_A R_B
 $R_A = -\frac{3Pp}{2}$
 $R_B = P(1 + \frac{3p}{2})$

DEFLECTION

d_D
 $d_D = \frac{PL^3 p}{12EI} (4p^2 + 6pq + 3p + 3q)$
 $-d_{max} = -\frac{PL^3 p}{27EI}$

MOMENT LOADING

M
 A B C D
 L $a+b$
 $L/3$
 M_B
 M_A
 $M_B = -2M_A = -M$

SHEAR

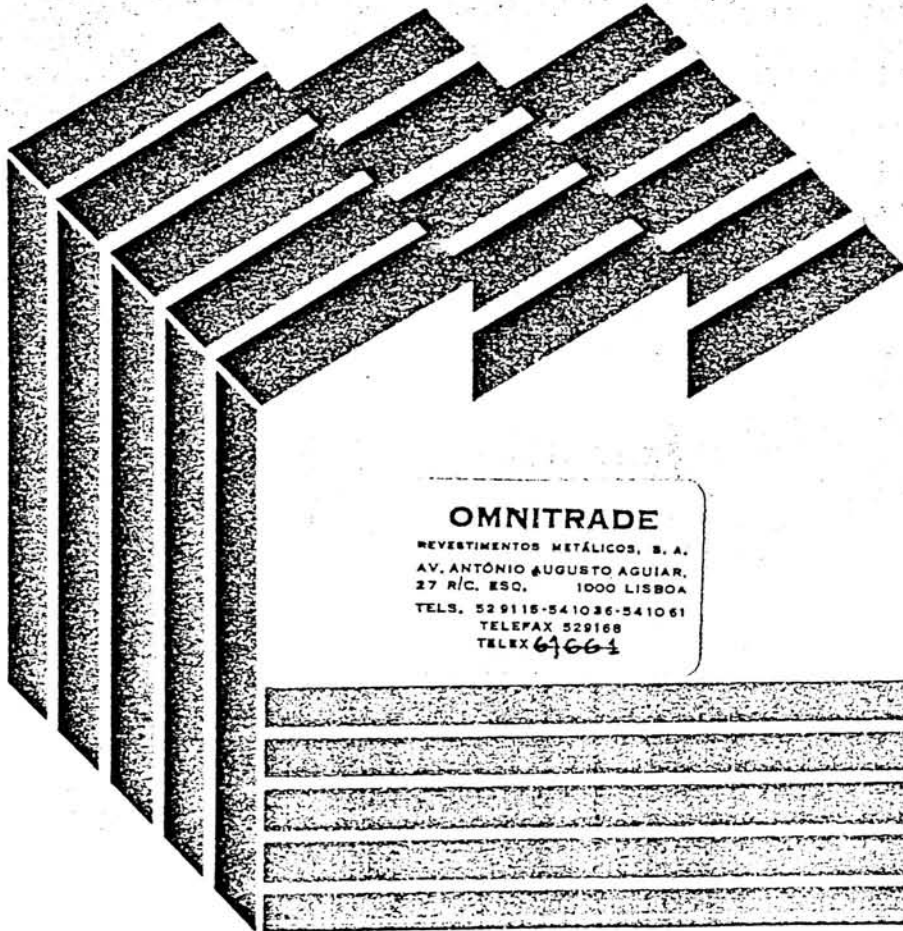
R_A R_B
 $R_A = -R_B = -\frac{3M}{2L}$

DEFLECTION

d_D
 $d_D = \frac{M}{4EI} [L(a+b) + a^2(2 + \frac{4b}{a})]$
 $-d_{max} = -\frac{ML^2}{27EI}$

ANEXO 7

CAHIER DES CHARGES D'UTILISATION DES PANNEAUX SANDWICH 'PROMISOL'



OMNITRADE

REVESTIMENTOS METÁLICOS, S. A.
AV. ANTÓNIO AUGUSTO AGUIAR,
27 R/C, ESC. 1000 LISBOA
TELS. 52 91 15-54 10 36-54 10 61
TELEFAX 529168
TELEX 64664

couverture: PROMISOL 1001T
bardage : PROMISOL 1003B
PROMISOL 1001T

PROMISOL HAIRONVILLE S.A.

HAIRONVILLE - 55000 BAR-LE-DUC, Tél. (29) 45.02.22 - Télex 961582
TELEPHAX (29) 45.19.18

P. N 49
OCTOBRE 83

I - GENERALITES

1.1 DESTINATION

Les procédés de couverture et de bardage PROMISOL sont destinés à la réalisation d'habillage isolé de bâtiments à faible ou moyenne hygrométrie de toute destination :

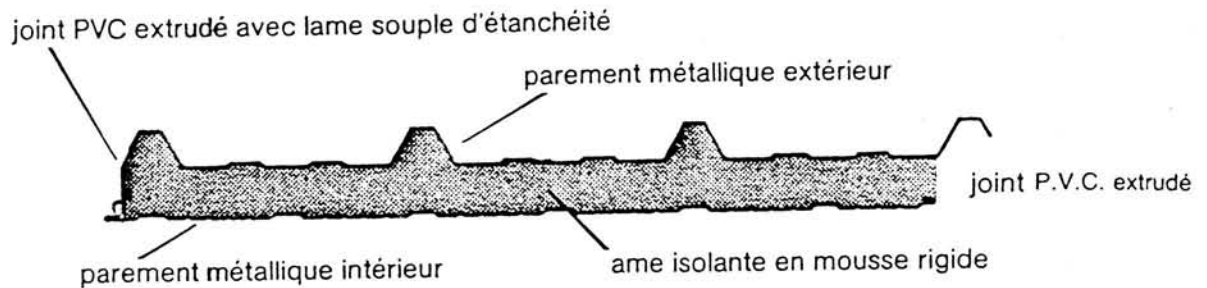
- bâtiments industriels
- immeubles d'habitations
- bâtiments scolaires,
- etc.

dans la limite d'un environnement compatible avec les matériaux constituant les panneaux.

1.2 PRÉSENTATION DES PRODUITS

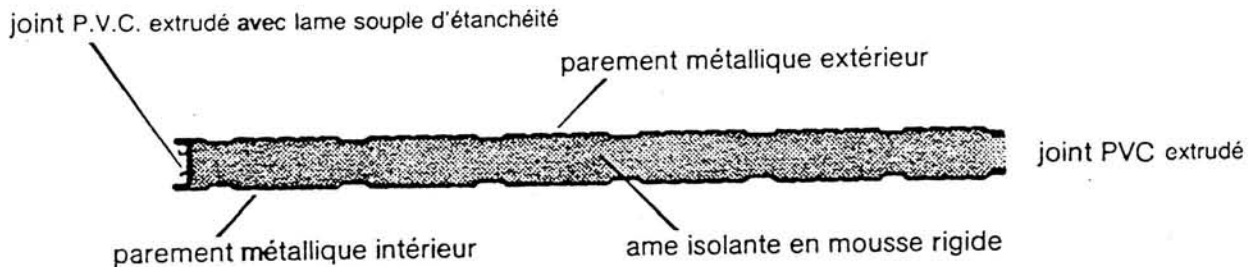
1.2.1 PROMISOL 1001 T

COUVERTURE ET BARDAGE



1.2.2 PROMISOL 1003 B

BARDAGE



II - DESCRIPTIF DES PRODUITS FINIS

2.1 FABRICATION

Les panneaux PROMISOL 1001 T et PROMISOL 1003 B sont réalisés selon la technique de remplissage intégral afin d'obtenir un Sandwich constitué de deux parements métalliques en tôle d'acier et d'une âme isolante en mousse rigide.

2.2 CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES - TOLÉRANCES

		PROMISOL 1001 T							PROMISOL 1003 B						
Largeur utile ± 5 (mm)		1000							1000						
Largeur hors tout (mm)		1085							1017						
Longueur ± 5 (mm)		maximum 12000 + 300 recouvrement Minimum 2 500 (recouvrement compris)							maximum 12000 minimum 2 500.						
Épaisseur parement métallique (mm)	extérieur	0,63 - 0,75 - 1,—							0,50 0,63 - 0,75						
	intérieur	0,50 - 0,63 - 0,75							0,50 - 0,63 - 0,75						
Hauteur nervure principale mm		45							—						
Densité de la mousse ± 3 kg/m ³		42							42						
Épaisseurs nominales mousse (mm)		30	35	40	50	60	80	100	30	35	40	50	60	80	
Épaisseurs hors tout (mm) ± 2		75	80	85	93	105	125	145	31	36	41	51	61	81	
Coefficient de transmission thermique utile K en partie courante λ = 0,023	Kcal/h·m ² ·°C	0,60	0,52	0,46	0,37	0,31	0,24	0,19	0,58	0,51	0,45	0,37	0,31	0,24	
	W/m ² ·°C	0,69	0,60	0,53	0,43	0,36	0,27	0,22	0,68	0,59	0,52	0,43	0,36	0,27	
Poids au m ² utile (exemple : avec 2 tôles 0,63 mm).		12,5	12,7	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	11,9	12,1	12,3	12,7	13,1	13,9	
Possibilités de recouvrement	longitudinal	recouvrement d'onde droite ou gauche							emboîtement						
	transversal	Par débord du parement supérieur de 150-200 ou 300 mm							bavette basse						
Débord en bas de pente		Par débord du parement supérieur de 50-150-200 ou 300 mm							bavette basse						

