

RONALD JOSÉ ELLWANGER

PROJETO AUTOMÁTICO DE EDIFÍCIOS

Tese apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como parte dos requisitos para a obtenção do título de "MESTRE EM CIÊNCIAS".

Porto Alegre

Estado do Rio Grande do Sul - Brasil

Abril de 1979

11

Esta tese foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM CIÊNCIAS e aprovada em sua forma final pelo orientador e pelo Curso de Pós-Graduação.

Professor MAURICIO SARRAZIN

Orientador

Professor JOSÉ SERAFIM GOMES FRANCO
Coordenador do Curso de Pós-Graduação

A meus pais.
A minha irmã.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Mauricio Sarrazin, pela diligente orientação, essencial à elaboração desta tese.

Ao Professor José Gomes Franco, pelo constante incentivo concedido à concretização do projeto.

Às Professoras Maria Inês G. dos Santos e Leda W. Gobetti pela valiosa contribuição na orientação deste trabalho.

Aos membros da equipe LORANE, pelo espírito de camaradagem e apoio prestados ao longo deste empreendimento.

Ao CNEN, CNPq e FINEP, pelo auxílio financeiro.

A todos os que de alguma forma cooperaram para a realização do presente trabalho.

SINOPSE

Este trabalho descreve um programa de computador destinado ao projeto estrutural de edifícios. No atual estágio, uma vez fornecidos os dados de geometria e carregamento, o programa realiza a análise estrutural e o dimensionamento dos pórticos de concreto armado.

Inicialmente, são apresentados as bases teóricas e o formulário utilizado. A seguir, trata-se da organização do programa em si. Finalmente, apresenta-se o projeto de um edifício de cinco pavimentos, como exemplo de aplicação.

SYNOPSIS

In this paper a computer program for the structural design of building is described. In the present stage of development, given the geometry and loading conditions, the program carries out the structural analysis and dimensioning of reinforced concrete frames.

The theoretical bases and design criteria are discussed in detail, as well as the internal organization of the computer program. Finally, as an example, a five-stories building is designed.

SUMÁRIO

	Pág.
CAPÍTULO I - Introdução	1
1.1 - Considerações preliminares	1
1.2 - Sistema de referência	2
1.3 - Estrutura da tese	3
CAPÍTULO II - A análise	6
2.1 - Bases teóricas	6
2.1.0 - Introdução	6
2.1.1 - Geometria de um piso	6
2.1.2 - Equações dinâmicas de equilíbrio, fre <u>q</u> uências e modos de vibrar	10
2.1.3 - Análise espectral	12
2.1.4 - Análise estática do p <u>ó</u> rtico plano	16
2.1.4.1 - Idealização do p <u>ó</u> rtico	16
2.1.4.2 - Matriz de rigidez de um pi <u>s</u> o	18
2.1.4.3 - Matriz de rigidez de um ele <u>m</u> ento uniaxial	19
2.2 - Definição das forças externas	21
2.2.0 - Introdução	21
2.2.1 - Cargas verticais	21
2.2.1.1 - Peso pr <u>ó</u> prio e carga aciden <u>t</u> al	21
2.2.1.2 - Reações das lajes	25
2.2.1.3 - Forças de engastamento per <u>f</u> eito	30
2.2.2 - Cargas devidas ao vento	32
2.2.3 - Cargas de sismo	33
2.3 - Resumo	34
CAPÍTULO III - O dimensionamento	35

3.1 - Solicitações de cálculo	35
3.2 - Armadura longitudinal das vigas	38
3.3 - Armadura longitudinal dos pilares	41
3.4 - Armadura transversal	46
CAPÍTULO IV - Desenvolvimento do programa	54
4.1 - Programa principal	54
4.2 - Subrotina PROADE	54
4.2.1 - Estrutura geral	54
4.2.2 - Entrada de dados	54
4.2.3 - Pré-processamento dos dados	62
4.2.4 - Análise e pós-processamento	63
4.2.5 - Dimensionamento	63
4.3 - Subrotina SATE	64
4.4 - Subrotina MARIH	66
4.5 - Subrotina CARHO	66
4.6 - Subrotina PORT	67
CAPÍTULO V - Exemplo	68
5.1 - Definição do problema	68
5.2 - Ação do vento	80
5.3 - Esforços nos membros	80
5.4 - Solicitações de cálculo e armaduras	92
CAPÍTULO VI - Conclusões	129
APÊNDICE A - Esquema de entrada de dados	132
A.1 - Facilidades para a codificação	132
A.2 - Dados de controle	133
A.3 - Propriedades de pilares e vigas	134
A.4 - Entrada de dados por pisos	135
A.5 - Centros de gravidade dos pisos	138
A.6 - Matrizes de rigidez	138
A.7 - Dados de vento e sismo	139
APÊNDICE B - Organização interna do sistema	140
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	142

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

A utilização do computador vem se constituindo num fator de crescente importância para as atividades de pesquisa e a solução de problemas práticos de Engenharia. O campo da análise estrutural foi um dos primeiros a se servir deste valioso instrumental. Mais recentemente, passou a se desenvolver a aplicação do computador a atividades de dimensionamento e, com o advento dos plotadores, do detalhamento das peças estruturais.

Assim, parece óbvio que a atividade de projeto estrutural usando o computador venha a ter um grande desenvolvimento no decorrer dos próximos anos. Das atuais linguagens orientadas que realizam a análise da estrutura, dever-se-á passar para sistemas nos quais o usuário fornece os dados de geometria e carregamento e vê realizar-se de forma automática o projeto estrutural completo, incluindo análise, dimensionamento e detalhamento. O projetista estrutural terá a penosa tarefa de cálculo e desenho substituída pela de preparação e codificação de dados.

O presente trabalho representa um esforço inicial no sentido de se desenvolver um sistema do tipo acima referido. O programa PROADE (Projeto Automático de Edifícios) constitui um sistema específico para o projeto de edifícios; é aplicável à maioria dos edifícios que se projetam na prática normal (apartamentos, escritórios, hotéis etc.).

Uma vez fornecidos os dados de geometria e carregamento, realiza o programa a análise com a consequente obtenção dos esforços e, de posse destes, o dimensionamento dos membros da es

estrutura.

PROADE está codificado em FORTRAN, com uma organização por subrotinas. São ao todo 23 subrotinas e 8 funções, totalizando, aproximadamente, 3000 registros.

A parte correspondente à análise se faz pelo método de supor diafragmas rígidos por piso. Esses diafragmas, além de resistir a solicitações verticais de peso próprio e sobrecargas, podem resistir a forças horizontais de inércia e transmiti-las às subestruturas verticais a elas conetadas; devem também ser capazes de impor às subestruturas verticais deformações a nível de diafragma que sejam compatíveis com a rigidez deste plano horizontal.

Edifícios correntes podem ser encarados como pórticos espaciais. No método dos diafragmas rígidos, o pórtico espacial é dividido em subestruturas verticais do tipo pórtico plano e as cargas horizontais atuantes são decompostas em parcelas agindo cada uma segundo o plano destas subestruturas. Determinadas essas parcelas, realiza-se a análise de cada pórtico plano isoladamente.

O dimensionamento é feito, supondo-se que a estrutura seja de concreto armado. Realiza-se a determinação das áreas de armadura longitudinal e transversal de vigas e pilares. Essa determinação é feita, atendendo-se às exigências da NB-1.

1.2 - SISTEMA DE REFERÊNCIA

O presente trabalho leva em consideração somente edifícios de geometria retangular, isto é, com os pórticos planos verticais se desenvolvendo segundo duas direções ortogonais.

Define-se, a seguir, um sistema triortogonal de referência XYZ, com origem no nível basal do edifício e o eixo Z voltado para cima. A posição da origem no plano basal é arbitrária. Assim, ao longo deste trabalho, sempre que se usar alguma destas notações (viga na direção X, vento soprando segundo Y, etc.), será para fazer referência a este sistema global XYZ.

Além disso, definem-se ainda eixos auxiliares x_1 e y_j , paralelos, respectivamente, aos eixos globais X e Y; definem-se também níveis ou pisos k. Para exemplificar, neste sistema, a terna (2,1,3) designa eixo auxiliar x_2 , eixo auxiliar y_1 e piso 3.

A figura 1.1 ilustra a situação. Nela, vemos a estrutura de um edifício referida a um sistema global de referência XYZ. A estrutura é composta de dois pórticos planos paralelos à direção X, associados aos eixos auxiliares x_1 e x_2 , e três pórticos paralelos à direção Y, associados aos eixos auxiliares y_1 , y_2 e y_3 . As vigas destes pórticos localizam-se nos pisos, que estão numerados de 1 a 4.

1.3 - ESTRUTURA DA TESE

Este trabalho está composto por seis capítulos e dois apêndices. Não foi incluída a listagem do programa PROADE juntamente com as das subrotinas por ele chamadas, porque tal inclusão (cerca de 67 folhas de computação) implicaria num aumento considerável de volume do trabalho, pouco contribuindo para elevar seu nível.

No segundo capítulo, estabelecem-se as bases teóricas e o formulário referentes à análise. Descreve-se também a determinação das forças externas, ou seja, as cargas de peso próprio, sobrecarga, vento e sismo.

O terceiro capítulo trata do dimensionamento. Nele, são estabelecidos critérios para a obtenção das solicitações de cálculo e se relaciona o formulário utilizado para a determinação das armaduras. Procura-se ilustrar, por meio de blocodiagramas, a aplicação deste formulário.

No quarto capítulo, descrevem-se os principais passos e o armazenamento de informação do programa PROADE. Há, também, uma descrição das subrotinas mais importantes chamadas por PROADE.

No quinto capítulo, apresenta-se um exemplo de aplica

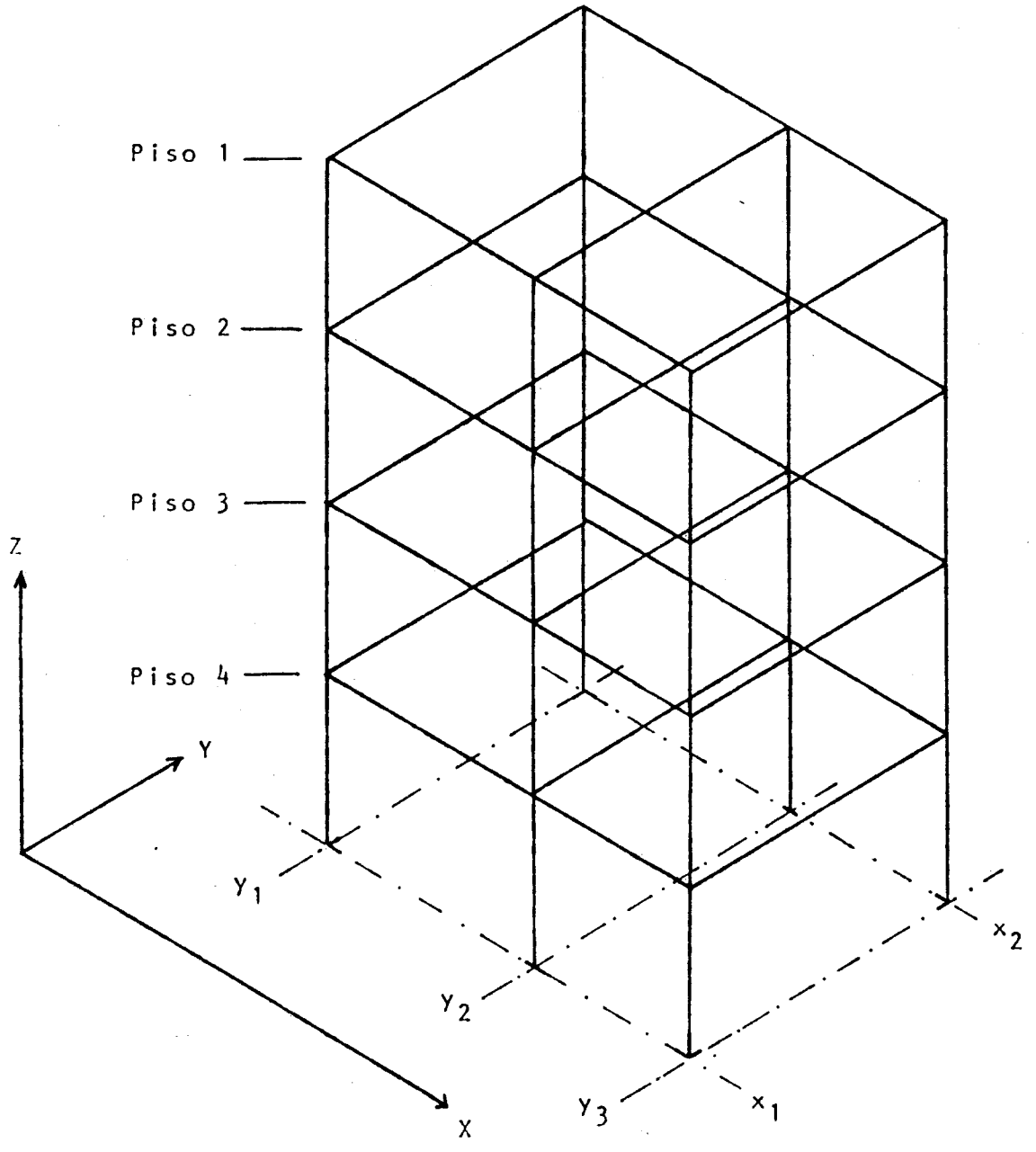


Figura 1.1

ção do programa PROADE, com as listagens de resultados por ele publicadas.

O sexto capítulo relata as conclusões deste trabalho, juntamente com algumas sugestões e perspectivas para o aperfeiçoamento do sistema, no futuro.

No apêndice A, se mostra o esquema de entrada de dados, com todas as instruções para o uso do programa.

O apêndice B procura ilustrar, por meio de blocodigrama, a organização interna do sistema.

CAPÍTULO II

A ANÁLISE

2.1 - BASES TEÓRICAS

2.1.0 - Introdução

Desenvolvem-se a seguir as bases teóricas de um sistema para análise de edifícios submetidos a forças horizontais. O sistema estrutural está composto por pórticos planos ou muros em posição e orientação arbitrária em planta, os quais têm somente rigidez em sua direção principal. Eles se encontram ligados, a nível de pisos, por lajes ou diafragmas de rigidez infinita em seu plano, o que obriga a todos os elementos a terem deslocamentos compatíveis, de maneira que representem, em conjunto, a translação e rotação de um plano rígido. As forças horizontais externas se supõem aplicadas em uma posição e direção quaisquer, porém concentradas a nível dos pisos.

2.1.1 - Geometria de um piso

A figura 2.1 mostra o piso de ordem i de um edifício de N pisos e o pórtico ou muro de ordem j de um total de M . Definindo um sistema local de referência (x_i, y_i) , os deslocamentos correspondentes ao piso como plano rígido são (u_i, v_i, θ_i) . A posição e a direção de cada pórtico ficam definidas pela distância r_j do mesmo à origem, e o ângulo α_j que forma a perpendicular desde a origem ao pórtico com o eixo das abcissas.

O deslocamento do pórtico j ao nível do piso i , segundo a direção principal daquele, se denominou δ_{ij} e a força correspondente, nesta mesma direção, f_{ij} .

O pórtico j tem uma matriz de rigidez correspondente a deslocamentos horizontais que é o resultado de uma condensação geométrica nos pisos, supondo que os pontos deste se movem como um corpo rígido, mais uma conden-

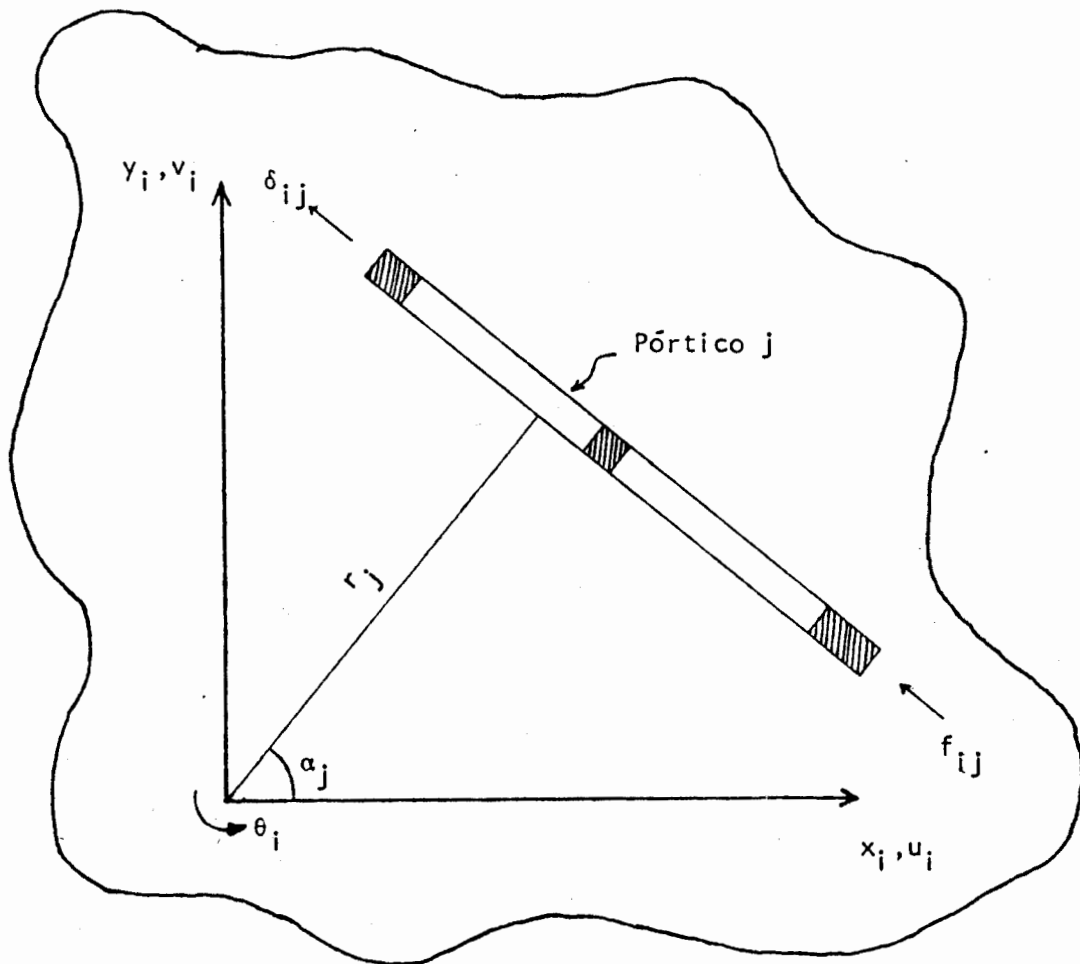


Figura 2.1

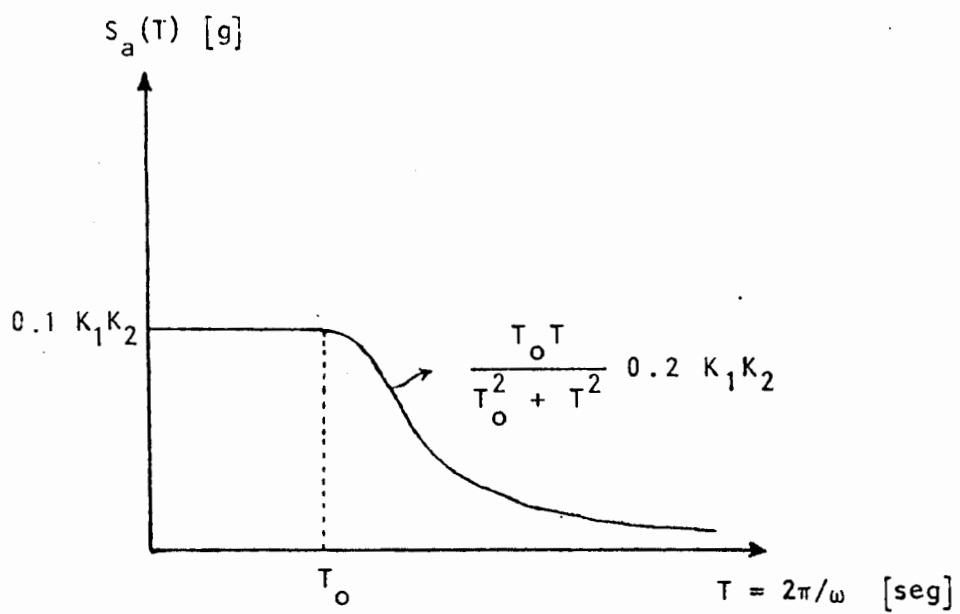


Figura 2,2

sação estática dos graus de liberdade horizontais. Esta matriz se denomina "matriz de rigidez horizontal, \underline{k}_j ".

Chamando de \underline{f}_j o vetor das forças correspondentes à ação do diafragma sobre cada piso do pórtico j , temos

$$\underline{f}_j = \underline{k}_j \underline{\delta}_j \quad (2.1)$$

Os deslocamentos $\underline{\delta}_j$ estão ligados aos deslocamentos relativos aos sistemas de referência dos pisos através da relação

$$\underline{\delta}_j = \underline{A}_j \underline{u} \quad (2.2)$$

Donde

$$\underline{u} = \left\{ \begin{array}{c} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_n \\ \hline v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_n \\ \hline \theta_1 \\ \theta_2 \\ \vdots \\ \theta_n \end{array} \right\} = \text{vetor de deslocamentos dos pisos}$$

$$\underline{A}_j = \left[\begin{array}{ccc} -\text{sen} \alpha_j \underline{I} & \text{cos} \alpha_j \underline{I} & \underline{r}_j \end{array} \right]$$

= matriz de transformação, de $n \times 3n$ elementos

\underline{I} = matriz identidade

\underline{r}_j = matriz diagonal com os elementos r_{ij}

Chamando \underline{F}_j ao vetor de forças \underline{f}_j transformado aos sistemas de referência dos pisos, se tem

$$\underline{F}_j = \underline{A}_j^T \underline{f}_j \quad (2.3)$$

$$\underline{F}_j = \underline{A}_j^T \underline{k}_j \underline{A}_j \underline{u} \quad (2.4)$$

Considerando o total de pórticos, as forças por piso estão dadas por

$$\underline{F} = \sum_{j=1}^M \underline{F}_j = \sum_{j=1}^M \underline{K}_j \underline{u} = \underline{K} \underline{u} \quad (2.5)$$

onde \underline{K} é a matriz de rigidez global do sistema, considerando tres graus de liberdade por piso, e \underline{F} é o vetor de forças externas aplicadas nos pontos de origem dos sistemas de coordenadas de cada piso. Em forma desenvolvida, a matriz \underline{K} toma a forma

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^M \text{sen}^2 \alpha_j k_j & -\sum_{j=1}^M \text{sen} \alpha_j \text{cos} \alpha_j k_j & -\sum_{j=1}^M \text{sen} \alpha_j k_j r_j \\ \text{Simétrica} & \sum_{j=1}^M \text{cos}^2 \alpha_j k_j & \sum_{j=1}^M \text{cos} \alpha_j k_j r_j \\ & & \sum_{j=1}^M r_j k_j r_j \end{bmatrix}$$

Os sistemas de referência escolhidos, diferentes para cada piso, podem reduzir-se a um sistema global único, reduzindo assim as n magnitudes r_{ij} a um único valor \bar{r}_j . Todavia, para simplificar o estabelecimento das equações dinâmicas de equilíbrio, é conveniente usar o centro de gravidade de cada piso como origem dos sistemas de referência, obtendo-se assim uma matriz de massas diagonal.

Se chamamos (X_{Gi}, Y_{Gi}) as coordenadas do centro de gravidade (ou o origem do sistema local de referência) do piso i , então os valores necessários como dados são: \bar{r}_j , $j = 1, 2, \dots, M$ e (X_{Gi}, Y_{Gi}) , $i = 1, 2, \dots, N$. As magnitudes r_{ij} das relações anteriores se obtêm de

$$r_{ij} = \bar{r}_j - X_{Gi} \cos \alpha_j - Y_{Gi} \sin \alpha_j \quad (2.6)$$

2.1.2 - Equações dinâmicas de equilíbrio, frequências e modos de vibrar

Supondo que os centros de gravidade de cada piso correspondam à origem dos sistemas de referência, a matriz de massas é diagonal, como se mencionou anteriormente

$$\underline{M} = \begin{bmatrix} \underline{m} & & \\ & \underline{m} & \\ & & \underline{J} \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

onde \underline{m} é uma matriz diagonal que tem como elementos as massas dos pisos e \underline{J} é uma matriz que tem na diagonal os valores das inércias de giro em planta de cada piso, com respeito ao centro de gravidade. Nesta forma, a equação de movimento é

$$\underline{K} \underline{u} + \underline{C} \dot{\underline{u}} + \underline{M} (\ddot{\underline{u}} + \ddot{\underline{u}}_s) = \underline{F} \quad (2.8)$$

onde \underline{K} = matriz de rigidez, segundo se definiu anteriormente

\underline{u} = deslocamentos dos pisos relativos à base

\underline{C} = matriz de amortecimento viscoso

\underline{M} = matriz de massas

$$\underline{u}_s = \begin{Bmatrix} u_s \\ v_s \\ \theta_s \end{Bmatrix}$$

\underline{F} = vetor de forças externas, função do tempo.

Dado que \underline{u}_s se supõe conhecido, a expressão $\underline{M} \ddot{\underline{u}}_s$ pode ser passada ao segundo membro como uma força equivalente. Ademais, para o caso de análise sísmica, não há forças aplicadas externamente. Assim, a equação de movimento pode ser posta na forma

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{C} \dot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} = - \underline{M} \ddot{\underline{u}}_s \quad (2.9)$$

Na prática, normalmente se supõe que o movimento da base tenha somente uma direção e se ignora o movimento de giro θ_s . Supondo que o movimento tenha uma direção β com respeito ao eixo das abcissas e uma magnitude u_β , as forças sísmicas equivalentes seriam

$$- \underline{M} \ddot{\underline{u}}_s = - \underline{M} \left\{ \begin{array}{l} \ddot{u}_\beta \cos\beta \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix} \\ \ddot{u}_\beta \sin\beta \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix} \\ \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix} \end{array} \right\} \quad (2.10)$$

O sistema acoplado pode ser resolvido simultaneamente por um método numérico apropriado. Porém, o que será feito é achar a transformação que desacople as equações, de forma que elas possam ser resolvidas independentemente. Essa transformação se faz por meio dos autovetores ou modos de vibração do sistema.

Os modos de vibração representam a solução do problema de vibrações livres desacopladas, dado por

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} = \underline{0} \quad (2.11)$$

Esta solução é obtida, resolvendo-se o problema de autovalores dado por

$$\underline{K} \underline{\phi} = \omega^2 \underline{M} \underline{\phi} \quad (2.12)$$

onde $\underline{\phi}$ = matriz que contem os modos de vibração

ω = frequência

2.1.3 - Análise espectral

Para o caso sem amortecimento, a equação de movimento fica sendo

$$\underline{M} (\ddot{\underline{u}} + \ddot{\underline{u}}_s) + \underline{K} \underline{u} = \underline{0} \quad (2.13)$$

Trata-se de um sistema de $3n \times 3n$ equações (n = número de pisos), onde \underline{u} é o vetor de deslocamentos e giros dos pisos relativos à base, e \underline{u}_s é o vetor de deslocamentos e giros da base relativos a um sistema Inercial de referência (movimento sísmico). Supondo um sismo na direção β , sem componente de rotação, tem-se que

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} = -\ddot{\underline{u}}_s \underline{M} \underline{e} \quad (2.14)$$

sendo

$$\underline{e} = \begin{Bmatrix} \cos\beta \\ \cos\beta \\ \vdots \\ \cos\beta \\ \text{sen}\beta \\ \text{sen}\beta \\ \vdots \\ \text{sen}\beta \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Chamando $\underline{\phi}$ à matriz modal, pode-se fazer a decomposição

$$\underline{u} = \underline{\phi} \underline{\eta} \quad (2.15)$$

Substituindo em (2.14) e premultiplicando por $\underline{\phi}^T$, se obtém

$$\underline{\phi}^T \underline{M} \underline{\phi} \ddot{\underline{\eta}} + \underline{\phi}^T \underline{K} \underline{\phi} \underline{\eta} = -\ddot{u}_s \underline{\phi}^T \underline{M} \underline{e} \quad (2.16)$$

Por ortogonalidade dos modos de vibrar, se tem

$$\underline{\phi}^T \underline{M} \underline{\phi} = \left[\sum_{k=1}^n (m_k \phi_{ki}^2 + m_k \phi_{n+k,i}^2 + J_k \phi_{2n+k,i}^2) \right] \quad (2.17)$$

$$\underline{\phi}^T \underline{K} \underline{\phi} = \left[w_i^2 \sum_{k=1}^n (m_k \phi_{ki}^2 + m_k \phi_{n+k,i}^2 + J_k \phi_{2n+k,i}^2) \right] \quad (2.18)$$

No segundo membro

$$\underline{\phi}^T \underline{M} \underline{e} = \underline{\phi}^T \left\{ \begin{array}{c} m_1 \cos\beta \\ m_2 \cos\beta \\ \vdots \\ m_n \cos\beta \\ \hline m_1 \operatorname{sen}\beta \\ m_2 \operatorname{sen}\beta \\ \vdots \\ m_n \operatorname{sen}\beta \\ \hline 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{array} \right\} \quad (2.19)$$

O termo da equação i toma a forma

$$\sum_{k=1}^n m_k (\phi_{ki} \cos\beta + \phi_{n+k,i} \operatorname{sen}\beta) \quad (2.20)$$

Assim, o fator de participação do modo i vale

$$\lambda_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k (\phi_{ki} \cos\beta + \phi_{n+k,i} \operatorname{sen}\beta)}{\sum_{k=1}^n \left[m_k (\phi_{ki}^2 + \phi_{n+k,i}^2) + J_k \phi_{2n+k,i}^2 \right]} \quad (2.21)$$

Normalmente, se conhece o espectro de aceleração que tem, no caso da norma chilena, a forma da figura 2.2 (espectro de projeto), o qual tem implícito um certo grau de amortecimento e utilidade da estrutura.

O valor máximo do deslocamento no modo i está dado por

$$\underline{u}_{i \max} = \frac{\lambda_i}{w_i^2} g \operatorname{Sa}(w_i) \underline{\phi}_i \quad (2.22)$$

onde g = aceleração da gravidade

As forças correspondentes se podem obter como

$$\begin{aligned} \underline{f}_{i \max} &= w_i^2 \underline{M} \underline{u}_{i \max} \\ \underline{f}_{i \max} &= \lambda_i g \operatorname{Sa}(w_i) \underline{M} \underline{\phi}_i \end{aligned} \quad (2.23)$$

Supondo que se tomem k modos de vibrar, os vetores de forças correspondentes se podem agrupar em uma matriz \underline{f} de $3n \times k$ elementos

$$\underline{f} = g \operatorname{Sa}(w_i) \underline{M} \underline{\phi} \underline{\lambda} \quad (2.24)$$

O esforço de corte basal na direção β , correspondente ao modo i , está dado por

$$Q_{\beta i} = \lambda_i \sum_{k=1}^n m_k (\phi_{ki} \cos\beta + \phi_{n+k,i} \sin\beta) g Sa(w_i) \quad (2.25)$$

O termo que multiplica $g Sa(w_i)$ se denomina "massa equivalente" ($M_{\beta i}^e$). É possível demonstrar que

$$\sum_{i=1}^n M_{\beta i}^e = \text{massa total da estrutura.}$$

Conyem destacar que as normas de projeto sismorresistente especificam um valor mínimo para o corte basal, igual ao peso total da estrutura multiplicado por um coeficiente que, por exemplo, na norma chilena, vale 0.06. É necessário, portanto, checar este valor e aumentar as forças dinâmicas em um fator, no caso de se obter menos que o valor limite. O valor da solicitação sísmica se obtém usando o critério de superposição

$$S = \alpha \sum_{i=1}^r |S_i| + \beta \sqrt{\sum_{i=1}^r S_i^2} \quad (2.26)$$

onde S = valor de projeto de qualquer esforço ou deslocamento

S_i = contribuição do modo i a S

r = número de modos a considerar.

A norma chilena estabelece que $\alpha = \beta = 0.5$. Assim, se Q_{β} é o valor de corte obtido depois da combinação e $Q_{\beta} < Q_{\min}$, todos os valores devem ser amplificados por Q_{\min}/Q_{β} . Quanto ao número de modos a levar em consideração, devem-se ordená-los de maior a menor massa equivalente e tomar aqueles cuja soma das massas equivalentes representem 90% do peso total da estrutura.

O procedimento para a obtenção das solicitações correspondentes ao sismo segue os seguintes passos:

- Obtenção das frequências e modos de vibrar.
- Cálculo dos fatores de participação λ_i , segundo equação (2.21).
- Cálculo das massas equivalentes. Elegem-se os r modos de maior massa

equivalente, tais que a soma destas massas equivalentes seja maior ou igual a noventa por cento da massa total da estrutura.

- Cálculo de Q_{β} segundo a fórmula (2.26) e os valores do espectro. Se $Q_{\beta} < Q_{\min}$, amplifica-se o espectro por Q_{\min}/Q_{β} .

- Cálculo das forças dinâmicas para cada modo a considerar, usando a fórmula (2.23).

- Realização da análise estática para cada vetor de cargas correspondente aos r modos que se estão considerando.

- Combinação dos esforços em cada membro e dos deslocamentos laterais com a fórmula (2.26). Se obtem assim um estado de sollicitação correspondente ao sismo na direção β .

2.1.4 - Análise estática do pórtico plano

Uma vez analisado o pórtico espacial com a solução do sistema (2.5), determina-se o vetor de forças horizontais para cada pórtico plano, com a aplicação de (2.1) combinado com (2.2). Uma vez que a geometria da estrutura já é conhecida, temos, então, os elementos suficientes para a análise independente de cada pórtico plano. Essa análise está basicamente dividida em duas fases, a saber:

- Obtenção da matriz de rigidez do pórtico.
- Obtenção dos esforços nos membros.

2.1.4.1 - Idealização do pórtico

A geometria do sistema estrutural se mostra na figura 2.3. Consiste em um pórtico retangular de " n " pisos e " m " pilares, apoiados no nível " $n + 1$ ". Para fins de análise, o pórtico se suporá formado por subestruturas da forma que se mostra na figura 2.4, vale dizer, cada subestrutura representa um piso completo (figura 2.5).