CHARGES EN PRESSION (DaN/m²) (tableau provisoire)

Nombre d'appuis	Épaisseur parois	63 - 63				63 - 50			
	Portée m \ Épaisseur âme mm	30	40	50	60	30	40	50	60
2 Appuis	3,75	90	105	120	140	80	90	105	120
	3,50	105	120	140	160	90	105	120	140
	3,25	120	140	165	190	105	120	140	165
	3,00	140	165	195	225	120	145	165	190
	2,75	165	195	240	280	145	180	205	235
	2,50	225	260	310	350	180	225	260	290
	2,25	320	360	410	450	240	300	350	390
3 Appuis ou plus	3,75	130	145	160	180	110	130	150	175
	3,50	150	170	190	205	130	150	175	200
	3,25	180	200	220	240	155	175	200	230
	3,00	215	235	260	280	185	210	235	260
	2,75	255	280	305	330	225	250	280	300
	2,50	310	345	365	390	230	305	330	355
	2,25	385	410	435	455	350	375	400	425

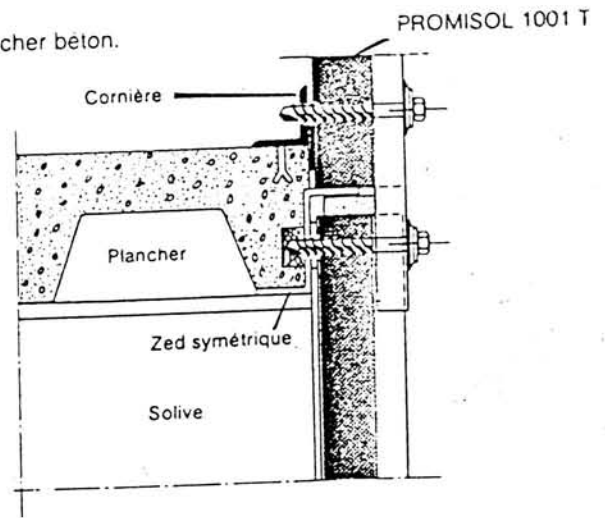
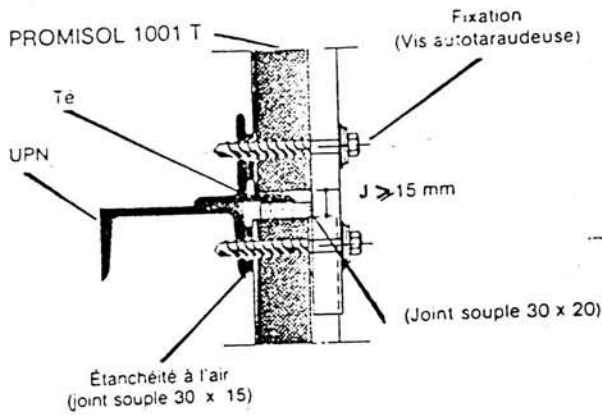
CHARGES EN DÉPRESSION (daN/m²) (tableau provisoire)

Nombre d'appuis	Épaisseur parois	63 - 63				63 - 50			
	Portée m \ Épaisseur âme mm	30	40	50	60	30	40	50	60
2 Appuis	3,75	70	80	95	110	60	70	85	95
	3,50	80	95	110	130	70	85	95	110
	3,25	95	110	130	150	85	95	110	130
	3,00	110	130	150	175	95	115	130	150
	2,75	140	160	190	225	115	145	165	185
	2,50	180	210	250	280	145	180	210	230
	2,25	255	290	320	360	195	240	270	310
3 Appuis ou plus	3,75	105	115	130	145	90	105	120	140
	3,50	120	135	150	165	105	120	140	160
	3,25	145	160	175	190	125	140	160	185
	3,00	170	190	210	225	160	170	190	210
	2,75	205	225	245	265	180	200	225	240
	2,50	250	275	290	310	225	245	265	285
	2,25	310	340	360	380	280	300	320	350

9.3 VALEURS DE RECOUVREMENT EN BARDAGE

9.3.1 PROMISOL 1001 T

Exemple de recouvrement au droit d'une panne métallique ou d'un plancher béton.



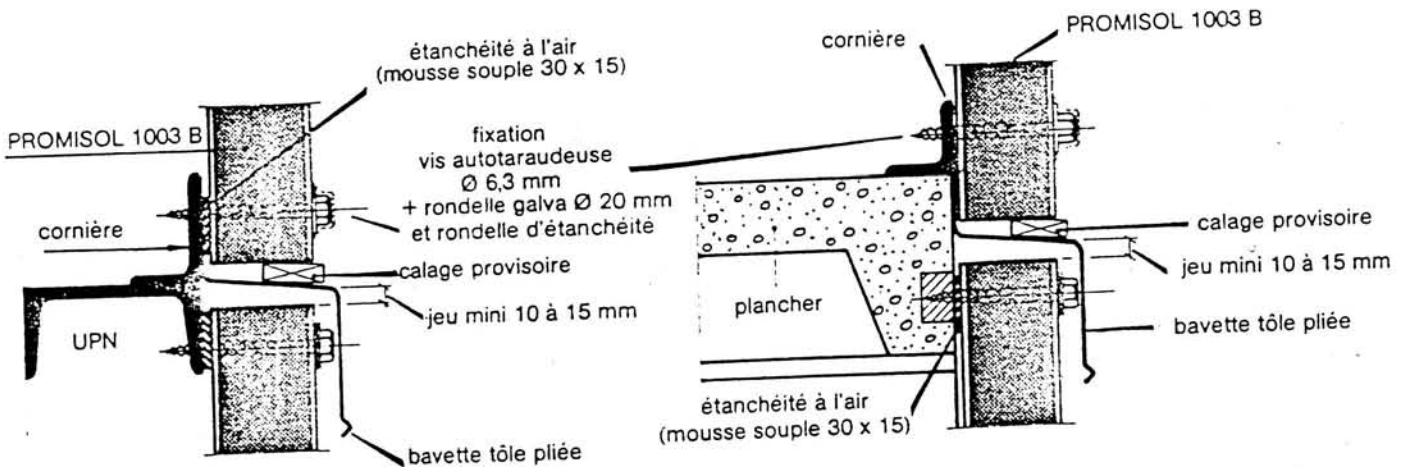
Un jeu minimum de 15 mm est à prévoir entre la tranche haute des panneaux inférieurs et la sous face de l'aile d'appui des panneaux supérieurs.

Un recouvrement minimum de 100 mm + 15 sera nécessaire.

Un joint en mousse souple imprégné sera écrasé entre la tôle intérieure et l'appui afin d'assurer une étanchéité à l'air.

9.3.2 PROMISOL 1003 B

Les profils métalliques extérieurs n'étant pas empilables, la continuité du bardage ne peut être réalisée en lisse courante que par interposition d'une bavette en tôle pliée.



9.4 FIXATIONS (Non fournies par PROMISOL HAIRONVILLE S.A.)

- En couverture, les fixations sont toujours placées au sommet des grandes nervures.
- Les tiges des boulons-crochets doivent être placées côté faitage par rapport à l'appui.

BOULONS DE COUTURE POUR PROMISOL 1001 T EN COUVERTURE

Afin d'assurer une étanchéité correcte, il est nécessaire d'utiliser des boulons de couture.

Leur densité sera fonction de la pente de la couverture.

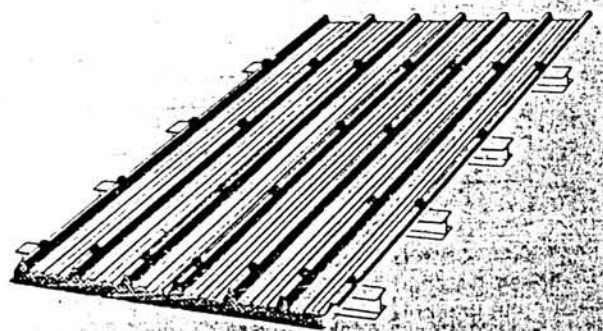
Portée L (m)	Site normal avec pente > 10 %	Site exposé ou pente ≤ 10 % en tous sites
$L \leq 2$	L	L/2
$2 < L \leq 3,50$	L/2	1 m
$L > 3,50$	1 m	1 m

- les fixations de couture sont régulièrement réparties
- la fixation sur panne des nervures de recouvrement longitudinal des plaques est également considérée comme une fixation de couture lorsqu'elle est située en sommet de nervure.

- En bardage, les tiges des boutons, crochets doivent être placés au-dessus des lisses.

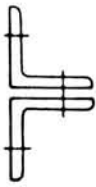
Répartition des fixations

(densité de fabrication réduite)



ANEXO 8

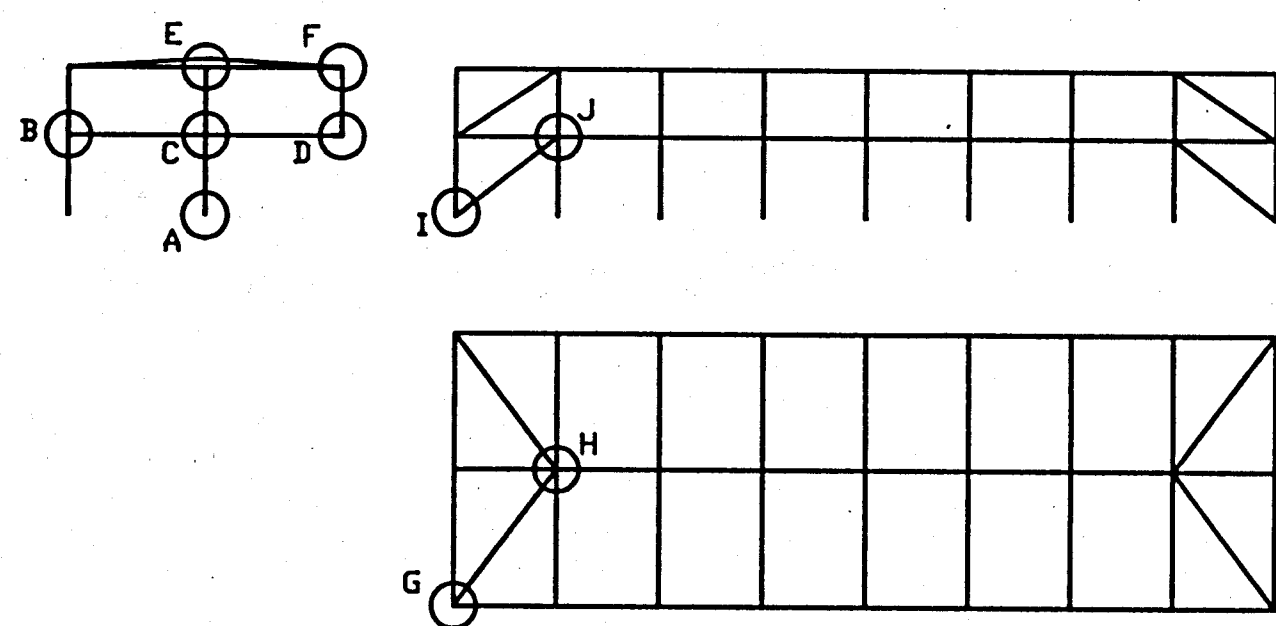