O processo de obtenção da matriz de rigidez horizontal segue a seguinte metodologia:

Para cada piso, se procede:

- Obter a matriz de rigidez do piso.
- Adicionar à matriz de rigidez global de pórtico plano, agrupando os graus de liberdade horizontal ao final.
- Mediante um processo de eliminação, chegar a uma relação entre os graus de liberdade horizontal e as forças correspondentes. Esta relação constitui a matriz de rigidez horizontal desejada.

Os esforços nos elementos, para os estados de carga requeridos,

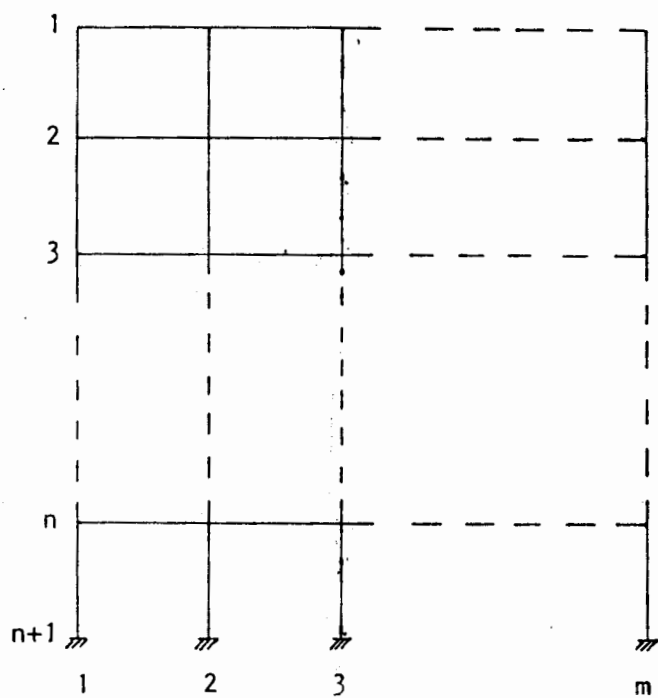


Figura 2.3

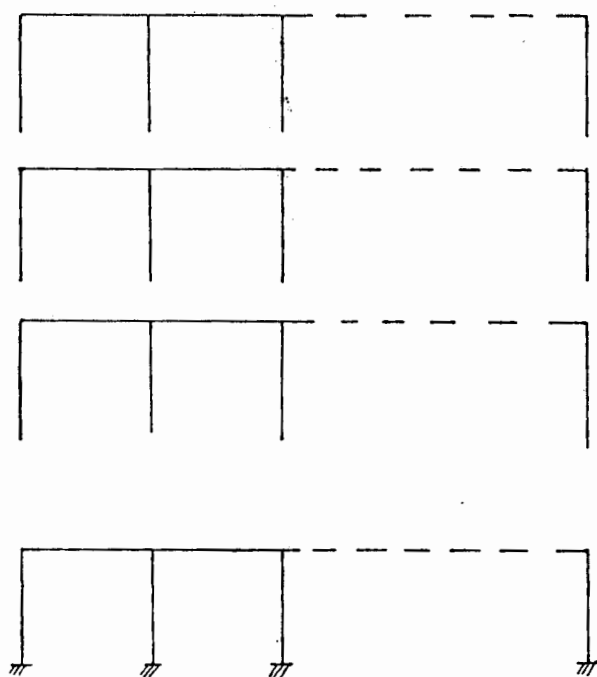


Figura 2.4

se obtem na seguinte ordem:

- Obtenção das forças de engastamento perfeito.
- Resolução para os deslocamentos laterais (sistema de $n \times n$ equações).
- Obtenção dos deslocamentos dos nós mediante substituição.
- Obtenção dos esforços mediante as relações força-deformação dos elementos e as forças de engastamento perfeito.

2.1.4.2 - Matriz de rigidez de um piso

Um piso qualquer, como o que se mostra na figura 2.5, tem $4m + 2$ graus de liberdade: dois graus de liberdade por cada ponto de encontro de vigas e pilares (deslocamento vertical e giro) e um grau de liberdade horizontal por cada piso. O vetor de deslocamentos terá os elementos ordenados da seguinte maneira:

$$\mathbf{u}_p = \left\{ \begin{array}{c} v_1 \\ \phi_1 \\ v_2 \\ \phi_2 \\ \vdots \\ v_m \\ \phi_m \\ \hline v_{m+1} \\ \phi_{m+1} \\ \vdots \\ v_{2m} \\ \phi_{2m} \\ \hline u_s \\ u_i \end{array} \right\} \quad (2.27)$$

v = deslocamento vertical

ϕ = giro

u_s = deslocamento horizontal do piso superior

u_i = deslocamento horizontal do piso inferior.

De acordo com o agrupamento dado aos graus de liberdade, a matriz de rigidez de um piso se pode considerar particionada da seguinte maneira:

$$K_{-P} = \begin{bmatrix} K_{SS} & K_{SI} & K_{SH} \\ (2m \times 2m) & (2m \times 2m) & (2m \times 2) \\ \hline K_{IS} & K_{II} & K_{IH} \\ (2m \times 2m) & (2m \times 2m) & (2m \times 2) \\ \hline K_{HS} & K_{HI} & K_{HH} \\ (2 \times 2m) & (2 \times 2m) & (2 \times 2) \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

A matriz de rigidez anterior se forma mediante as matrizes de rigidez de vigas e pilares, que são calculadas pelo método geral que se descreve na seção seguinte.

2.1.4.3 - Matriz de rigidez de um elemento uniaxial

Suponhamos um elemento uniaxial prismático, como se indica na figura 2.6, que está conetado aos nós mediante tramos infinitamente rígidos, de comprimentos D_1 e D_2 , formando ângulos α_1 e α_2 com o eixo longitudinal do elemento. Suponhamos, também, que o elemento forma um ângulo α com a horizontal. Então, a matriz de rigidez do elemento está dada por

$$K_e = \underline{a}^T \underline{k} \underline{a} \quad (2.29)$$

com

$$\underline{a} = \begin{bmatrix} -\frac{\text{sen}\alpha}{l} & \frac{\text{cos}\alpha}{l} & 1 + \frac{D_1 \text{cos}\alpha_1}{l} & \frac{\text{sen}\alpha}{l} & -\frac{\text{cos}\alpha}{l} & \frac{D_2 \text{cos}\alpha_2}{l} \\ -\frac{\text{sen}\alpha}{l} & \frac{\text{cos}\alpha}{l} & \frac{D_1 \text{cos}\alpha_1}{l} & \frac{\text{sen}\alpha}{l} & -\frac{\text{cos}\alpha}{l} & 1 + \frac{D_2 \text{cos}\alpha_2}{l} \\ \text{cos}\alpha & \text{sen}\alpha & D_1 \text{sen}\alpha_1 & -\text{cos}\alpha & -\text{sen}\alpha & D_2 \text{sen}\alpha_2 \end{bmatrix}$$

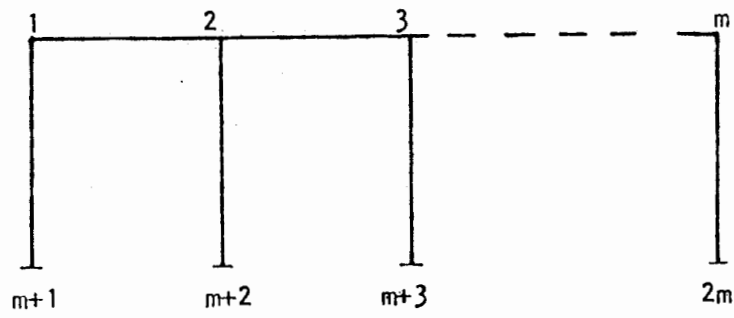


Figura 2.5

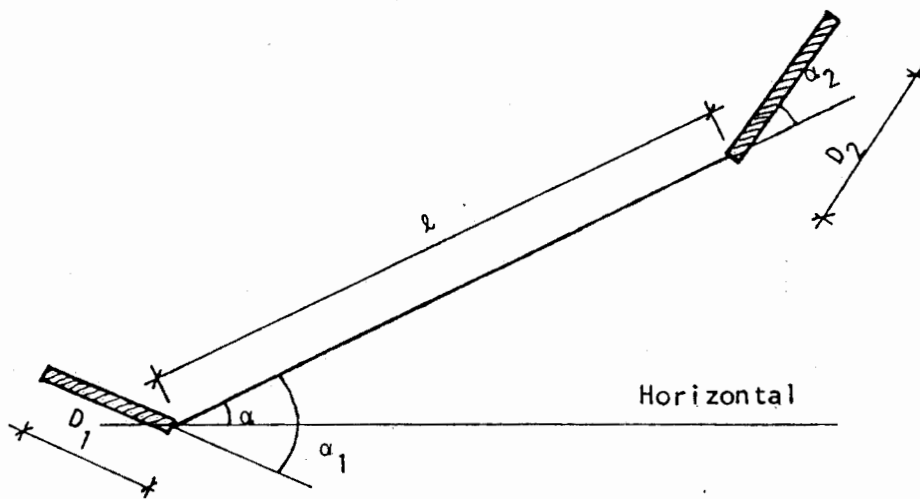


Figura 2.6

$$k = \frac{2EI}{(1 + 2\beta)} \begin{bmatrix} 2 + \beta & 1 - \beta & 0 \\ 1 - \beta & 2 + \beta & 0 \\ 0 & 0 & \frac{A(1 + 2\beta)}{2l} \end{bmatrix}$$

$$\beta = \frac{6EI}{GS\lambda^2} \quad \text{com } S = A/X = \text{área de corte}$$

$$X = \text{fator de forma}$$

Em nosso caso particular, se usará $\alpha = 0$ para as vigas e $\alpha = \pi/2$ para os pilares.

2.2 - DEFINIÇÃO DAS FORÇAS EXTERNAS

2.2.0 - Introdução

A análise do edifício deve ser feita para diferentes estados de cargas, que serão uma combinação de certas solicitações básicas, como o peso próprio, as sobrecargas e as forças laterais de vento ou sismo. Visando a uma melhor eficiência na execução do programa e a uma melhor distribuição na entrada de dados, foi a análise dividida em três fases. Em cada uma delas, leva-se em conta um dos seguintes tipos de cargas: cargas verticais, cargas devidas ao vento e cargas de sismo.

2.2.1 - Cargas verticais

2.2.1.1 - Peso próprio e carga acidental

A análise para as cargas verticais é feita para três vetores de cargas. O primeiro, constituído pelas cargas devidas ao peso próprio, e os outros dois, constituídos pelas sobrecargas agindo alternadamente sobre distintas partes da estrutura.

Leva-se em consideração o peso próprio de quatro elementos distintos, a saber, dos pilares, das vigas, das lajes e das paredes atuando diretamente sobre as vigas. O peso próprio dos pilares atua na forma de cargas concentradas sobre os nós do pórtico; sua determinação é simples e se processa de forma automática, bastando multiplicar o seu volume pelo peso específico. O peso próprio das vigas atua na forma de carga uniformemente distribuída so-

bre a mesma; sua determinação também é automática, multiplicando-se o peso específico pela área transversal da viga. As paredes atuam sobre as vigas também sob a forma de cargas uniformemente distribuídas, cujos valores são fornecidos pelo usuário. O peso próprio das lajes atua sobre as vigas na forma de carga distribuída, com uma distribuição bi-triangular ou trapezoidal. Aqui, os dados fornecidos pelo usuário se restringem às taxas de cargas permanentes uniformemente distribuídas sobre a superfície de cada laje. Convém destacar que essas taxas correspondem à soma dos pesos da própria laje, bem como os dos seus revestimentos, tanto na face superior, como na inferior.

Assim, na forma mais geral, cada viga terá um estado de cargas devido ao peso próprio como o mostrado na figura 2.7: l é o comprimento da viga; q_1 é a taxa de carga distribuída devido à soma dos pesos próprios da viga e da parede sobre ela apoiada. As grandezas q_2 , q_3 , a e b definem o diagrama de cargas resultante da reação da laje localizada em um lado da viga; q_4 , q_5 , c e d definem o diagrama resultante do descarregamento da laje localizada no outro lado. Veremos, mais adiante, como se determinam esses diagramas, bem como o cálculo das forças de engastamento perfeito referente a eles.

A sobrecarga é levada em consideração por meio de dois estados de carga. O primeiro é constituído pelas cargas acidentais atuando somente sobre determinadas lajes; o segundo, formado pelas cargas acidentais atuando sobre as lajes que não foram consideradas no primeiro. Tal artifício é usado, tendo em vista o fato de que a sobrecarga normalmente não atua de modo uniforme sobre toda a estrutura e isto pode acarretar estados mais desfavoráveis de solicitações, particularmente nos momentos fletores dos pilares. A figura 2.8 ilustra este fato. Nela, o primeiro carregamento estaria constituído pelas sobrecargas atuando sobre as lajes sombreadas e o segundo pelas sobrecargas nas lajes em branco. Isso acarretaria, para o pórtico plano que está situado sobre o eixo Y, os estados de carga da figura 2.9, evidenciando que os momentos fletores no pilar central seriam maiores em cada carregamento isolado do que se os dois estados estivessem superpostos.

As sobrecargas, atuando nas lajes, acarretam nas vigas uma distribuição de cargas com o mesmo formato daquela originada pelo peso próprio das lajes.

O programa oferece a possibilidade de o usuário poder especificar quais as lajes que ele deseja que sejam levadas em consideração para cada estado de cargas acidentais. É necessária, também, a especificação, para cada

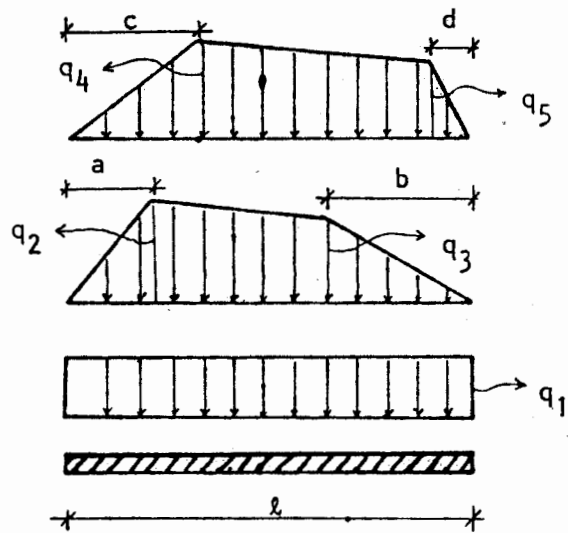


Figura 2.7

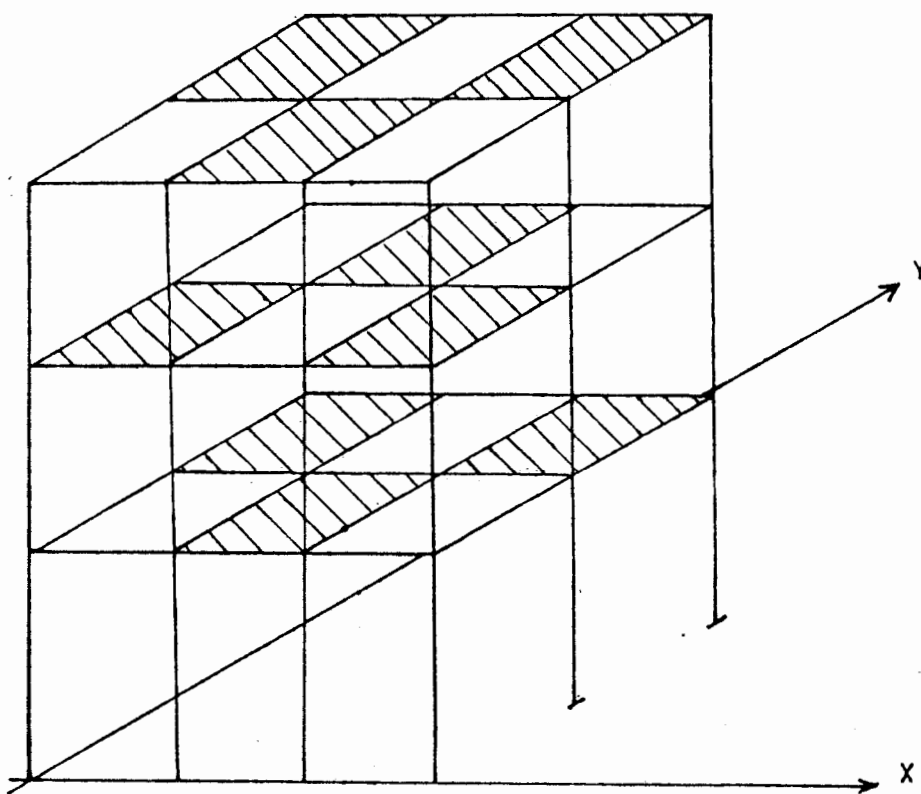


Figura 2.8

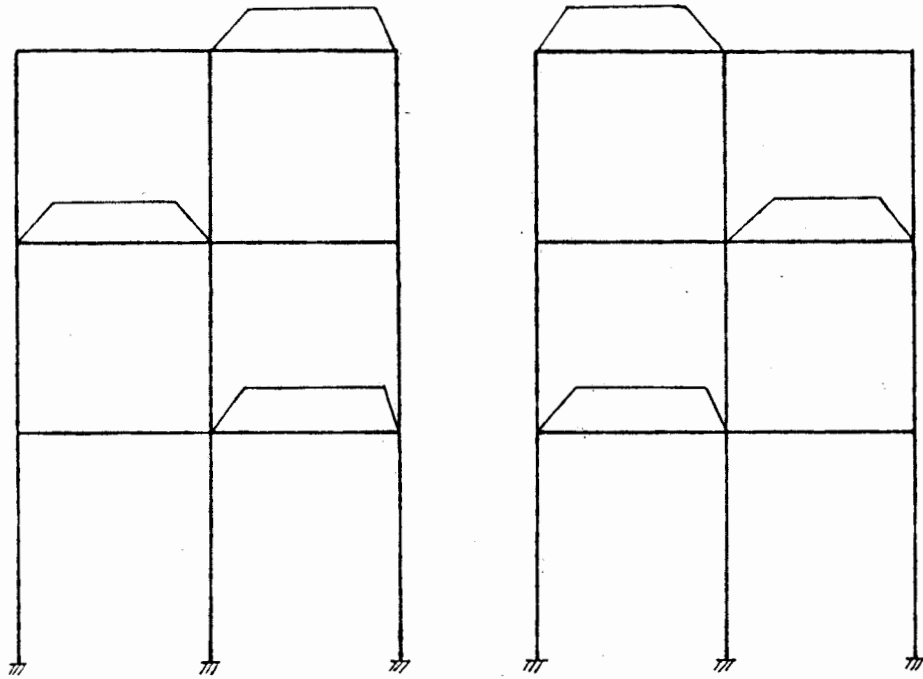


Figura 2.9

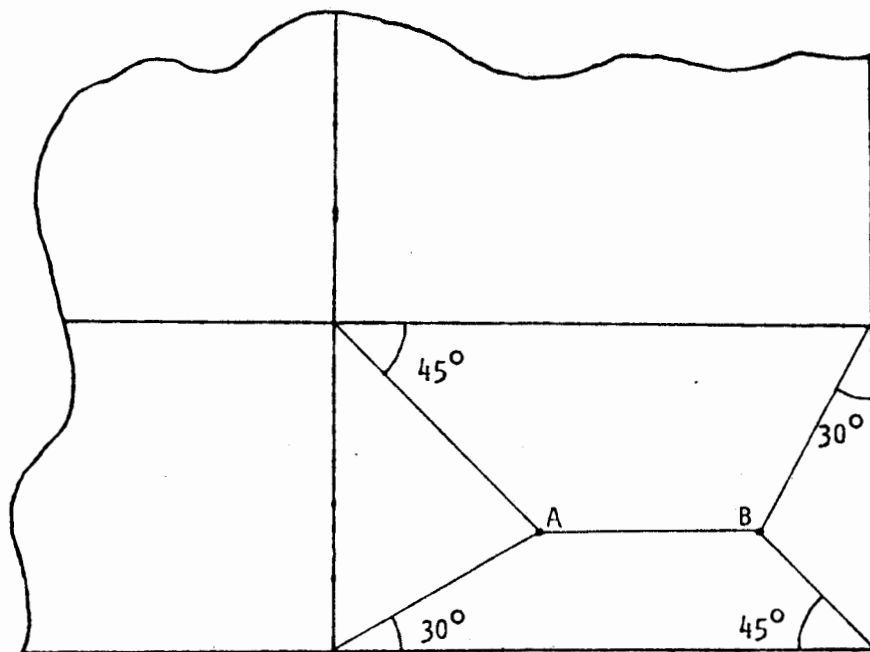


Figura 2.10

laje, da taxa de sobrecarga, uniformemente distribuída sobre a superfície da mesma.

2.2.1.2 - Reações das lajes

No presente trabalho, leva-se em consideração lajes retangulares, com todos os lados apoiados em vigas. Os diagramas das cargas das vigas resultantes das reações das lajes são o resultado da multiplicação da taxa de carga distribuída sobre a superfície da laje pela área de influência que cabe à viga em questão.

A seguir, descreve-se o critério de distribuição da superfície total de uma laje em áreas de influência correspondentes às vigas que a apoiam. Em cada canto da laje faz-se passar uma reta com um ângulo de 45° em relação aos lados, caso estes tenham a mesma vinculação (apoio-apoio ou engaste-engaste); se um dos lados tiver continuidade e o outro não, aquele ângulo será de 30° em relação ao lado onde não há continuidade. Este procedimento é recomendado pelo ítem 3.3.2.9 da NB-1.

A figura 2.10 mostra uma região de um campo de lajes. A laje que a parece em destaque tem continuidade para cima e para a esquerda, somente. Assim, os ângulos de inclinação das retas emergentes dos cantos são os indicados na figura; 45° , nos cantos onde há igualdade de condições de vinculações dos lados concorrentes: superior esquerdo (engaste-engaste) e inferior direito (apoio-apoio); 30° em relação aos lados sem continuidade, nos demais cantos. Estas retas determinam pontos de interseção (A e B, na figura). Unindo-se estes pontos por uma nova reta, obtem-se a delimitação definitiva das áreas de influência correspondentes a cada viga. Resultam, portanto, dois lados (direito e esquerdo) com diagrama bi-triangular de reação e os outros dois (superior e inferior) com diagrama trapezoidal.

Sejam as lajes mostradas nas figuras 2.11 e 2.12. Ambas estão caracterizadas por uma dimensão l_x dos lados paralelos ao eixo X e uma dimensão l_y dos lados paralelos ao eixo Y. Em ambas deu-se a mesma numeração para os lados e para as retas emergentes de cada um dos cantos (r_1 , r_2 , r_3 e r_4). Em ambas denominaram-se de (x_1, y_1) e (x_2, y_2) as coordenadas dos pontos de interseção que determinam uma nova reta que completa a delimitação das áreas de influência. Porém, na primeira laje, os lados com diagrama trapezoidal serão o 1 e o 3, enquanto que, na segunda, serão o 2 e o 4, acontecendo o inverso em relação aos lados com diagrama bi-triangular.

Vejamos qual o critério a usar para a definição de quais pares de retas determinam os pontos (x_1, y_1) e (x_2, y_2) . Seja cada uma das retas r_i , de

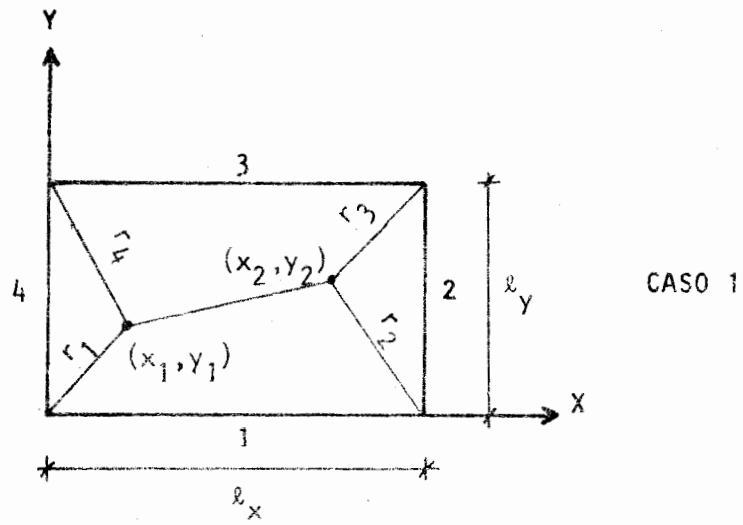


Figura 2.11

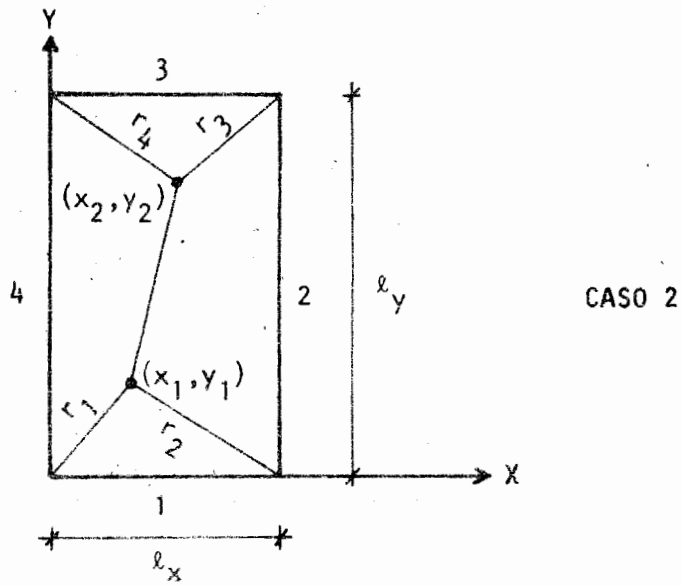


Figura 2.12

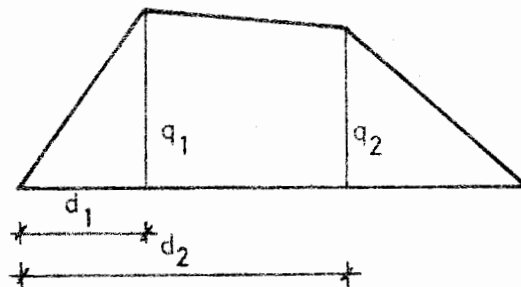


Figura 2.13

finidas pela equação

$$y = a_i x + b_i \quad (2.30)$$

$$\text{onde } a_i = \text{tg} \theta_i \quad (2.31)$$

com $\theta_i = \hat{\text{ângulo de } r_i \text{ com o eixo X}}$

Os b_i estão assim definidos

$$\left. \begin{aligned} b_1 &= 0 \\ b_2 &= -a_2 l_x \\ b_3 &= l_y - a_3 l_x \\ b_4 &= l_y \end{aligned} \right\} \quad (2.32)$$

Substituindo (2.31) e (2.32) em (2.30), teremos, para a laje do ca
so 1

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= \frac{b_4}{a_1 - a_4} \\ x_2 &= \frac{b_2 - b_3}{a_3 - a_2} \end{aligned} \right\} \quad (2.33)$$

A condição necessária para que o conjunto das retas r_1, r_2, r_3, r_4 e a determinada por (x_1, y_1) e (x_2, y_2) delimite, efetivamente, as áreas de in
fluência para cada viga, é que $x_1 < x_2$ ou

$$\frac{b_4}{a_1 - a_4} < \frac{b_2 - b_3}{a_3 - a_2} \quad (\text{caso 1}) \quad (2.34)$$

Assim, resulta que

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \frac{a_1 b_4}{a_1 - a_4} \\ y_2 &= \frac{a_3 b_2 - a_2 b_3}{a_3 - a_2} \end{aligned} \right\} \quad (2.35)$$

Consequentemente, teremos para cada lado da laje um diagrama de reações do tipo mostrado na figura 2.13, com os parâmetros determinados por

$$\left. \begin{aligned} \text{lado 1 - } d_1 &= x_1 \\ q_1 &= y_1 \\ d_2 &= x_2 \\ q_2 &= y_2 \end{aligned} \right\} \quad (2.36)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{lado 2 - } d_1 &= d_2 = y_2 \\ q_1 &= q_2 = l_x - x_2 \end{aligned} \right\} \quad (2.37)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{lado 3 - } d_1 &= x_1 \\ q_1 &= l_y - y_1 \\ d_2 &= x_2 \\ q_2 &= l_y - y_2 \end{aligned} \right\} \quad (2.38)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{lado 4 - } d_1 &= d_2 = y_1 \\ q_1 &= q_2 = x_1 \end{aligned} \right\} \quad (2.39)$$

Se a condição (2.34) não for satisfeita, caímos no caso 2, onde (x_1, y_1) é determinado por r_1 e r_2 , e (x_2, y_2) por r_3 e r_4 . Resultam, então, as seguintes expressões:

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= \frac{b_2}{a_1 - a_2} \\ y_1 &= \frac{a_1 b_2}{a_1 - a_2} \\ x_2 &= \frac{b_4 - b_3}{a_3 - a_4} \\ y_2 &= \frac{a_3 b_4 - a_4 b_3}{a_3 - a_4} \end{aligned} \right\} \quad (2.40)$$

Os diagramas de reações terão os seus parâmetros dados por

$$\text{lado 1 - } \left. \begin{aligned} d_1 &= d_2 = x_1 \\ q_1 &= q_2 = y_1 \end{aligned} \right\} \quad (2.41)$$

$$\text{lado 2 - } \left. \begin{aligned} d_1 &= y_1 \\ q_1 &= l_x - x_1 \\ d_2 &= y_2 \\ q_2 &= l_x - x_2 \end{aligned} \right\} \quad (2.42)$$

$$\text{lado 3 - } \left. \begin{aligned} d_1 &= d_2 = x_2 \\ q_1 &= q_2 = l_y - y_2 \end{aligned} \right\} \quad (2.43)$$

$$\text{lado 4 - } \left. \begin{aligned} d_1 &= y_1 \\ q_1 &= x_1 \\ d_2 &= y_2 \\ q_2 &= x_2 \end{aligned} \right\} \quad (2.44)$$

Conyem destacar que os valores de q_1 e q_2 , aqui determinados, são

devidos a taxas unitárias de carga nas lajes. Na montagem dos vetores de cargas, estes valores são multiplicados pela taxa de carga uniformemente distribuída efetivamente atuante na laje.

2.2.1.3 - Forças de engastamento perfeito

As vigas têm os dois tipos gerais de carga distribuída, mostrados na figura 2.14. Para a carga uniformemente distribuída, temos as seguintes forças de engastamento perfeito

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -M_2 = \frac{q\ell^2}{12} \\ V_1 &= V_2 = \frac{q\ell}{2} \end{aligned} \right\} \quad (2.45)$$

Quanto à carga com distribuição trapezoidal, para efeitos de simplificação, podemos decompô-la, conforme está mostrado na figura 2.15. Assim, basta resolver o caso mostrado na figura 2.16, para o qual as forças de engastamento perfeito são

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{qs^3}{60\ell^2} (5b + 2s) \\ M_2 &= -\frac{qs^2}{60\ell^2} (10b\ell + 3s^2) \\ V_1 &= \frac{qs^2}{6\ell} \left(1 + \frac{bs}{2\ell^2} - \frac{b}{\ell} - \frac{s^2}{10\ell^2} \right) \\ V_2 &= \frac{qs}{2} \left(1 - \frac{s}{3\ell} - \frac{bs^2}{6\ell^3} + \frac{bs}{3\ell^2} + \frac{s^3}{30\ell^3} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2.46)$$

Por semelhança de triângulos, determinam-se as grandezas p_1 , p_2 e p_3 da figura 2.15

$$p_1 = \frac{q_1 \ell}{d_1} \quad (2.47-a)$$

$$p_2 = \frac{(d_2 q_1 - d_1 q_2)(\ell - d_1)}{d_1 (d_2 - d_1)} \quad (2.47-b)$$

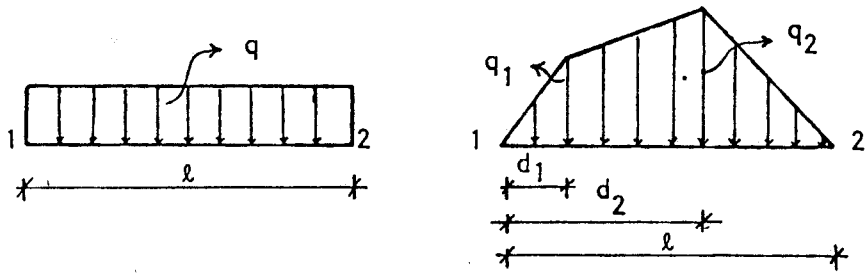


Figura 2.14

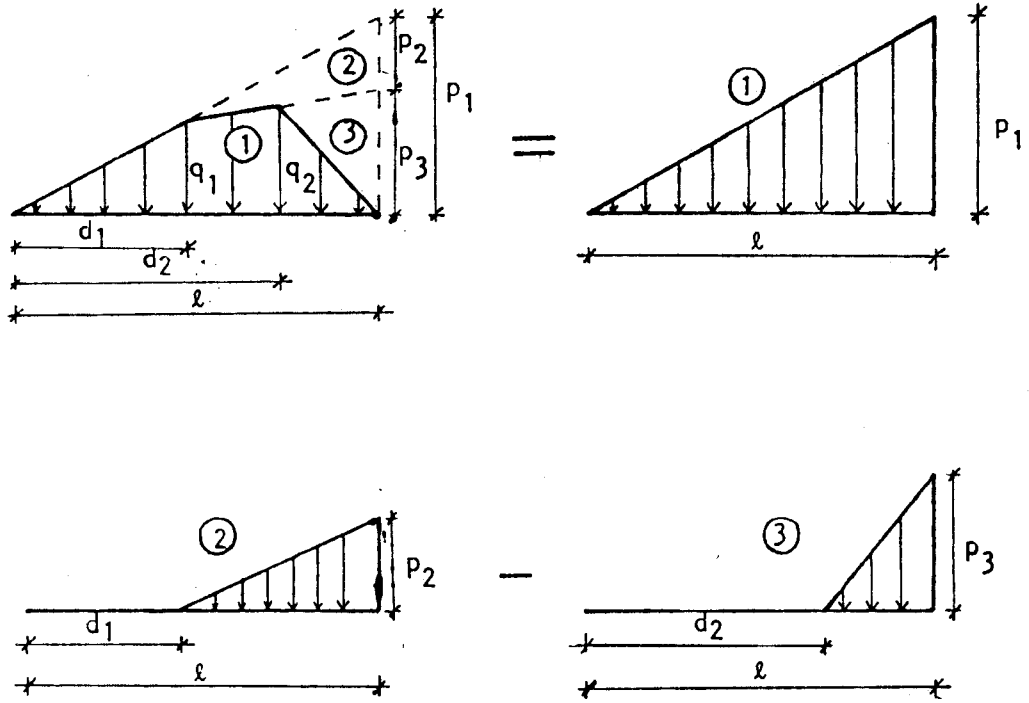


Figura 2.15

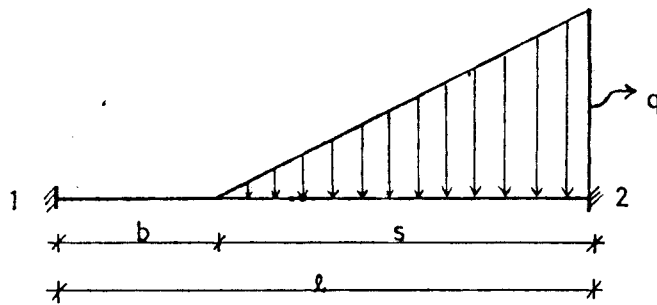


Figura 2.16

$$p_3 = \frac{q_1(d_2 - l) + q_2(l - d_1)}{d_2 - d_1} \quad (2.47-c)$$

2.2.2 - Cargas devidas ao vento

Já que, no presente trabalho, os edifícios são de planta retangular, a análise para o vento é feita com o mesmo soprando segundo as duas direções principais. Teremos, portanto, dois vetores de cargas, cada um contendo as forças atuantes na estrutura devidas ao vento soprando de cada uma das direções já citadas.