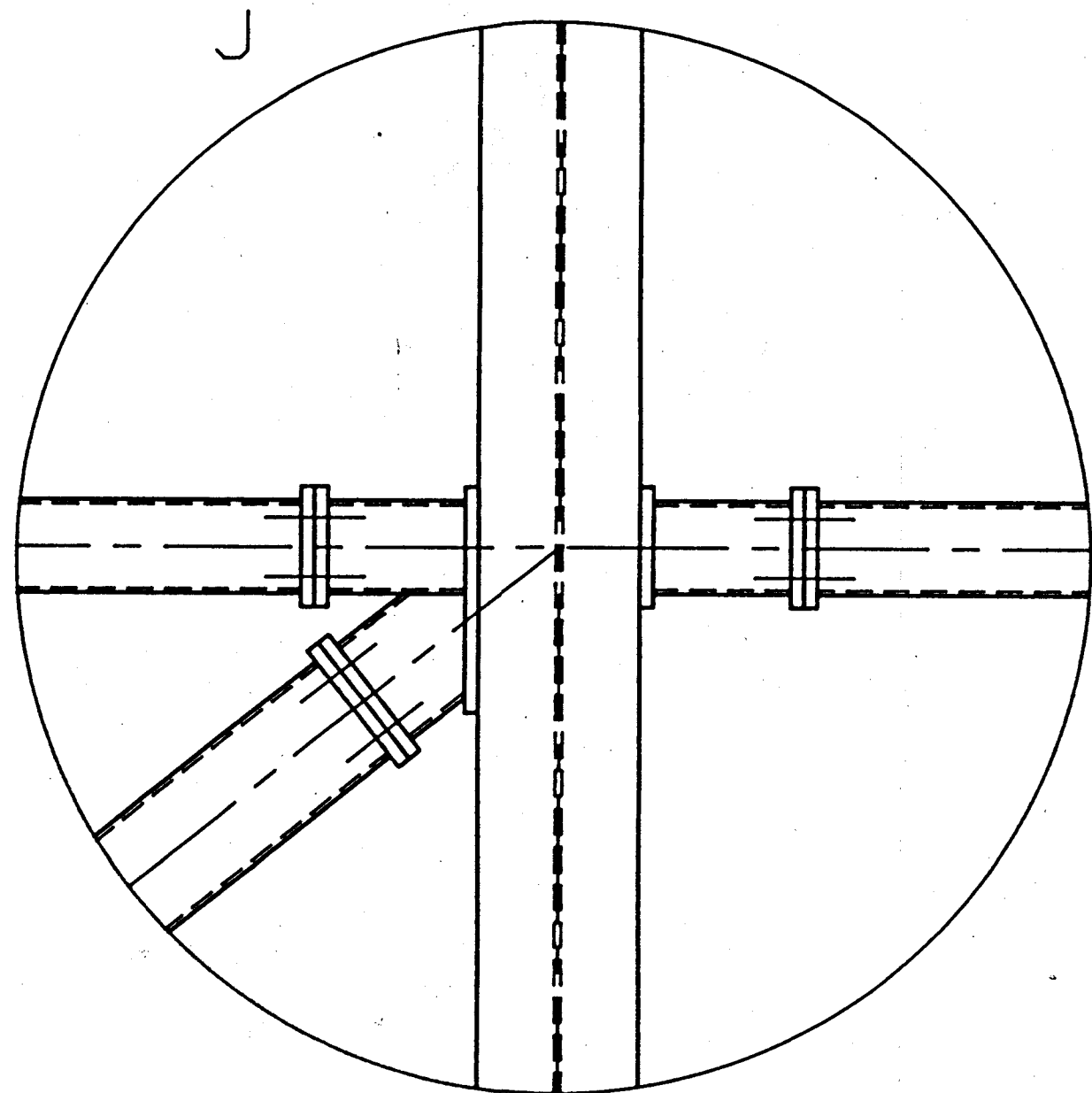
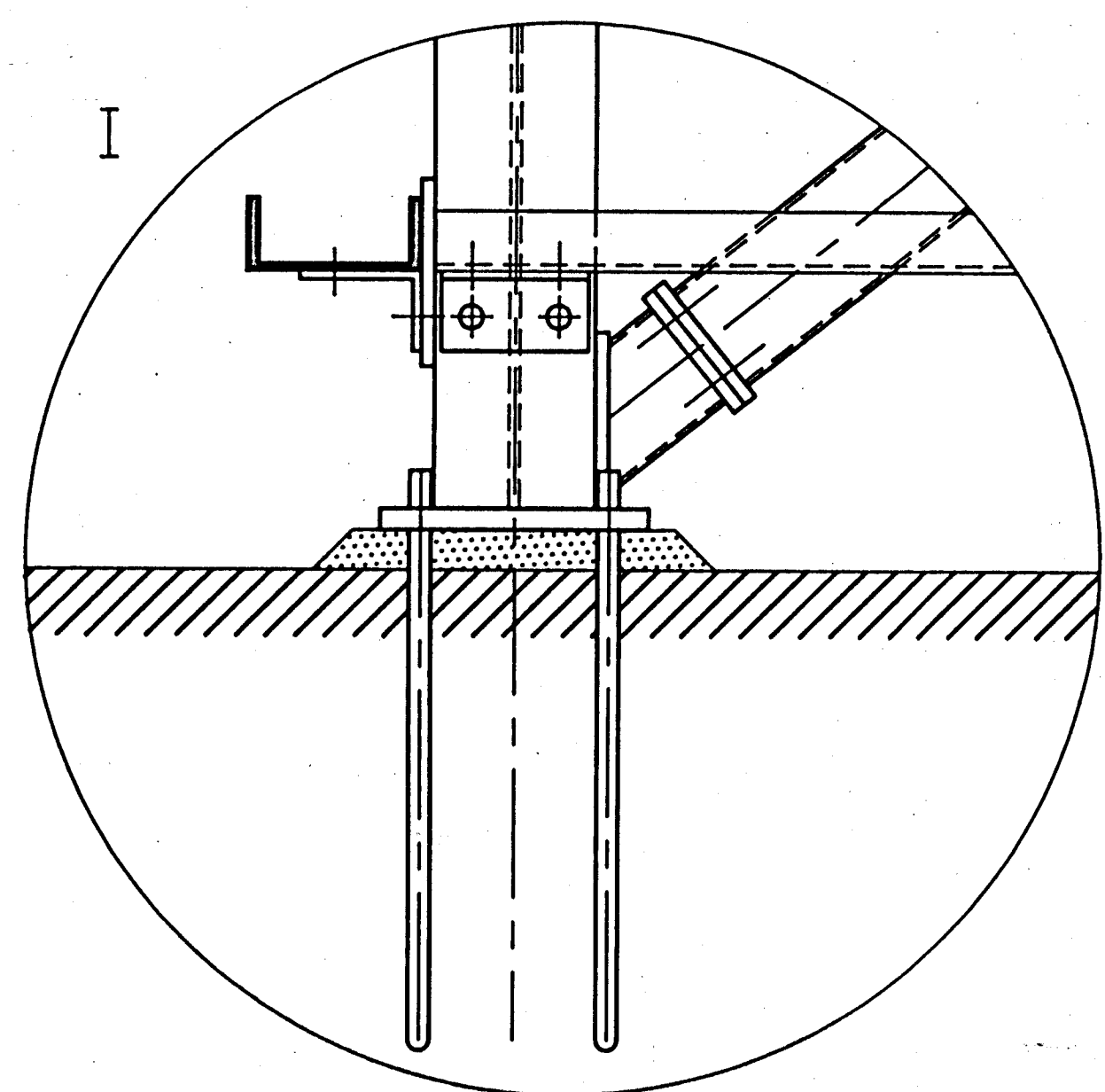
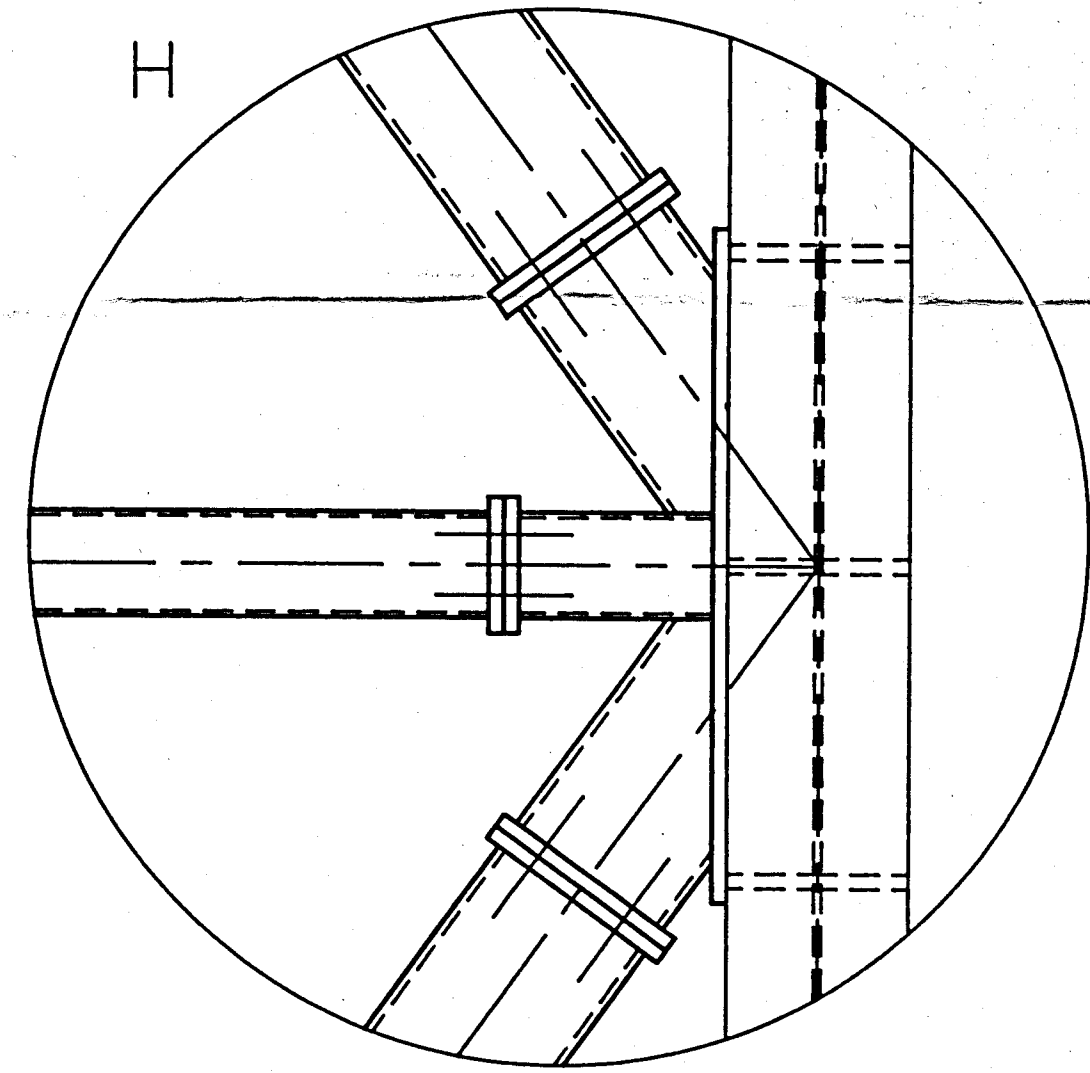