Essas cargas atuam na forma de forças horizontais, concentradas ao nível dos pisos, e a sua determinação é feita com base na NB-599 - Forças devidas ao vento em edificações. Segundo o ítem 2.2.3.5 da referida norma, "a força do vento sobre um elemento plano de edificação de área A atua em direção perpendicular ao mesmo, sendo dada por

$$F = (C_e - C_i) q A \quad (2.48)$$

onde C_e = coeficiente de forma externo

C_i = coeficiente de forma interno

q = pressão dinâmica do vento

A pressão dinâmica q é dada por

$$q = V_k^2 / 16 \quad (2.49)$$

onde V_k é a velocidade característica do vento, dada por

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (2.50)$$

V_o é a velocidade básica do vento, definida como "a velocidade de uma rajada de 3 segundos excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano". S_1 é o fator topográfico, que leva em consideração as grandes variações locais na superfície do terreno. S_2 é o fator

que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação. S_3 é o fator estatístico, baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Segundo a norma, "o nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios etc. Para estas edificações, o coeficiente S_3 vale 1,0".

No presente trabalho, despreza-se o coeficiente C_i , dada a dificuldade de se determinar a ocorrência de aberturas nas faces da edificação. Assim, substituindo (2.50) e (2.49) em (2.48), ficamos com a seguinte expressão para a força F , atuando sobre um determinado piso:

$$F = \frac{(V_o S_1 S_2)^2}{16} C_e A \quad (2.51)$$

A velocidade V_o e o fator S_1 , bem como os fatores S_2 para cada piso (dependentes da altura sobre o terreno) são extraídos da NB-599 e fornecidos pelo usuário ao programa. Já o coeficiente C_e é automaticamente extraído da tabela 4 da norma. A área A é também determinada de forma automática, tomada como a semi-soma das alturas dos pisos inferior e superior ao piso em questão, multiplicada pela largura da face contra a qual incide o vento. Convém salientar que a força F é o somatório da componente de pressão exercida sobre a face a barlavento mais a componente de sucção exercida sobre a face a sotavento; isto, porque, na determinação de C_e , leva-se em conta o efeito combinado do vento sobre ambas as faces. Devido à geometria das edificações objetos do presente trabalho, as forças de sucção nas faces paralelas à direção do vento cancelam-se mutuamente.

2.2.3 - Cargas de sismo

A maioria das normas de projeto estrutural especificam que a análise para o sismo deve ser realizada independentemente para duas direções ortogonais. Assim, considerando a geometria das edificações neste trabalho, teremos dois estados de cargas devidas ao sismo, cada um deles levando em conta o sismo em uma das direções principais, ou seja, segundo X ou Y.

Na seção 2.1.3, temos o desenvolvimento do processo de obtenção das forças dinâmicas de sismo. Inicialmente, tem-se a determinação das frequências e modos de vibrar e, a seguir, para cada modo e para cada uma das

direções de sismo, a determinação dos fatores de participação, das massas equivalentes, do esforço de corte basal e, finalmente, do vetor de forças dinâmicas; essas forças dinâmicas, a exemplo do vento, são também horizontais e concentradas ao nível dos pisos.

2.3 - RESUMO

A fim de dar uma visão geral do assunto, passa-se a relacionar, de forma resumida, os diversos estados de carga, com as respectivas análises. Primeiramente, tem-se uma análise independente para cada um dos seguintes estados de carga:

- peso próprio;
- sobrecarga, primeiro estado;
- sobrecarga, segundo estado;
- vento soprando na direção X;
- vento soprando na direção Y.

A cada uma das análises acima relacionadas, corresponderá um estado de deformações e esforços. Já para o sismo atuando na direção X, teremos uma análise independente para cada modo de vibração, embora o estado de esforços e deformações obtido seja único. Para o sismo na direção Y, ocorre o mesmo.

Para exemplificar, suponhamos que se obtivessem 5 modos na análise sísmica. Para estas condições, seriam requeridas 15 análises independentes.

CAPÍTULO III

O DIMENSIONAMENTO

3.1 - SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO

Uma vez feita a análise da estrutura e, por conseguinte, determinadas as solicitações nos seus membros, para cada um dos carregamentos previstos, deve-se, antes de levar a termo a tarefa do dimensionamento propriamente dito, determinar qual o estado mais desfavorável de solicitações. Em outras palavras, deve-se, para cada viga ou pilar, e para cada tipo de solicitação (força normal, cortante, momento fletor), pesquisar qual a combinação de estados de carga que leva à situação mais desfavorável. É, portanto, a busca das chamadas solicitações de cálculo.

Para uma maior clareza na abordagem do problema das combinações de carregamentos, definem-se a seguir as variáveis envolvidas. Sejam Y_{fg} , Y_{fq} , Y_{fw} e Y_{feq} os coeficientes de majoração das solicitações oriundas, respectivamente, das ações do peso próprio, das cargas acidentais verticais, de vento e de sismo. Sejam, ainda:

- S_g - esforço solicitante devido às cargas permanentes;
- S_{q1} - idem, cargas acidentais, primeiro estado;
- S_{q2} - idem, cargas acidentais, segundo estado;
- S_{wx} - idem, cargas de vento na direção X;
- S_{wy} - idem, cargas de vento na direção Y;
- S_{eqx} - idem, cargas de sismo na direção X;
- S_{eqy} - idem, cargas de sismo na direção Y.

No presente trabalho, supõe-se que vento e sismo nunca ocorram simultaneamente. Uma característica fundamental desses dois tipos de carga é a alternância do sentido no qual atuam. As

sim, como são dois tipos de carga, cada um com duas possíveis direções e em ambos os sentidos, resulta que vento e sismo fornecem oito possíveis valores para cada solicitação de cada membro da estrutura. Resta, portanto, combinar cada uma destas oito parcelas com as devidas às cargas verticais.

Veremos que são distintas as combinações a serem levadas em conta para a determinação da situação mais desfavorável dos diversos tipos de solicitações. Relativamente ao esforço normal nos pilares, deve ser determinada a pior situação de compressão e verificada a possibilidade de tração. Para o caso de compressão, é intuitivo que a situação mais desfavorável ocorre com todas as cargas verticais atuando, tanto as permanentes como as acidentais. Assim, a máxima compressão se obtém combinando o efeito das cargas verticais com o de cada uma das oito alternativas proporcionadas por vento e sismo. Estão apresentadas abaixo estas combinações:

$$\gamma_{fg} S_g + \gamma_{fq} (S_{q1} + S_{q2}) \pm \begin{cases} \gamma_{fw} S_{wx} \\ \gamma_{fw} S_{wy} \\ \gamma_{feq} S_{eqx} \\ \gamma_{feq} S_{eqy} \end{cases} \quad (3.1)$$

Seguindo o mesmo raciocínio, veremos que, para a determinação da mínima compressão (que pode vir a ser a máxima tração), temos que levar em conta a estrutura com um mínimo de cargas verticais. Isto corresponderia à atuação somente do peso próprio como carga vertical. Assim, o esforço em questão se obterá combinando as alternativas das cargas horizontais com a ação do peso próprio. Convencionando como positiva a situação usual de compressão e como negativa a de tração, teremos que o valor mais desfavorável de tração é o mínimo obtido das combinações a seguir apresentadas:

$$\gamma_{fg} S_g \pm \begin{cases} \gamma_{fw} S_{wx} \\ \gamma_{fw} S_{wy} \\ \gamma_{feq} S_{eqx} \\ \gamma_{feq} S_{eqy} \end{cases} \quad (3.2)$$

Na seção 2.2.1.1, vimos como a atuação alternada dos dois estados de cargas acidentais verticais pode acarretar esta dos desfavoráveis de momento fletor e força cortante nos pilares. Para esses dois tipos de solicitações atuando nos pilares, a pesquisa da pior situação é mais exaustiva, envolvendo nada menos que trinta e duas combinações, a saber:

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_{fg} S_g \\ \gamma_{fg} S_g + \gamma_{fq} S_{q1} \\ \gamma_{fg} S_g + \gamma_{fq} S_{q2} \\ \gamma_{fg} S_g + \gamma_{fq} (S_{q1} + S_{q2}) \end{array} \right\} \pm \begin{cases} \gamma_{fw} S_{wx} \\ \gamma_{fw} S_{wy} \\ \gamma_{feq} S_{eqx} \\ \gamma_{feq} S_{eqy} \end{cases} \quad (3.3)$$

Cumprе destacar aqui que o momento fletor de cálculo, a ser considerado para o dimensionamento dos pilares, ainda não é o determinado por (3.3); o valor aqui obtido corresponde apenas à excentricidade inicial, à qual devem ser adicionadas as excentricidades acidental e de segunda ordem, por meio de processo descrito na seção 3.3.

Quanto ao fletor e ao cortante das vigas, também existe a possibilidade de se atingir estados mais desfavoráveis devido à atuação alternada dos dois estados de cargas acidentais verticais. Assim, a exemplo do cortante e do fletor dos pilares, o esquema de pesquisa a ser usado é o (3.3), o mais completo de todos.

Convém destacar que os coeficientes de majoração, variáveis para cada tipo de carga, variam também para as diversas combinações que estiverem sendo levadas em conta.

Uma vez tendo a seção de concreto e as solicitações de cálculo, falta agora determinar que áreas de armadura são necessárias para que a referida seção se mantenha em segurança. O processo de obtenção dessas armaduras é o que veremos nas próximas seções.

3.2 - ARMADURA LONGITUDINAL DAS VIGAS

As vigas estão submetidas a flexão e corte, desprezando-se as forças axiais. Serão consideradas cinco seções em cada viga, tomando seu comprimento total, incluindo a penetração nos pilares (ver figura 3.1).

Para a determinação das armaduras, será tomada como base a teoria apresentada no livro Hormigón Armado, de Montoya, Meseguer e Morán, que corresponde ao método parábola-retângulo, especificado pela NB-1. Serão consideradas somente seções retangulares.

Inicialmente, seja o momento reduzido de cálculo μ , dado por

$$\mu = \frac{M_d}{b d^2 f_{cd}} \quad (3.4)$$

onde M_d = momento de cálculo;

b = largura da seção;

d = altura útil;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão.

A taxa mecânica de armadura w está dada por

$$w = \frac{A_s f_{yd}}{b h f_{cd}} \quad (3.5)$$

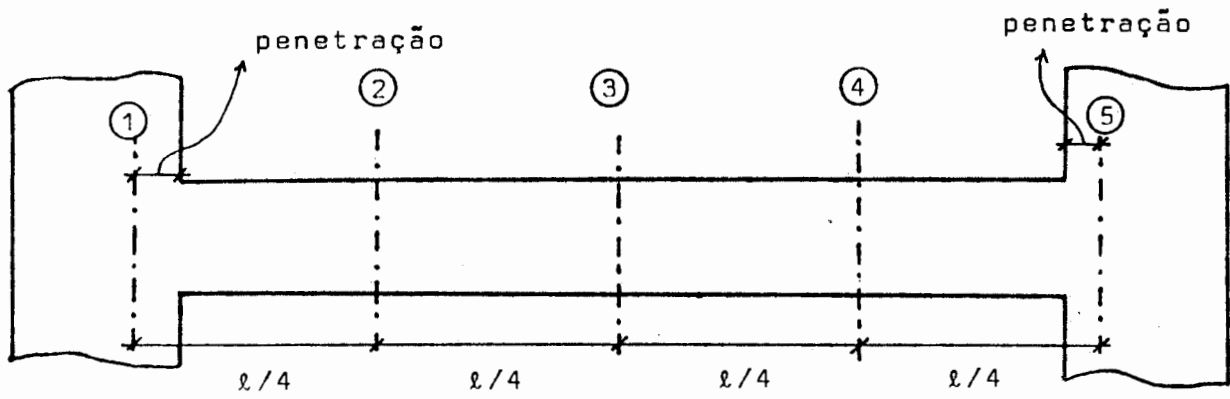


Figura 3.1

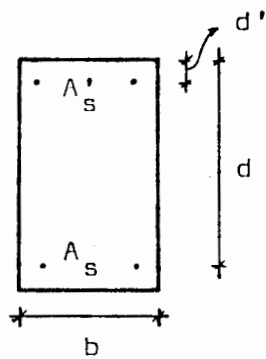


Figura 3.2

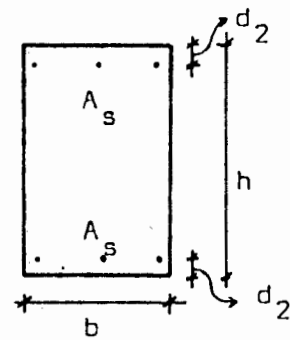


Figura 3.3

onde A_s = área da armadura de tração;

f_{yd} = resistência de cálculo do aço à fluência;

h = altura total da seção.

Suponhamos que o aço de mais alta resistência à fluência seja o com $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ e seja do tipo A. Considerando o limite a partir do qual a seção seria superarmada, teríamos que o valor limite da profundidade do eixo neutro x_{lim} seria

$$x_{lim} = 0,628 d \quad (3.6)$$

Ainda para as mencionadas condições, teríamos os valores limites de μ e de ω assim determinados:

$$\mu_{lim} = \frac{M_{dlim}}{b d^2 f_{cd}} = 0,319 \quad (3.7)$$

$$\omega_{lim} = \frac{A_{slim} f_{yd}}{b d f_{cd}} = 0,432 \quad (3.8)$$

Para efeitos de computação, a tabela universal, que fornece a taxa mecânica ω em função do momento reduzido μ , foi transformada na seguinte função analítica, que dá um erro máximo da ordem de 0,5 %:

$$\omega = 1,05112\mu - 0,10684\mu^2 + 3,3561\mu^3 \quad (3.9)$$

A NB-1, no item 6.3.1, estabelece o valor mínimo da área da seção transversal da armadura longitudinal de tração. Esse valor é de 0,25 % de bh , quando a armadura for constituída de barras de aço CA-25 ou CA-32 e de 0,15 % se a armadura for de aço CA-40, CA-50 ou CA-60.

Uma vez determinado μ e verificado ser o seu valor inferior ao limite, obtem-se ω por meio de (3.9) e a percentagem de armadura ρ , por meio da expressão seguinte:

$$\text{Ex: } M_d = 750 \text{ kNm}$$

$$f_{tk} = 150 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = 107,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow f_{yk} = 4348 \text{ kN/cm}^2$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$d = 27 \quad d' = 1,5$$

$$h = 30$$

$$\mu = \frac{75000}{15 \times 27^2 \times 107,14} = 0,064 < \mu = 0,319$$

$$w = 1,05112\mu - 0,10684\mu^2 + 3,3561\mu^3 = 0,677$$

$$\rho = w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,167\% > \rho_{\min} = 0,15\% \quad \rho' = 0$$

$$A_s = \rho b d = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$k_b = \frac{b d^2}{M_d} = 145,8$$

$$k_3 = 0,3438$$

$$A_s = 0,955 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \omega f_{cd} / f_{yd} \quad (3.10)$$

A seguir, verifica-se se ρ é maior que o mínimo antes referido e procede-se a sua multiplicação pela área bd , obtendo-se a área da armadura longitudinal desejada.

No entanto, se o valor limite de μ é ultrapassado, há necessidade de se dispor armadura de compressão. Nesse caso, as taxas mecânicas ω e ω' , respectivamente das armaduras de tração e de compressão, são dadas por (ver figura 3.2):

$$\omega' = \frac{\mu - 0,319}{1 - d'/d} \quad (3.11)$$

$$\omega = \omega' + 0,432 \quad (3.12)$$

A partir daqui, o processo de cálculo é análogo ao caso de armadura simples.