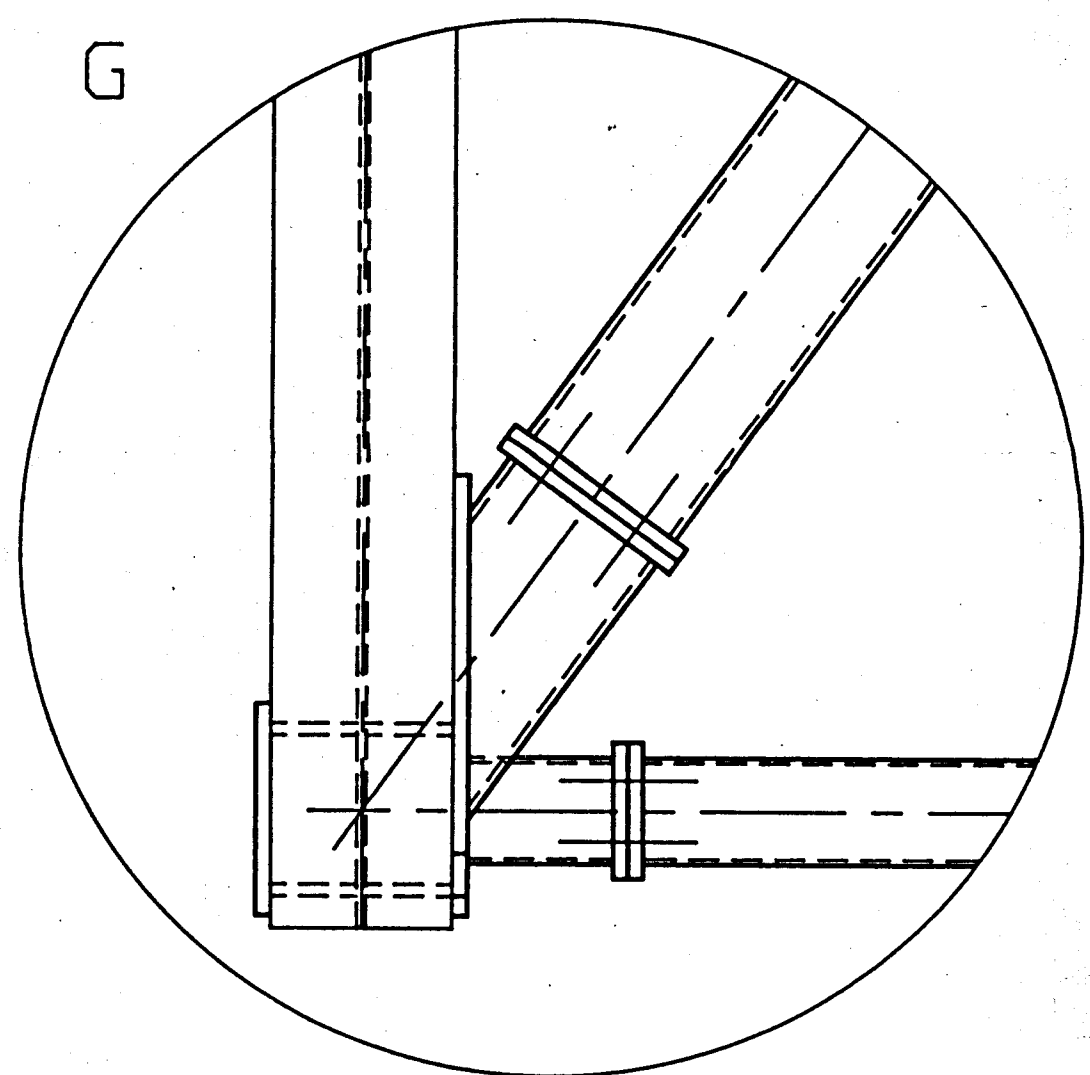
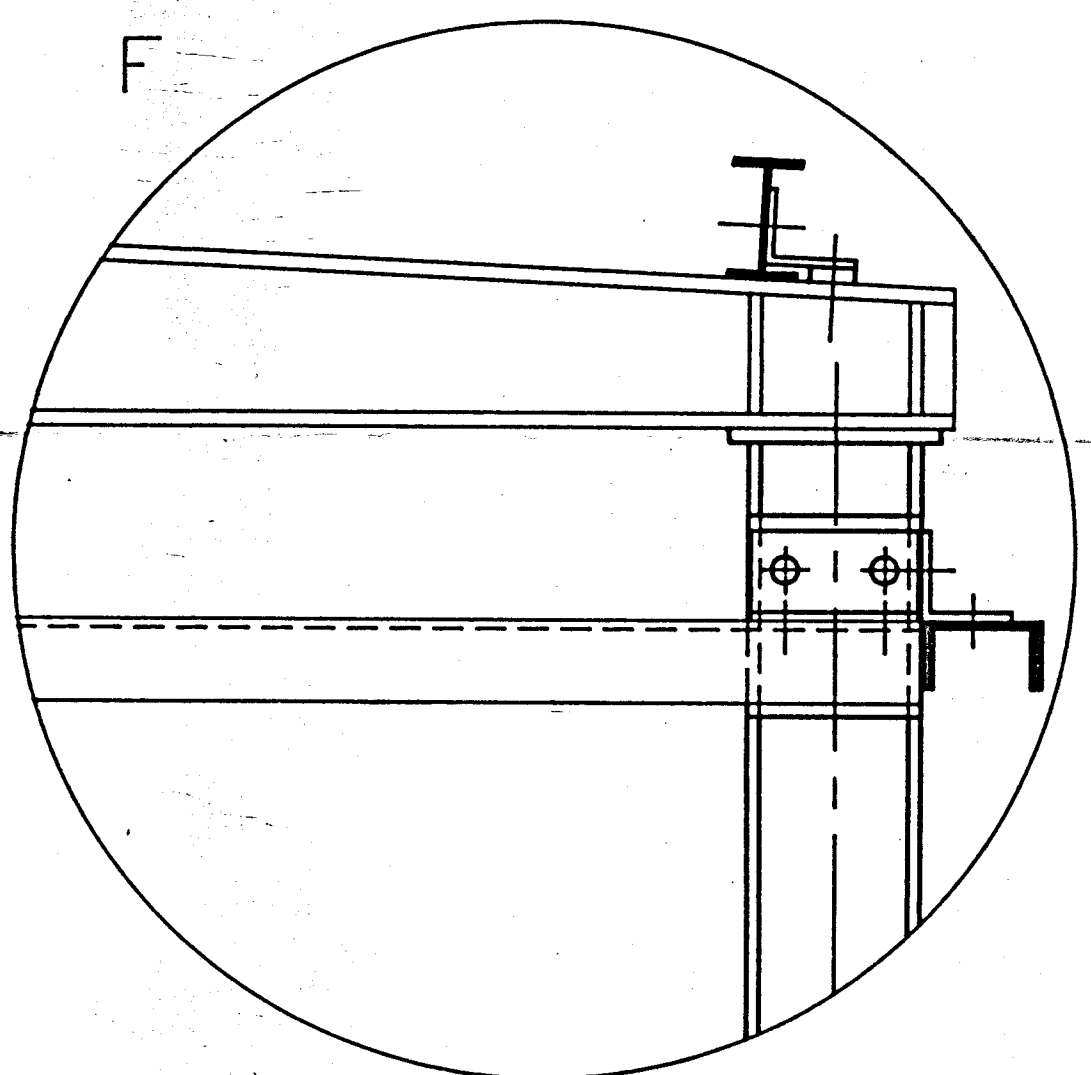
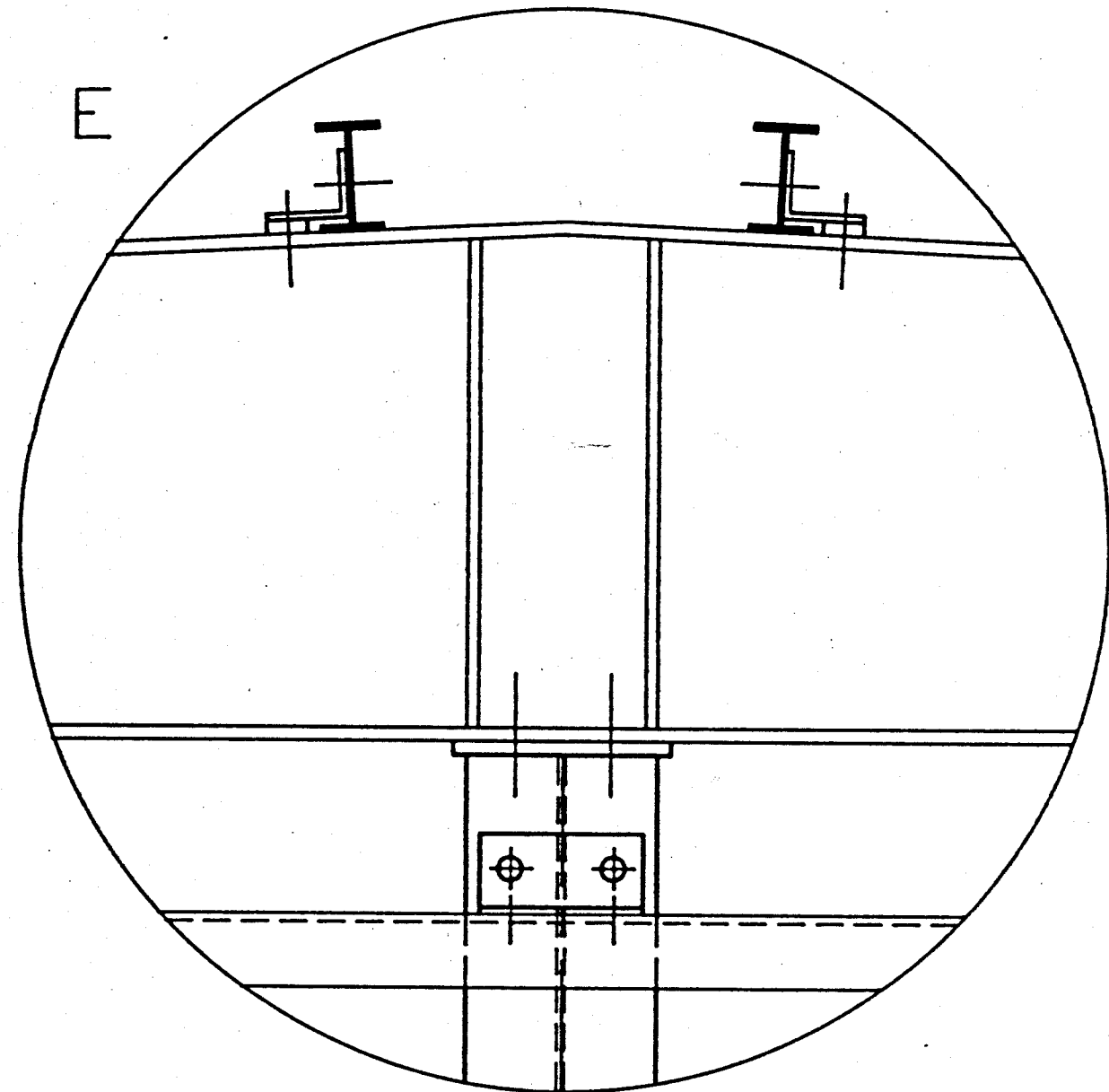
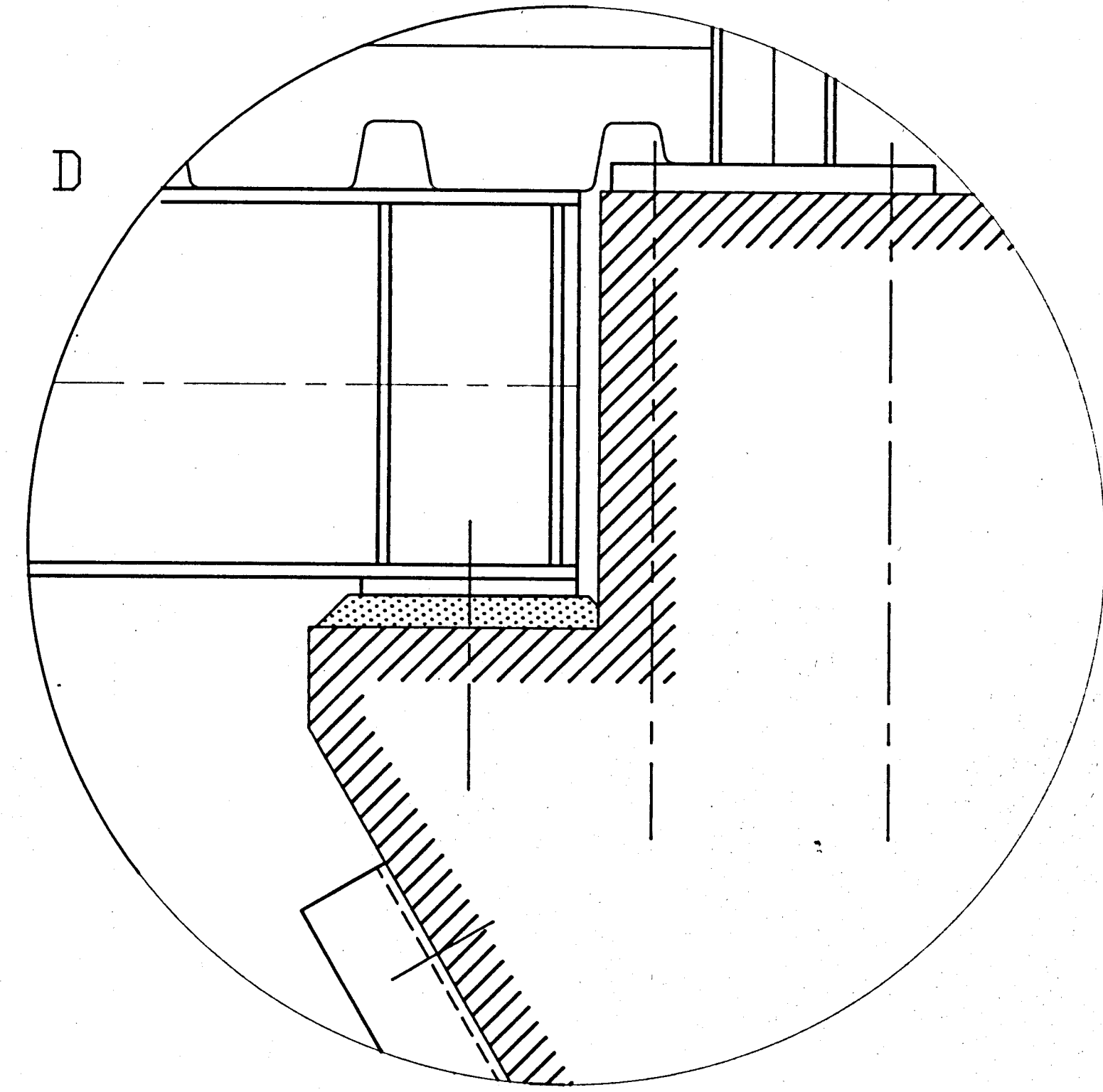