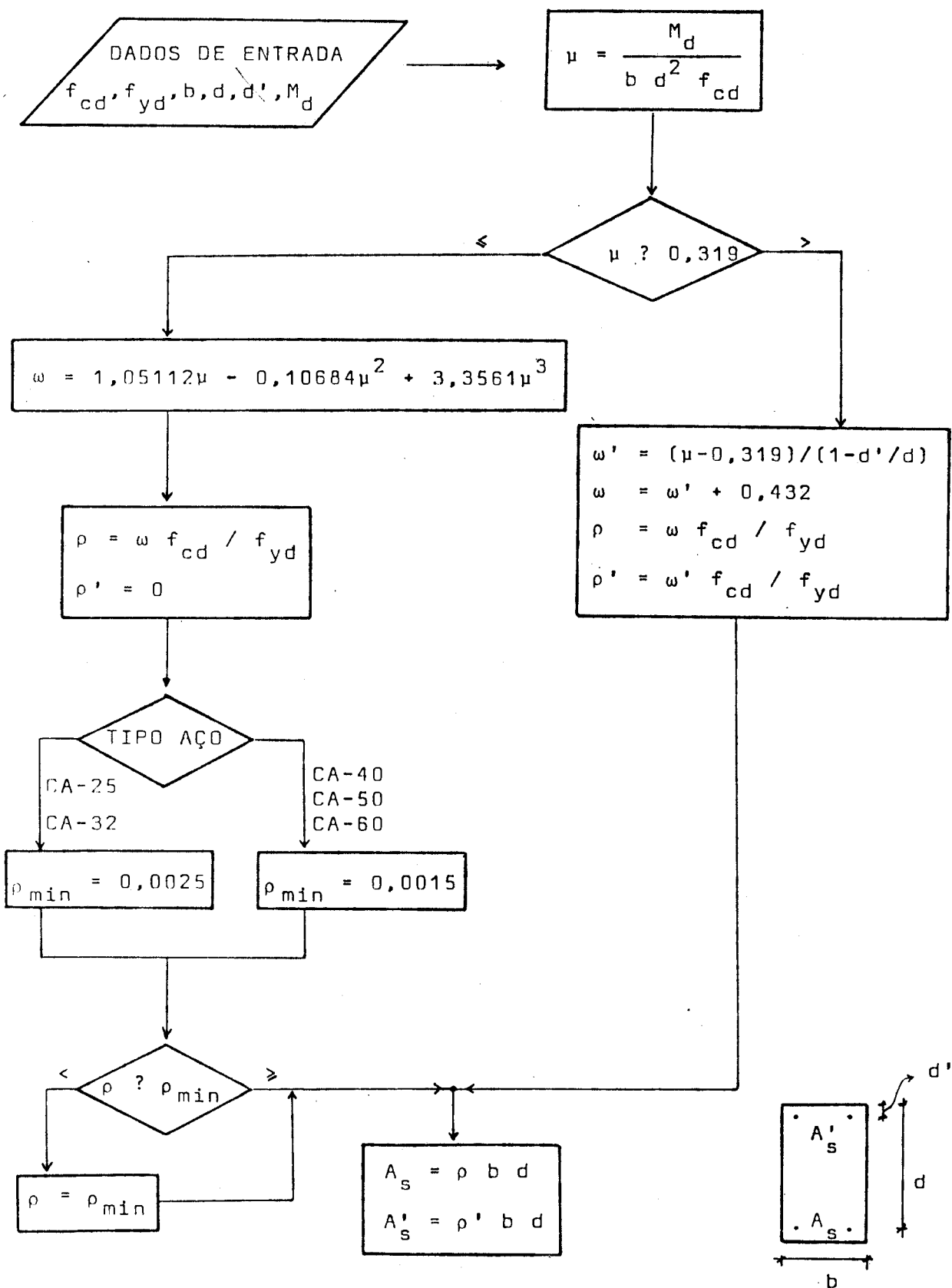
A determinação das áreas de armadura, de que trata a presente seção, é apresentada de forma esquemática no blocodograma 3.1.

3.3 - ARMADURA LONGITUDINAL DOS PILARES

Neste trabalho, serão levados em consideração somente pilares de seção retangular e com índice de esbeltez $\lambda \leq 80$.

Na situação mais geral, um pilar pode estar submetido a uma flexo-compressão ou flexo-tração oblíqua, ou seja, com a força normal atuando fora dos eixos principais da seção transversal.

Serão dimensionadas armaduras iguais nos quatro lados da seção, para que se possa substituir a flexo-compressão oblíqua por uma flexo-compressão normal equivalente. Isto está estabelecido no item 4.1.1.3A da NB-1, conforme segue: "no caso de



Blocodiagrama 3.1

seção retangular com armadura igual nos quatro lados, permite-se substituir a flexo-compressão oblíqua por uma flexo-compressão normal equivalente, em uma direção principal, com a excentricidade $(e_x + \beta e_y h/b)$ em que e_x e e_y são as projeções de e sobre os eixos principais, considerando-se direção x aquela em que

$$e_x \geq e_y h/b \text{ "}$$

h e b são, respectivamente, as dimensões da seção nas direções x e y . β é um coeficiente obtido de uma tabela de dupla entrada, constante da norma. Deve-se entrar com os valores do esforço normal reduzido $v = F_d/A_c f_{cd}$ e da taxa mecânica de armadura (estimada) $\omega = A_s f_{yd}/A_c f_{cd}$. F_d é a força normal, A_c a área de concreto e A_s a de aço. Este processo de obtenção de β , sob o ponto de vista computacional, é inconveniente. Por isso, adota-se o processo indicado por Montoya, que consiste em extrair o valor de β da seguinte tabela, onde só se entra com o esforço normal reduzido v :

v	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	$\geq 1,2$
β	0,6	0,7	0,8	0,9	0,9	0,8	0,7	0,6	0,6	0,6	0,5	0,5	0,4

Se, no dimensionamento subsequente, resultar um valor da taxa mecânica ω superior a 0,6, será necessário efetuar um novo cálculo, incrementando em 0,1 o valor de β ; se, no entanto, o valor resultante de ω for inferior a 0,2, o valor de β será diminuído de 0,1.

Com o problema assim posto, cabe agora a determinação das excentricidades e_x e e_y . Para que sejam atendidas as exigências da NB-1, põem-se e_x e e_y na seguinte forma:

$$e_x = e_{ix} + e_{ax} + e_{2x} \quad (3.13)$$

$$e_y = e_{iy} + e_{ay} + e_{2y} \quad (3.14)$$

e_{ix} e e_{iy} são as excentricidades iniciais, isto é, a-

quelas devidas aos momentos fletores resultantes da análise da estrutura. Para a determinação de e_{1x} , tomam-se os momentos na direção x atuantes nas extremidades inferior e superior do pilar, verifica-se qual o de maior valor absoluto e faz-se a sua divisão pela força normal; a determinação de e_{1y} é análoga.

e_{ax} e e_{ay} são as chamadas excentricidades acidentais, segundo a norma, "para levar em conta a incerteza da localização da força normal e o possível desvio do eixo da peça durante a construção, em relação à posição prevista no projeto". Para uma determinada direção, considera-se a respectiva excentricidade acidental igual a $h/30$, não menor que 2 cm, sendo h a maior dimensão da seção na referida direção.

Caso o índice de esbelteza $\lambda \leq 40$, não se levam em conta e_{2x} e e_{2y} ; o dimensionamento é feito para a seção sujeita à força normal F_d e o momento fletor $M_d = F_d(e_x + \beta e_y h/b)$, com e_x e e_y determinados segundo (3.13) e (3.14). Mais adiante, trataremos do formulário utilizado para tal dimensionamento.

No entanto, quando temos flexo-compressão e $40 < \lambda \leq 80$, levam-se em conta as excentricidades e_{2x} e e_{2y} , devidas aos momentos de segunda ordem. Para isso, fazemos uso do processo simplificado descrito no item 4.1.1.3C da NB-1. Temos que, numa determinada direção (x ou y), o valor da excentricidade devida ao efeito de segunda ordem é

$$e_2 = \frac{\ell_e^2}{10 r} \quad (3.15)$$

onde ℓ_e = comprimento de flambagem;

$\frac{1}{r}$ = curvatura do eixo da peça, determinado por

$$\frac{1}{r} = \frac{0,0035 + f_{yd}/E_s}{(v + 0,5)h} \quad (3.16)$$

com $v + 0,5 \geq 1$

$$\text{onde } v = \frac{F_d}{A_c f_{cd}}$$

E_s = módulo de deformação longitudinal do aço;

h = lado, paralelo à excentricidade considerada, do retângulo circunscrito à seção.

Numa determinada direção, caso as excentricidades iniciais nas extremidades do pilar forem de sentidos opostos, a norma permite uma redução da excentricidade inicial a levar em conta na determinação do momento de cálculo. Assim, sejam e_{1A} e e_{1B} as referidas excentricidades, onde e_{1A} é suposta sempre positiva e maior que $|e_{1B}|$, e e_{1B} negativa. A excentricidade e_1 será igual ao maior dos seguintes valores:

a) $0,6e_{1A} + 0,4e_{1B}$

b) $0,4e_{1A}$

c) $e_{1A} - e_2$

Passa-se a tratar do formulário utilizado para a obtenção das armaduras, uma vez determinados a força normal e o momento fletor de cálculo. São usadas as fórmulas aproximadas para seções com armaduras simétricas, constantes da seção 15.6 do livro Hormigão Armado, referido anteriormente.

Na figura 3.3, temos uma seção de concreto de altura h e base b , com armaduras simétricas de área A_s . As seguintes notações são referidas a aquela figura:

$$\left. \begin{aligned} \mu &= \frac{M_d}{b h^2 f_{cd}} & \lambda &= 0,5 - d_2/h \\ v &= \frac{F_d}{b h f_{cd}} & v_c &= 0,85 - v \end{aligned} \right\} \quad (3.17)$$

A taxa mecânica de armadura w é dada por:

$$\left. \begin{array}{ll}
 \text{para } v \leq 0 & \omega = \mu/\lambda - v \\
 \text{para } 0 < v \leq 0,85 & \omega = (\mu - 0,55vv_c)/\lambda\beta \\
 \text{para } v > 0,85 & \omega = \mu/0,93\lambda - v_c
 \end{array} \right\} (3.18)$$

O coeficiente β é determinado conforme segue:

$$\left. \begin{array}{ll}
 \text{para } v \leq 0,4 & \beta = 1 \\
 \text{para } 0,4 < v \leq 0,85 & \beta = 1,68 - 2,43v + 1,82v^2 \\
 \text{para } v > 0,85 & \beta = 0,93
 \end{array} \right\} (3.19)$$

Uma vez obtido ω , pode-se determinar a área de armadura A_s , igual para os quatro lados da seção:

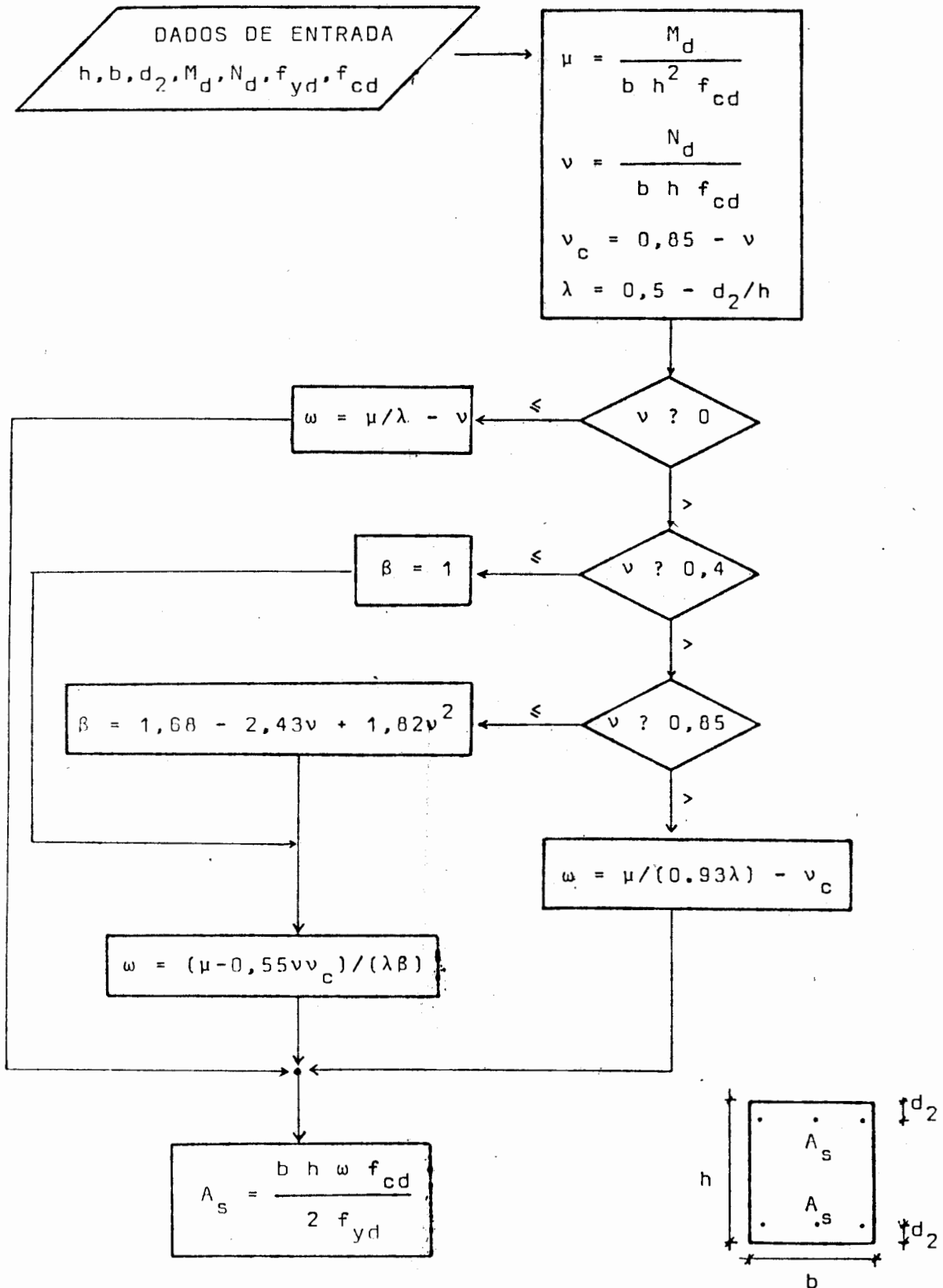
$$A_s = \frac{b h \omega f_{cd}}{2 f_{yd}} \quad (3.20)$$

A seguir, verifica-se se a área total, igual a $4 A_s$, atende ao mínimo exigido pela norma, que é de 0,8 % de bh .

O blocodiagrama 3.2 mostra de forma esquemática a aplicação do formulário aqui apresentado.

3.4 - ARMADURA TRANSVERSAL

No dimensionamento das peças estruturais ao esforço cortante, temos a considerar, inicialmente, a verificação do valor de cálculo da tensão convencional de cisalhamento no concreto (τ_{wd}) não ultrapassar o limite especificado pela norma. τ_{wd} está dado por



Blocodiagrama 3.2

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w d} \quad (3.21)$$

onde V_d = força cortante de cálculo;

b_w = base da seção;

d = altura útil da seção.

τ_{wd} não pode ultrapassar o valor último τ_{wu} fixado pelo ítem 5.3.1.2b, que se transcreve a seguir:

"Para peças lineares com $b_w \leq 5h$, se toda a armadura transversal calculada for inclinada a 45° sobre o eixo da peça:

$$\tau_{wu} = 0,30 f_{cd} \leq 55 \text{ kgf/cm}^2.$$

Para peças lineares com $b_w < 5h$, nos outros casos:

$$\tau_{wu} = 0,25 f_{cd} \leq 45 \text{ kgf/cm}^2.$$

Para lajes e peças lineares com $b_w > 5h$, os coeficientes 0,30 e 0,25 serão multiplicados por um dos seguintes fatores, mantidos os valores absolutos (h em cm):

$$0,5 \quad \text{se } h \leq 15$$

$$\frac{1}{3} + \frac{h}{90} \quad \text{se } 15 < h < 60$$

$$1 \quad \text{se } h \geq 60."$$

Considerar-se-ã o esforço oriundo da força cortante sendo resistido só por estribos. Conforme determina o ítem 4.1.4.2 da NB-1, "a armadura transversal das peças lineares e das lajes, para resistir aos esforços oriundos da força cortante, deverá ser calculada pela teoria clássica de Mörsh, com base

na seguinte tensão (em kgf/cm^2):

$$\tau_d = 1,15\tau_{wd} - \tau_c \geq 0 \quad (3.22)$$

com

$$\tau_c = \psi_1 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{na flexão simples}$$

$$\tau_c = \psi_1 \sqrt{f_{ck}} (1 + 3\sigma_{cmd}/f_{ck}) \quad \text{na flexo-compressão}$$

$$\tau_c = \psi_1 \sqrt{f_{ck}} (1 - 3\sigma_{tmd}/f_{ck}) \quad \text{na flexo-tração}$$

com f_{ck} em kgf/cm^2

onde $\sigma_{cmd} = \frac{N_{cd}}{A_c} =$ tensão média de compressão, de cálculo

$\sigma_{tmd} = \frac{N_{td}}{A_c} =$ tensão média de tração, de cálculo."

O valor de ψ_1 se obtém de:

$$\left. \begin{aligned} \psi_1 &= 0,24 && \text{para } \rho_1 \leq 0,001 \\ \psi_1 &= 15\rho_1 + 0,225 && \text{para } 0,001 < \rho_1 < 0,015 \\ \psi_1 &= 0,45 && \text{para } \rho_1 \geq 0,015 \end{aligned} \right\} (3.23)$$

No presente trabalho, adota-se para ρ_1 a menor taxa de armadura longitudinal de tração na própria seção que se está dimensionando. Procedese desta maneira, pelo fato de não se dispor do valor da armadura no trecho de comprimento $2h$ a partir da face do apoio.

Uma vez obtido τ_d por meio de (3.22), pode-se determinar a taxa geométrica de armadura transversal ρ_w :

$$\rho_w = \tau_d / \sigma_{st} \quad (3.24)$$

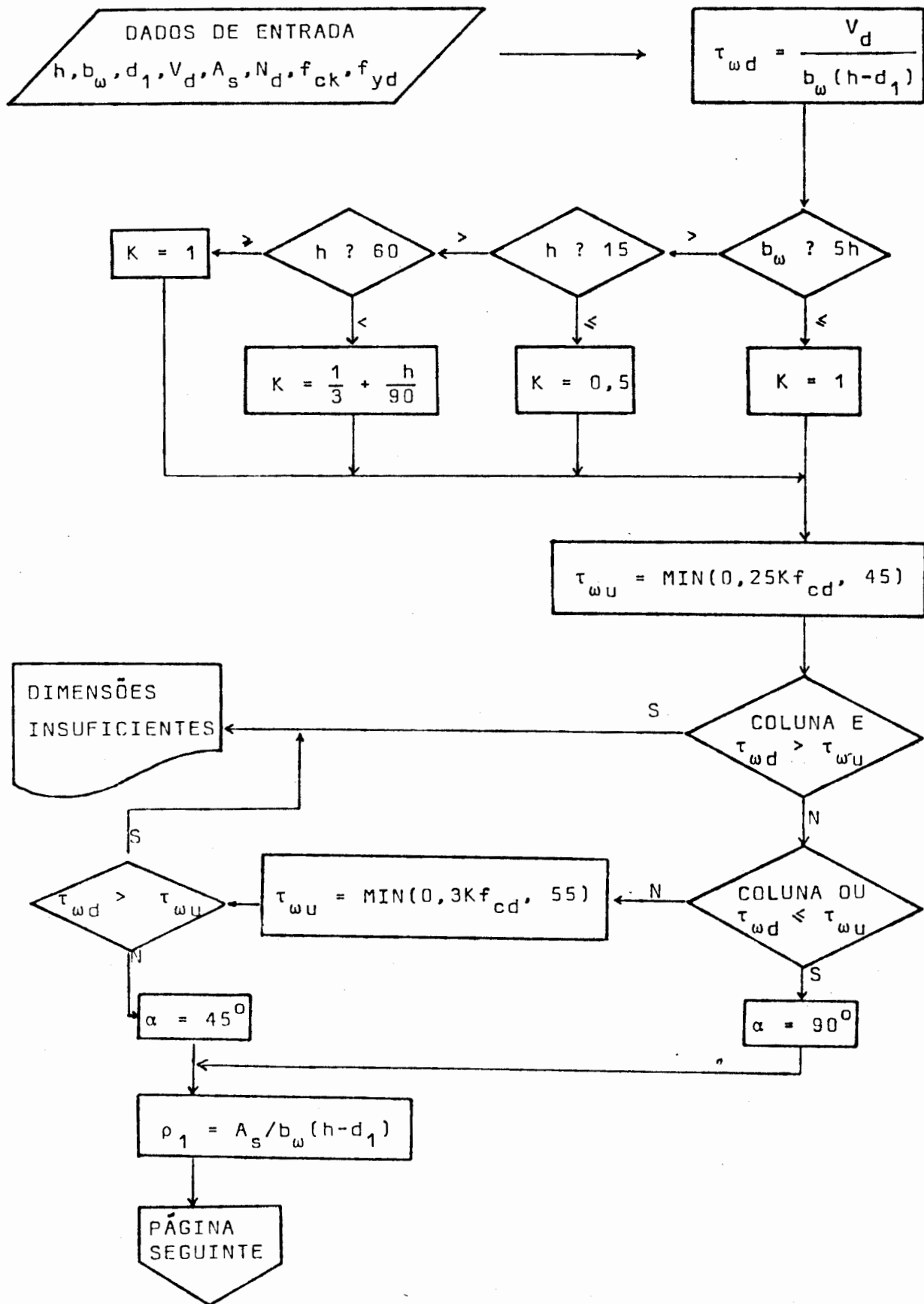
onde $\sigma_{st} = \min(f_{yd}, 4350 \text{ kgf/cm}^2)$.

Finalmente, obtem-se a área da seção transversal dos estribos A_{sw} por metro de viga ou pilar:

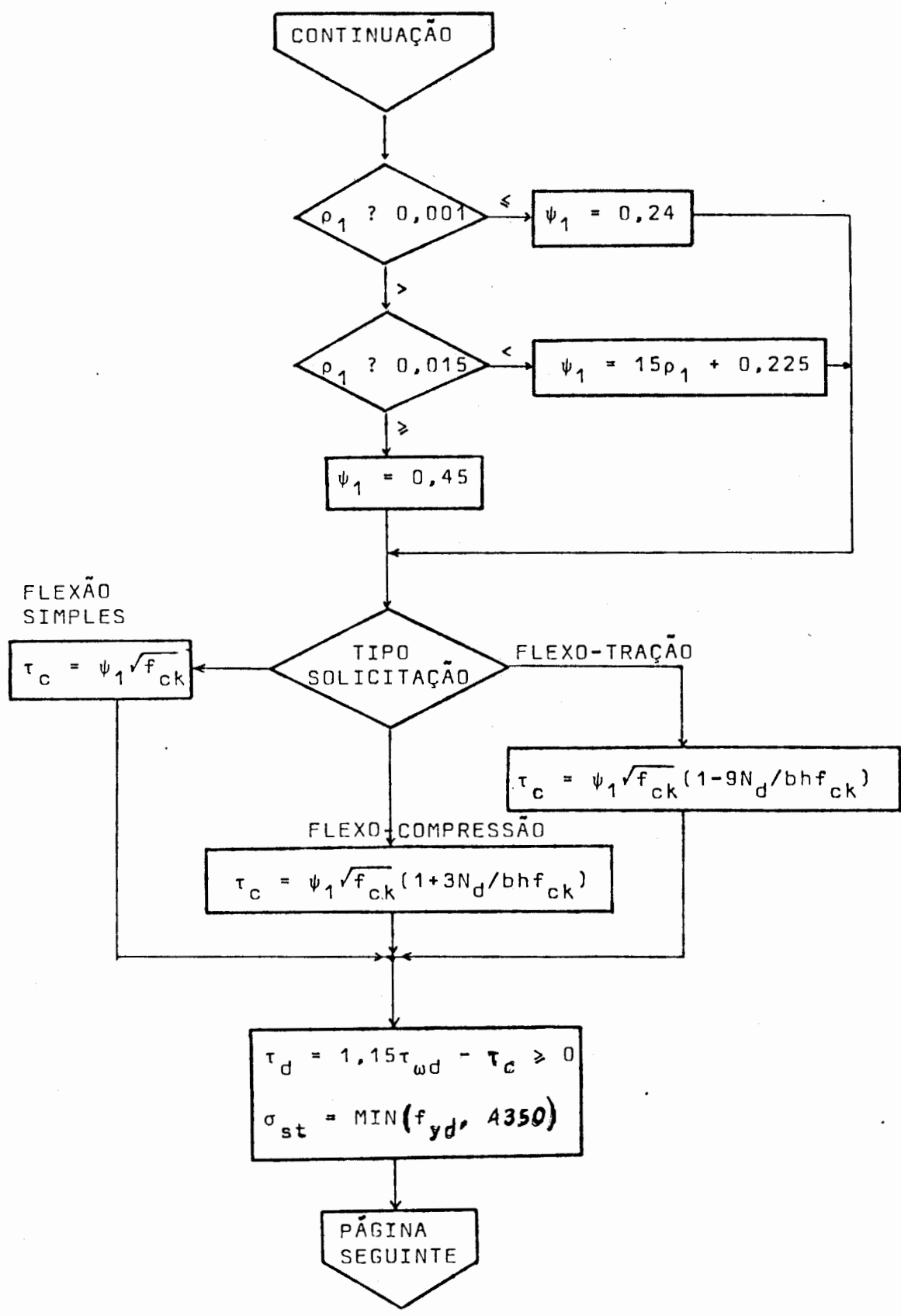
$$\left. \begin{aligned} A_{sw} &= 100 \rho_w b_w / \sqrt{2} && \text{no caso de vigas com} \\ &&& \text{estribos inclinados} \\ &&& \text{a } 45^\circ \\ A_{sw} &= 100 \rho_w b_w && \text{nos demais casos} \end{aligned} \right\} (3.25)$$

No caso de vigas, deve-se verificar se o A_{sw} obtido é maior que o mínimo exigido pela norma, que é de 0,25 % de $b_w s \text{ sen} \alpha$ (α = ângulo entre os estribos e o eixo da peça) para aços CA-25 e CA-32 ou 0,14 % para aços CA-40, CA-50 e CA-60, não se tomando para b_w valores maiores que d .

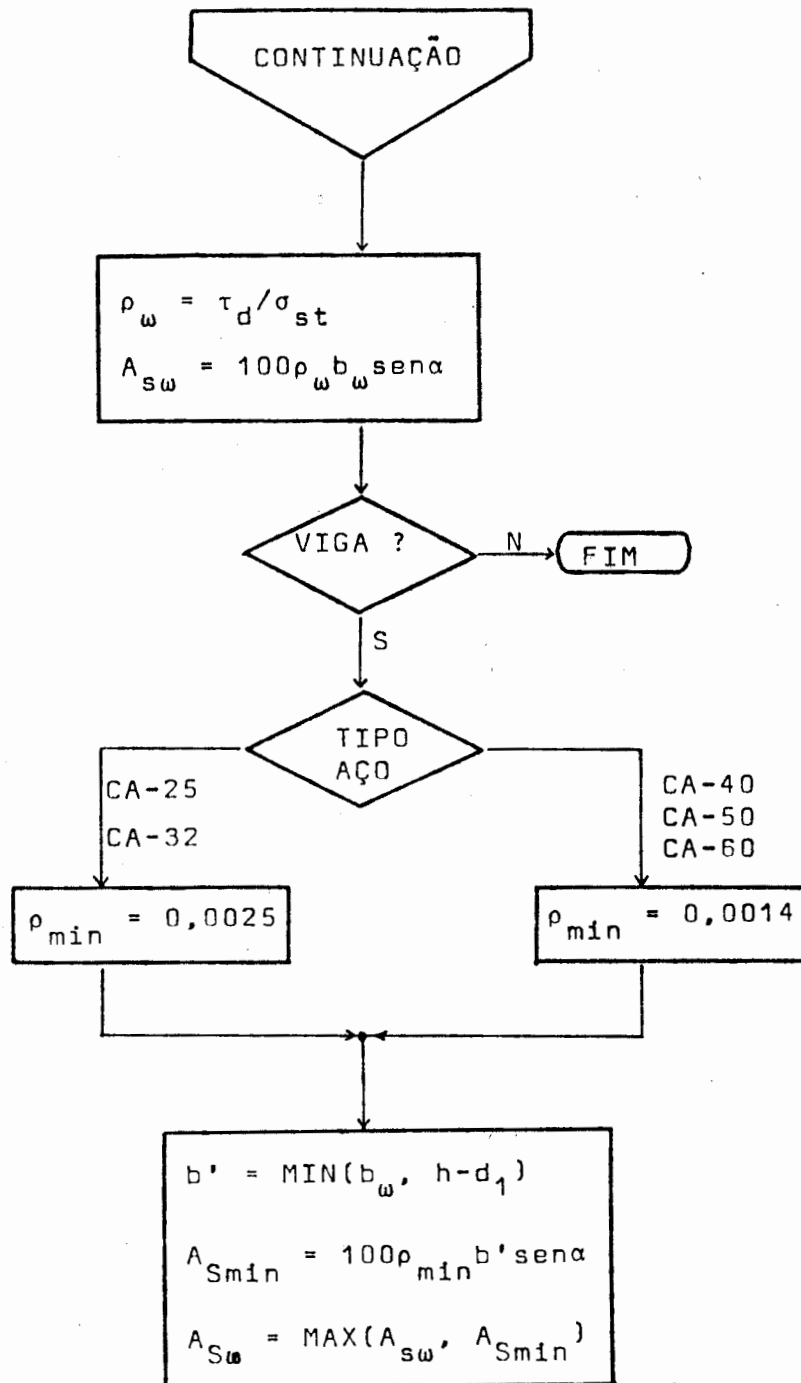
A aplicação do formulário apresentado nesta seção está esquematizada no blocodiagrama 3.3.



Blocodograma 3.3 - 1ª parte



Blocodiagrama 3.3 - 2ª parte



Blocodiagrama 3.3 - 3ª parte

CAPÍTULO IV

DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA

4.1 - PROGRAMA PRINCIPAL

O programa principal é bastante simples. Nele, temos a leitura e impressão do título, leitura do número de pisos (N), do número de eixos na direção X (NEX), do número de eixos na direção Y (NEY), do número de classes de pilares (NCC) e do número de classes de vigas (NCV). Após, realiza-se a chamada da subrotina PROADE que utiliza como parâmetros de entrada os dados já lidos.

4.2 - SUBROTINA PROADE

4.2.1 - Estrutura geral

Na subrotina PROADE, desenvolvem-se os principais passos do processo de projeto de edificações. Inicialmente, tem-se a leitura e a impressão da quase totalidade dos dados fornecidos pelo usuário. Em seguida, realiza-se um pré-processamento destes dados, com a finalidade de torná-los aptos a serem utilizados pelo programa de análise, a subrotina SATE. Depois da chamada da SATE, temos um pós-processamento dos resultados por ela fornecidos, a fim de que os mesmos sejam usados pelas rotinas de dimensionamento. Finalmente, à medida que estas subrotinas são executadas, são impressos os resultados finais os quais constam dos estados de solicitações mais desfavoráveis e das respectivas áreas de armadura.

4.2.2 - Entrada de dados

Quanto aos dados, temos, inicialmente, um conjunto de

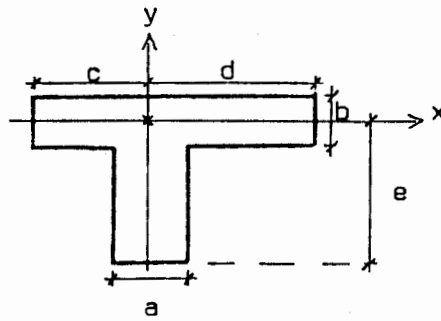
informações gerais sendo lidas, como sejam, módulo de elasticidade standard (ES), módulo de corte standard (GS), peso específico do concreto (GAMA), resistência de cálculo do concreto à compressão (FCD), resistência de cálculo do aço à tração (FYD), coeficientes de segurança das solicitações devidas à carga permanente (GFP), às cargas acidentais (GFA), à carga de vento (GFV) e à carga de sismo (GFS), alturas dos pisos (HP), espessura de laje standard (ESPS), carga permanente standard (CPS), carga acidental standard (CAS), distâncias dos eixos auxiliares x_1 ao eixo global X (XLX) e distâncias dos eixos auxiliares y_1 ao eixo global Y (YLY).

A seguir, ocorre a leitura das propriedades de cada classe de pilares e de cada classe de vigas. As propriedades podem ser fornecidas segundo os tipos de seções, constantes na seguinte tabela:

TIPOS	CARACTERÍSTICAS
1	se fornecem diretamente os valores de A (área da seção transversal), I (momento de inércia), S (área de corte), E (módulo de elasticidade) e G (módulo de corte).
2	retangular <div data-bbox="794 1263 1026 1509" style="text-align: center;"> </div>
3	ele <div data-bbox="815 1603 1198 1928" style="text-align: center;"> </div>

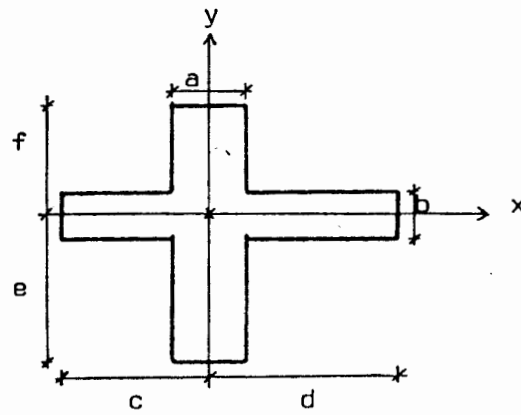
4

tê



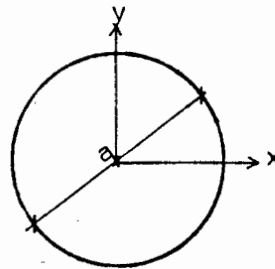
5

cruz



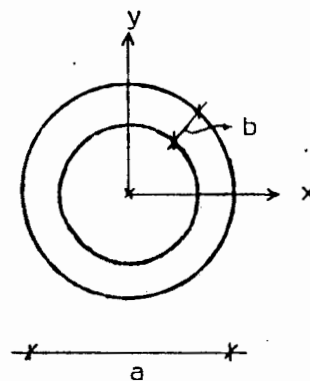
6

circular cheia



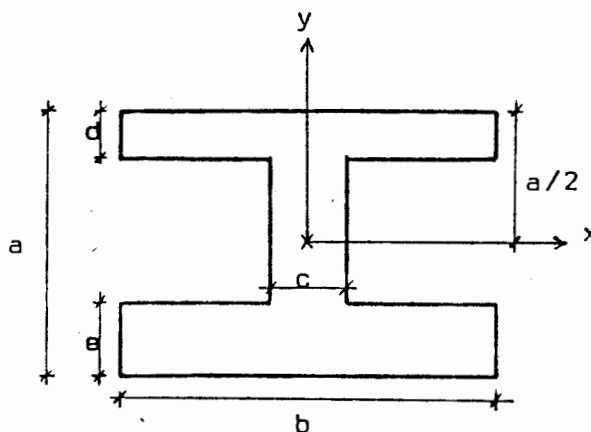
7

circular vasada



8

H



Observação: o ponto assinalado com x denomina-se ponto característico da seção.