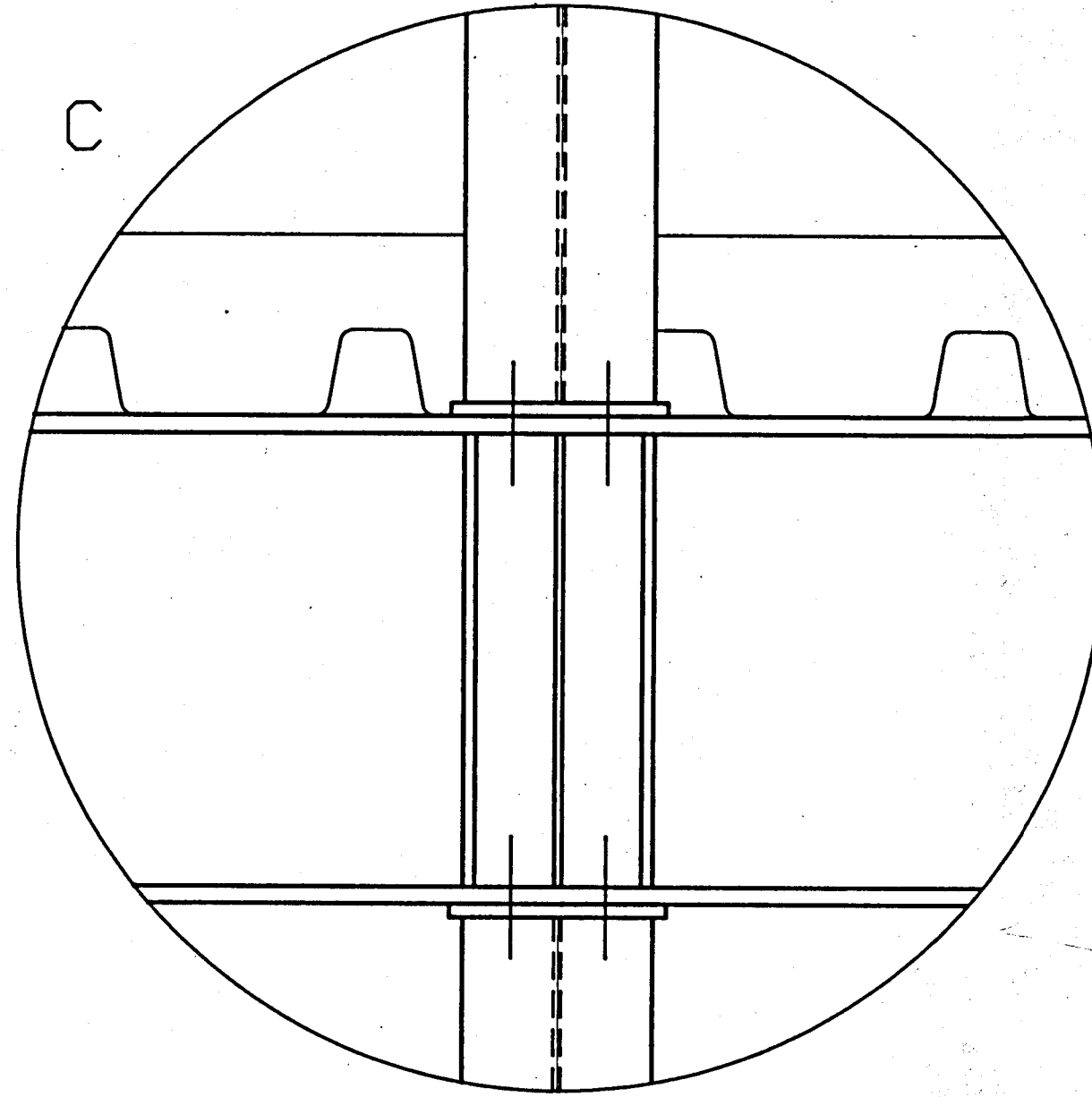
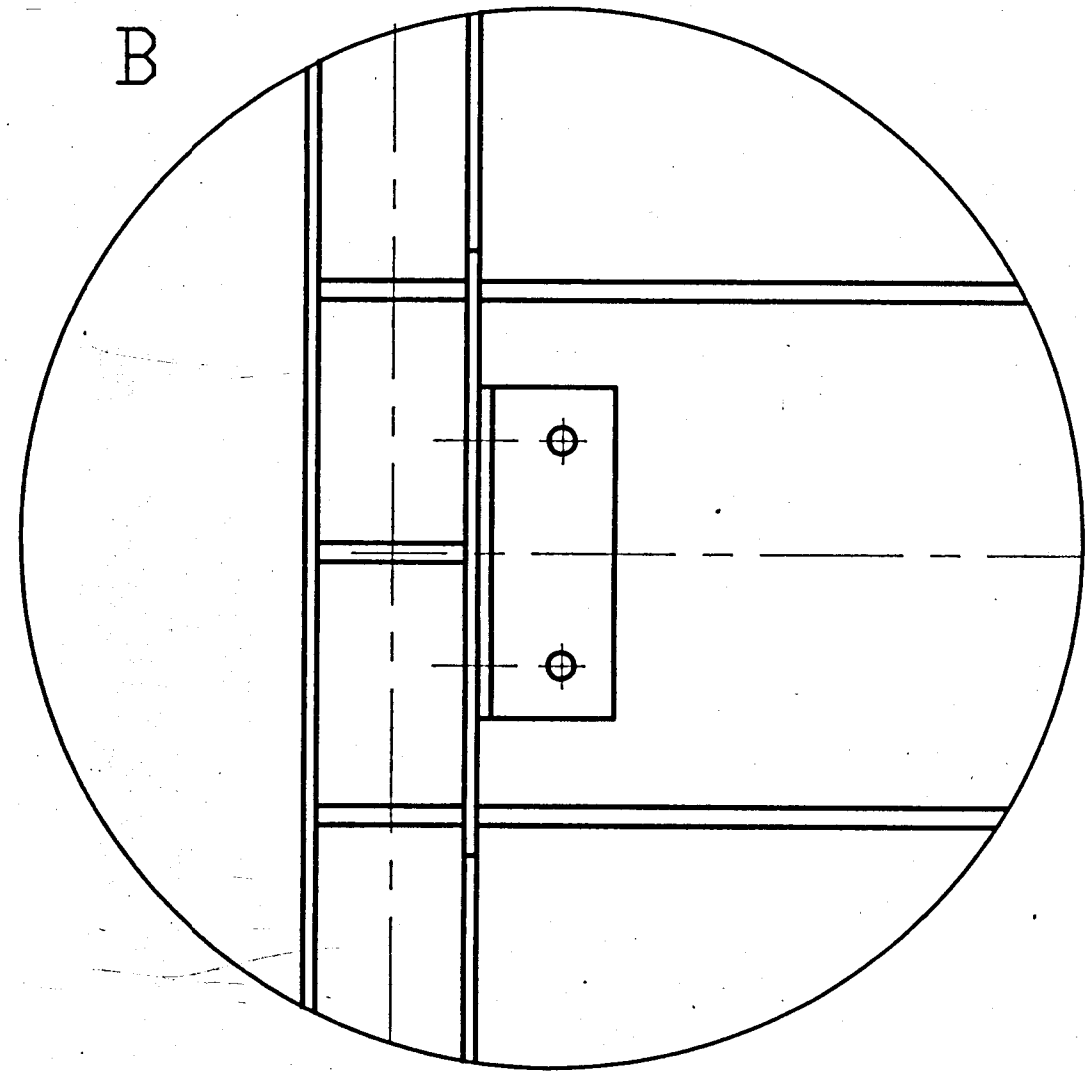
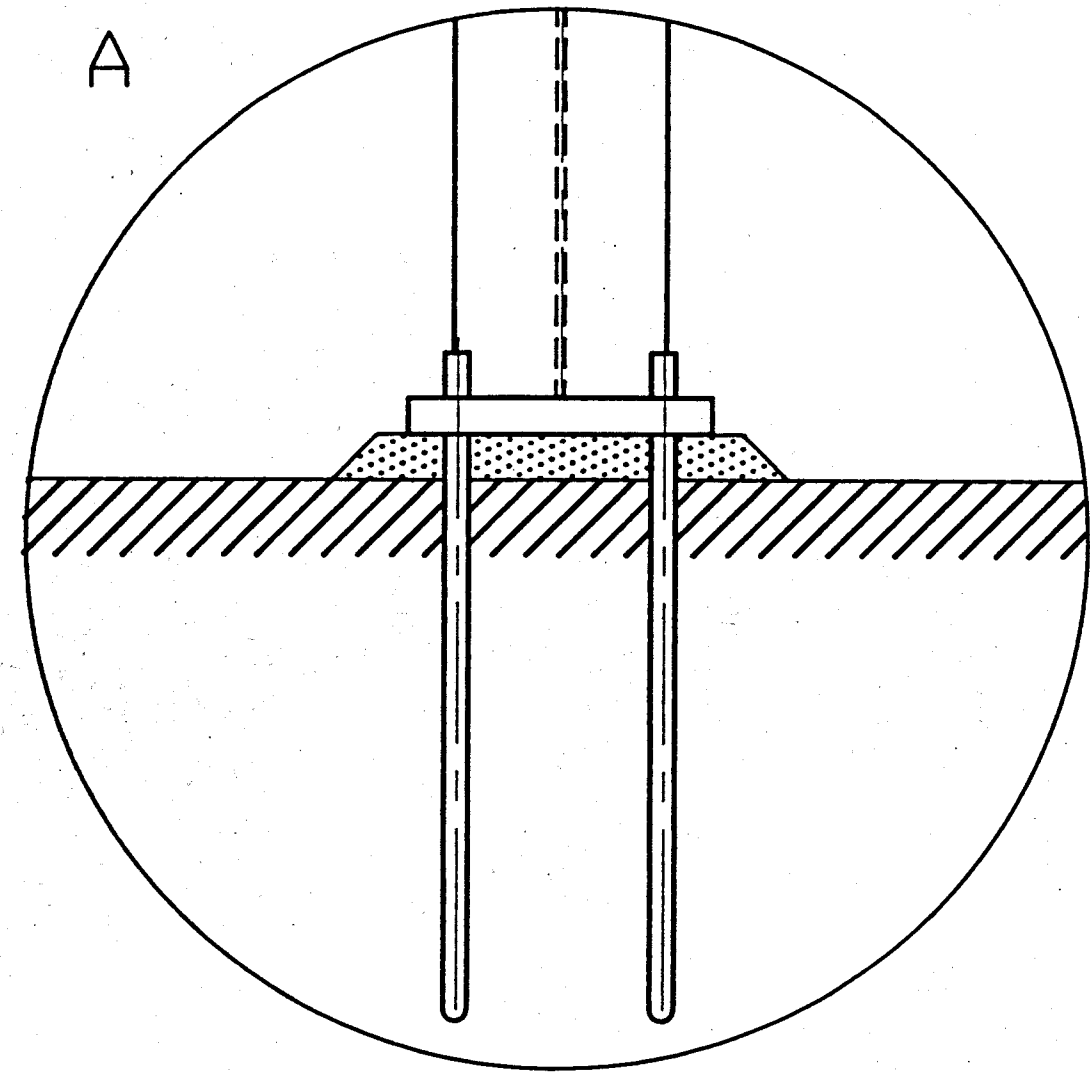
M 16



Regelanschlüsse und Tragwiderstände für Trägeranschlüsse mit Doppelwinkeln

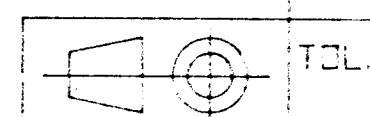
Dimensions et résistances ultimes pour assemblages de poutrelles par doubles cornières

Erläuterung der Typenbezeichnung Explication du type 16 - 2 - 90 - 170 Ø Schraube Ø des boulons Anzahl Schrauben Nombre de boulons Winkelgrösse Dimension des cornières Winkellänge Longueur des cornières	Anschluss an Träger Assemblage à la poutrelle			Schraubensabmessungen Dimensions des boulons	Schraubenabstand w im Unterzug Ecartement des boulons w dans le sommier	Anschluss an Unterzug Assemblage au sommier							
	Stegdike $d_{r, \text{vorh}}$ Epaisseur de l'âme $d_{r, \text{eff}}$	Tragwiderstand Résistance ultime				Einseitiger Anschluss Assemblage unilatéral	Beidseitiger Anschluss Assemblage bilatéral		Tragwiderstand Résistance ultime	Schraubensabmessungen Dimensions des boulons	Tragwiderstand Résistance ultime	Schraubensabmessungen Dimensions des boulons	
		Flansch nicht ausgeklinkt Aile non échancrée	Flansch ausgeklinkt Aile échancrée				Fe 360	Fe 510					Fe 360
	mm	kN	kN			kN	kN	kN	kN	kN	kN		
16-2-90-170 2 L 90 · 9 - 170 2 × 2,07 kg = 4,14 kg	4	62,0	49,5	M 16 × 50	114	5	138	138	M 16 × 40	78,9	112	M 16 × 50	
	5	77,5	61,9		115					6	138		138
	6	93,0	74,3	M 16 × 45	116	7	138	138	M 16 × 40	111	138	M 16 × 55	
	7	108	86,6		117	8				126	138		
	8	108	99,0	M 16 × 55	118	9	138	138	M 16 × 50	138		M 16 × 60	
	9	108	108		119	10				138			
	10	108		M 16 × 60	120	11						M 16 × 60	
	16-2-90-220 2 L 90 · 9 - 220 2 × 2,68 kg = 5,36 kg	4	74,3	59,3	M 16 × 50	114	5	148	148	M 16 × 40	84,5	120	M 16 × 50
		5	92,9	74,2		115					6	148	
		6	111	89,0	M 16 × 45	116	7	148	148	M 16 × 40	118	148	M 16 × 55
7		130	104	117		8	135				148		
8		130	119	M 16 × 55	118	9	148	148	M 16 × 50	148		M 16 × 60	
9		130	130		119	10				148			
10		130		M 16 × 60	120	11						M 16 × 60	



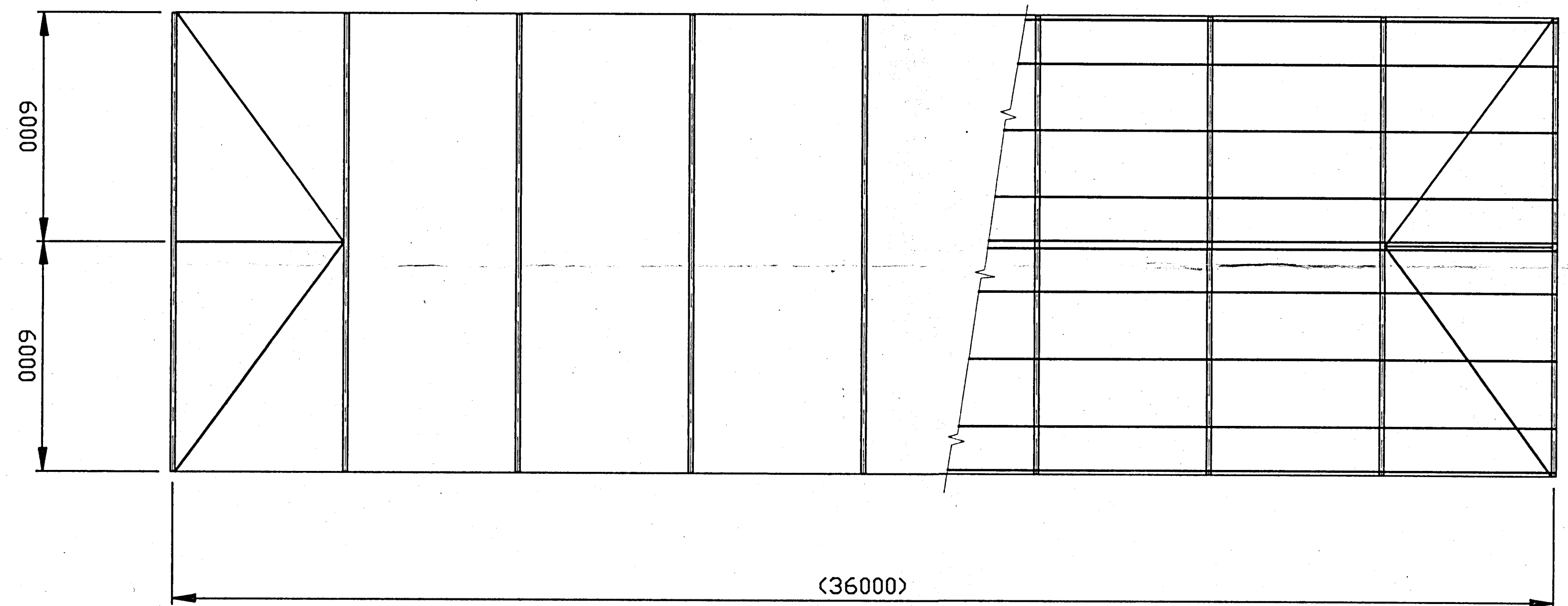
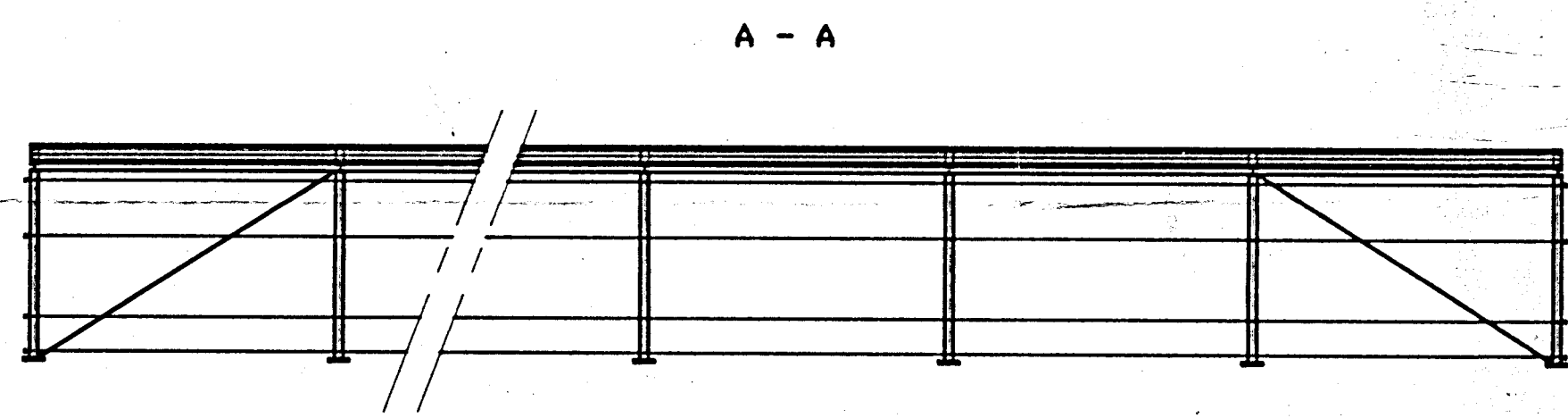
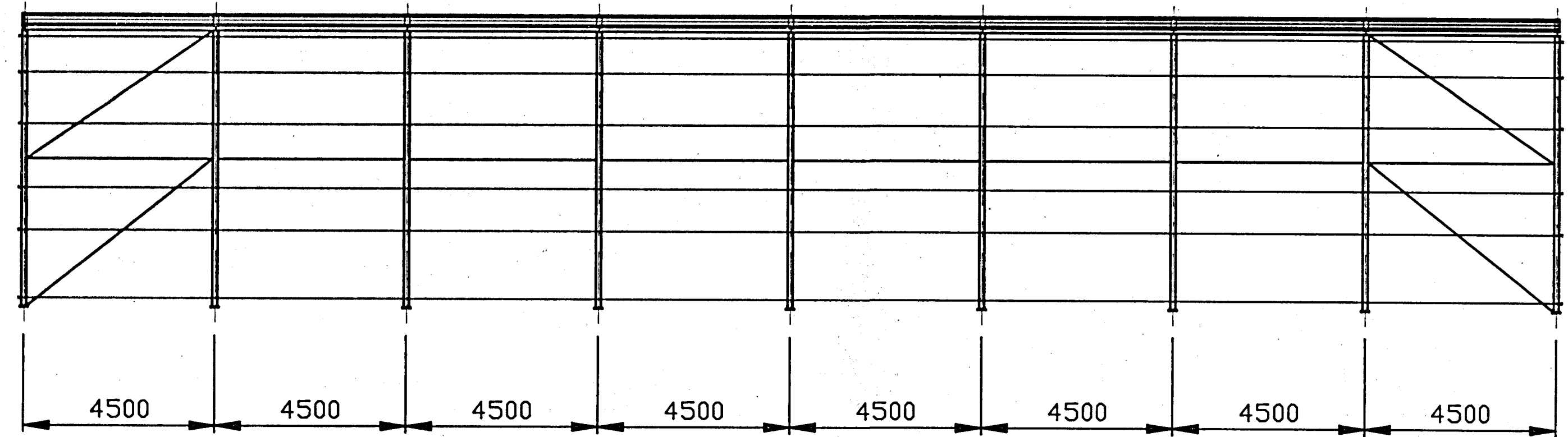
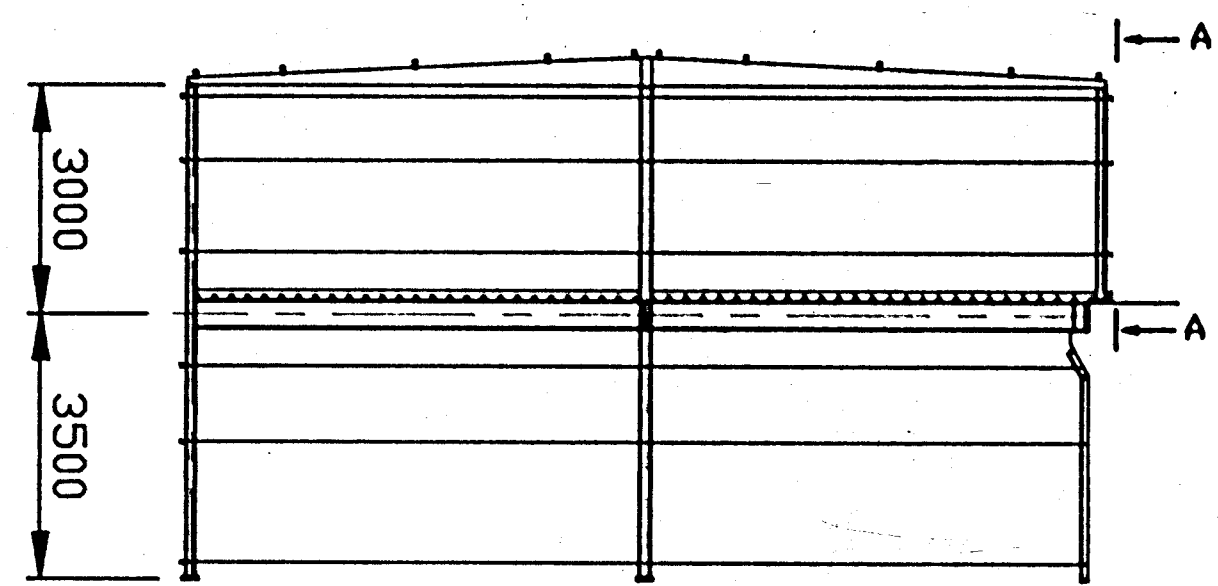
PROJ. J. P.
 DES. J. P.
 COP.
 VERIF.
 ESC.

1/5

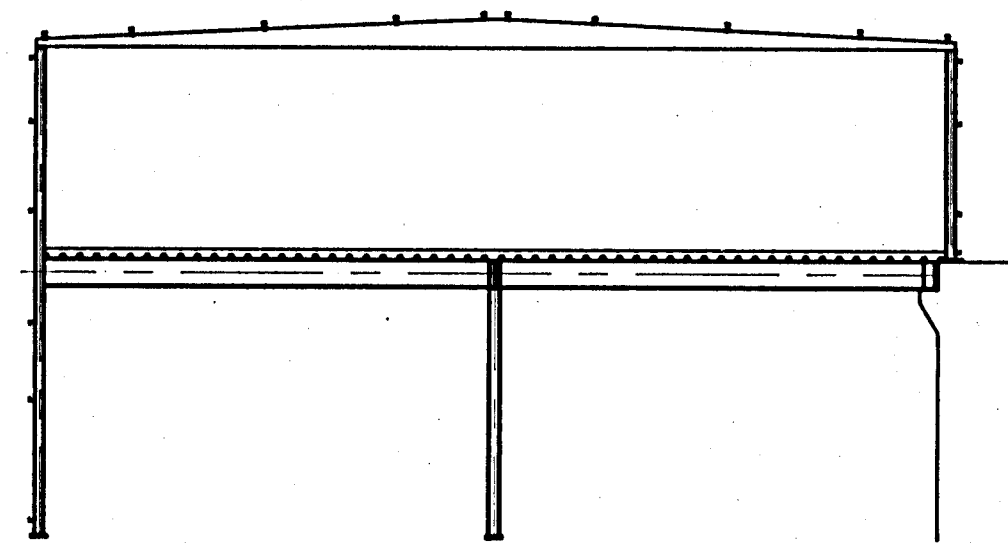


TCL

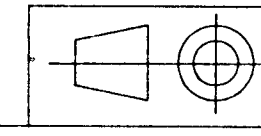
SUBSTITUIRE PER



SECCAO TRANSVERSAL



PROJ.:	J. P.
DES.:	J. P.
CDP.:	
VERIF.:	
ESC.:	1/100
TDL.:	
SUBSTITUIÇÃO POR:	





FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



0000101470