Portanto, uma determinada classe de vigas ou pilares fica definida por um máximo de oito parâmetros reais e um indicador de tipo de seção. Para os pilares, os oito parâmetros reais são armazenados na matriz PROCOL que contém NCC linhas e 8 colunas; os indicadores de tipo de seção são armazenados no vetor ITIC, que contém NCC elementos. O armazenamento para as vigas é análogo, denominando-se de PROVIG a matriz dos parâmetros reais e constituída de NCV linhas e 8 colunas; os indicadores de tipo de seção estão armazenados no vetor ITIV, constituído de NCV elementos. Assim, dependendo do tipo de seção, os diferentes parâmetros ficam armazenados segundo o esquema apresentado abaixo:

TIPO	ITIC ou ITIV	PROCOL ou PROVIG							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Geral	1	A	I	S				E	G
Retangular	2	a	b					E	G
Ele Tê	3	a	b	c	d			E	G
	4	a	b	c	d	e		E	G
Cruz	5	a	b	c	d	e	f	E	G
Circ. cheia	6	a						E	G
Circ. vazada	7	a	b					E	G
H	8	a	b	c	d	e		E	G

Caso não sejam fornecidos E e G, adotam-se os valores standard ES e GS.




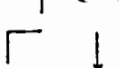
Após o fornecimento das propriedades, temos a leitura dos dados de geometria e carregamento por piso. Assim, indo piso por piso, fornecem-se, pela ordem, a localização dos pilares a localização das vigas na direção X, as cargas uniformes das vigas na direção X, a localização das vigas na direção Y, cargas uniformes das vigas na direção Y, a localização, as propriedades e as cargas das lajes.

Supõe-se que a seção de um pilar pode mudar de um piso para outro, porém não dentro de um piso. Os pilares estão localizados nas proximidades dos cruzamentos de eixos auxiliares. Sua posição exata deve definir-se mediante três parâmetros:

- a distância do ponto característico da seção ao eixo x_1 correspondente ao ponto de cruzamento de eixos;
- idem, com respeito ao eixo y_j ;
- o ângulo de que está girada a seção com respeito ao eixo x_1 .

No exemplo da figura 4.1, pode-se ver a disposição de todos estes parâmetros.

Para definir cada pilar em cada piso, são necessários seis parâmetros: três inteiros (classe, eixo x_1 e eixo y_j) mais três reais (DX, DY e BETA). Como se tem restringido o trabalho a geometrias retangulares, é preferível usar um indicador de posição em lugar do ângulo BETA, conforme segue:

Indicador	Posição
0	
1	
2	
3	

Assim, são usados quatro inteiros e dois reais. Os inteiros, armazenados na matriz NPOSC, são a classe, o eixo x_1 , o eixo y_j e o indicador de posição; os reais, armazenados na matriz POSC, são as distâncias DX e DY.

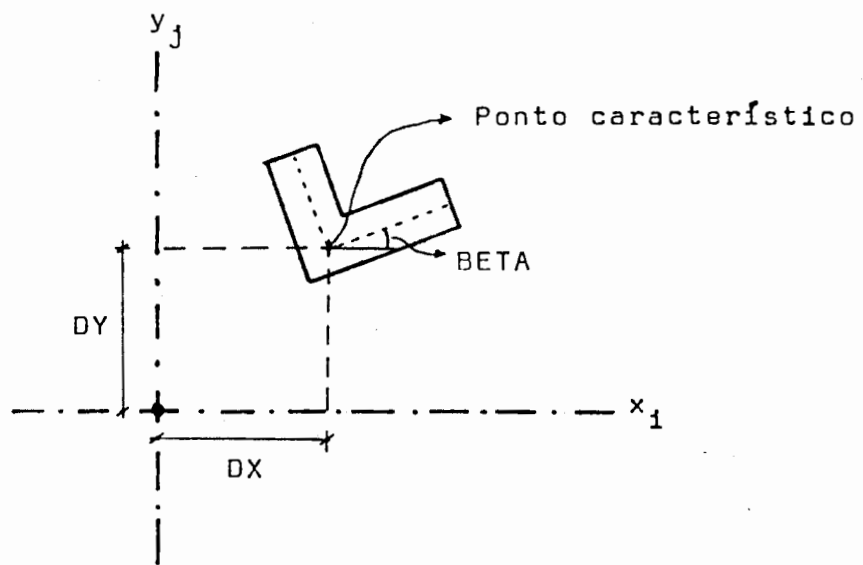


Figura 4.1

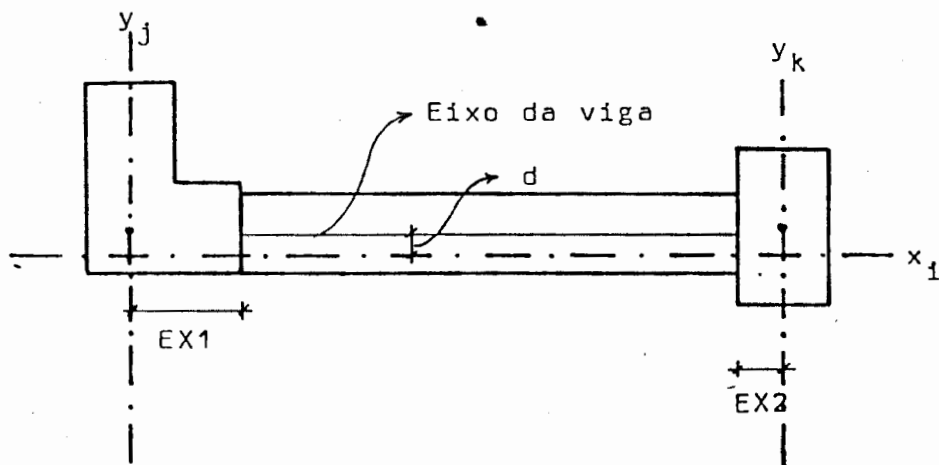


Figura 4.2

A localização típica de uma viga na direção X se mostra na figura 4.2. Os dados necessários para especificar tal viga são:

- classe;
- eixo x_1 ;
- eixos y_j e y_k ;
- posição;
- distância de seu eixo ao eixo x_1 (d);
- altura sobre o piso;
- comprimento dos tramos rígidos (EX1 e EX2).

A altura sobre o piso se refere à altura do ponto característico da seção sobre o plano hipotético que se definiu como piso.

Para uma viga na direção Y, valem as mesmas considerações, apenas trocando X por Y. O armazenamento dos dados referentes às vigas na direção X é feito em duas matrizes. A primeira, NPOSVX, conterá a classe, o eixo x_1 , o eixo y_j , o eixo y_k e o indicador de posição (igual ao dos pilares); a segunda, POSVX, conterá a distância d ao eixo x_1 , a altura e os tramos rígidos EX1 e EX2.

As vigas na direção Y têm armazenamento semelhante. A matriz NPOSVY conterá a classe, o eixo y_1 , o eixo x_j , o eixo x_k e o indicador de posição; na matriz POSVY estarão contidos a altura, a distância d ao eixo y_1 e os tramos rígidos EY1 e EY2.

As cargas uniformes das vigas, tanto na direção X como na Y, referem-se às taxas de carga uniformemente distribuída, resultantes de paredes diretamente sobre elas apoiadas. Essas cargas são armazenadas respectivamente nas matrizes CAVIGX e CAVIGY.

A figura 4.3 mostra uma laje qualquer L_1 . Vemos que, para localizá-la, basta especificar os quatro eixos auxiliares que a contornam, ou seja, x_{j1} , x_{j2} , y_{k1} e y_{k2} . Para a determinação das condições de contorno (necessárias para a determinação das reações), foram os lados da laje numerados como consta na figura. Assim, fornece-se quatro índices especificando as condições de contorno. Se o lado i tem continuidade, tem-se $ind_i = 1$, caso contrário $ind_i = 0$. Deve-se ainda especificar se esta laje

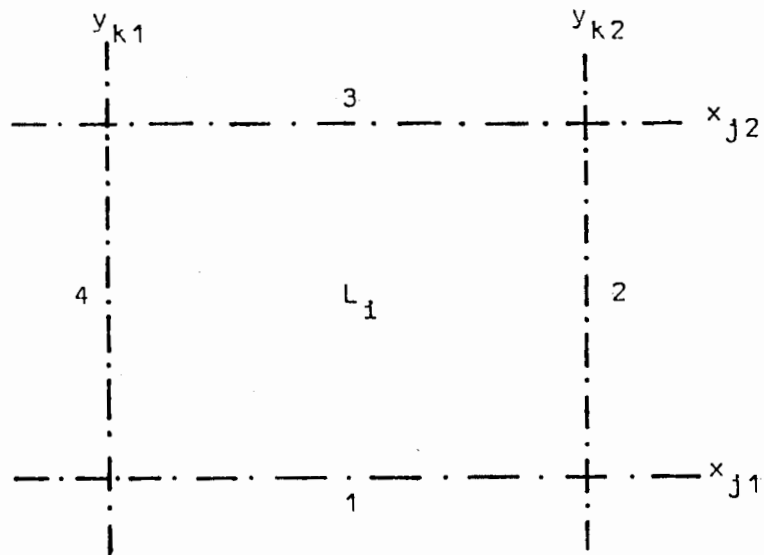


Figura 4.3

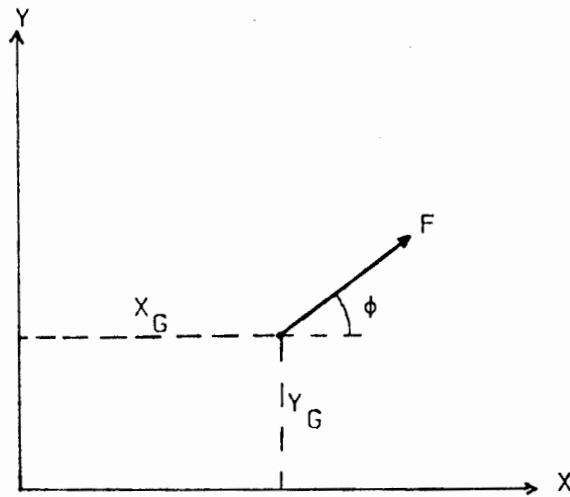


Figura 4.4

terá a, sua carga accidental atuando no primeiro ou segundo estado de cargas accidentais (ver seção 2.2.1.1). Para isso, existe o indicador ind_5 que o usuário deve fornecer igual a um se a laje contribui para o primeiro estado de cargas e igual a zero se para o segundo. Estes dados sobre as lajes são inteiros e armazenam-se numa matriz denominada LAJES. Finalmente, deve-se fornecer ainda, para cada laje, sua espessura e as taxas de carga sobre ela atuantes, a accidental e a permanente. Esses dados são reais e vão armazenados na matriz PROLAJ.

O programa oferece uma facilidade para o usuário, no caso em que um piso é idêntico a outro, cujas propriedades tenham sido dadas. Essa identidade pode ser em qualquer dos ítems aqui explanados: localização e cargas de vigas, pilares e lajes. Como exemplo, suponhamos que a localização e propriedades dos pilares do segundo piso fossem idênticas às do primeiro. Então, uma vez fornecidos os dados referentes ao primeiro piso, bastaria uma instrução especificando que os pilares do segundo piso são idênticos aos do primeiro. Esta instrução consta de um simples número, em um cartão, especificando de qual piso são idênticos os pilares. Porém, se somente mudarem as propriedades de alguns pilares, é possível especificar que o piso é igual a outro e logo indicar só os pilares que mudam.

Outro aspecto a salientar é a maneira pela qual são os dados fornecidos. O usuário dispõe da comodidade de perfurá-los em formato livre nos cartões. Assim, para os diversos ítems a serem especificados em um determinado cartão, é obrigatório apenas que se observe a sequência para eles estabelecida; a sua localização dentro do cartão é livre, bastando separá-los por um ou mais brancos. Outra facilidade é que se os últimos ítems da citada sequência forem nulos, não se necessita especificá-los. Isto toma importância quando se perfuram dados para estruturas sem levar em consideração tramos rígidos, ou onde os pontos característicos das seções dos pilares coincidem com os pontos de cruzamento dos eixos auxiliares, etc.

4.2.3 - Pré-processamento dos dados

Uma vez obtidas as informações de geometria e propriedades da estrutura fundamental, devem essas informações serem

transformadas na forma que as usa a rotina de análise SATE. Esse pré-processamento consta basicamente da transferência dos dados armazenados em matrizes ordenadas por pisos para matrizes ordenadas por pórticos e que podem, desta maneira, servir como parâmetros de entrada para a SATE.

Nesta etapa, realiza-se também o cálculo das áreas de influência das lajes sobre as vigas que as contornam, no que concerne ao descarregamento do peso próprio e da carga accidental. Uma vez determinadas, essas áreas podem ser encaradas como os próprios diagramas de carga para as vigas, devido a uma taxa unitária atuante na laje.

Assim, indo de piso em piso e, dentro de cada um deles percorrendo laje por laje, determinam-se as referidas áreas. Então, para cada viga que a circunda, armazenam-se nas matrizes RLD e RLE os parâmetros das áreas. Note-se que RLD (reação da laje à direita) e RLE (idem, à esquerda) estão ordenadas por vigas e podem, por conseguinte, ser diretamente utilizadas por SATE. Juntamente com o preenchimento de RLD e RLE, faz-se a transferência de informações das matrizes PROLAJ e LAJES para as matrizes CARGAC (carga accidental das lajes incidentes em cada viga), CARGPE (idem, cargas permanentes) e INDCAR (indicador para qual estado de cargas accidentais contribuem as lajes incidentes em cada viga).

4.2.4 - Análise e pós-processamento

Com a chamada da SATE, realiza-se a análise, com a consequente obtenção dos esforços nos elementos da estrutura, para cada um dos estados de carga. Como a SATE fornece esses esforços ordenados por pórticos, há a necessidade de um pós-processamento com o fim de fazer retornar à forma original o armazenamento das informações. Assim, armazenam-se na matriz ESFC os esforços nos pilares e em ESFVX e ESFVY os esforços nas vigas.

4.2.5 - Dimensionamento

Finalmente, temos um "loop" que varre os pisos e, dentro de cada piso, pilar por pilar e viga por viga, com a obtenção e publicação das solicitações mais desfavoráveis e das áreas de armadura. Destacam-se aí as subrotinas ALVIG, ALCOL e ARTRAN, que aplicam o formulário do capítulo III para a obtenção,

respectivamente, das armaduras longitudinais de vigas e pilares e das armaduras transversais.

Nos pilares, realiza-se primeiramente a determinação das forças normais extremas, segundo os esquemas 3.1 e 3.2; esta pesquisa é efetuada pela subrotina COMB1. Os momentos fletores e esforços cortantes mais desfavoráveis são obtidos com a chamada da subrotina COMB2 que segue o esquema de pesquisa 3.3. A seguir, tem-se a aplicação do formulário exposto na seção 3.3, obtendo-se o momento fletor de cálculo. De posse destes dados (fletor e normal), obtem-se a área de armadura longitudinal (igual nas quatro faces), por meio da chamada da subrotina ALCOL. A armadura transversal é determinada, chamando-se a subrotina ARTRAN.

O dimensionamento das vigas é mais simples. Para cada uma das cinco seções referidas em 3.2, pesquisa-se o máximo momento positivo e o máximo negativo, bem como o máximo cortante, usando-se a subrotina COMB1. Finalmente, com as chamadas de ALVIG e ARTRAN, determinam-se, respectivamente, as armaduras longitudinais e transversal necessárias em cada seção.

4.3 - SUBROTINA SATE

O programa SATE (Sistema de Análise Tridimensional de Edifícios) é o encarregado das diversas análises da estrutura, necessárias à obtenção dos esforços nos seus membros. Esta análise consta da formação da matriz de rigidez e dos vetores de cargas referentes aos diversos carregamentos atuantes; à medida que estes vetores são obtidos, realiza-se a solução dos respectivos sistemas de equações, com a obtenção dos deslocamentos no dais e esforços nos membros.

Quanto ao cálculo da matriz de rigidez, realiza-se inicialmente a determinação da matriz de rigidez lateral de cada pórtico plano. Isto é efetutado pela subrotina MARIH a qual está descrita na seção 4.4. De posse das matrizes dos pórticos, arma zenadas no array SKP, realiza o programa a seguir a montagem da matriz de rigidez lateral global da estrutura, armazenando-a no array SKT.

Em seguida, realiza-se a análise dos diversos pórticos planos sujeitos somente às cargas verticais (duas hipóteses de cargas acidentais e uma de carga permanente). Esta análise é levada a cabo pela chamada da subrotina PORT e se processa segundo o roteiro da seção 2.1.4.

A seguir, é feita a análise do edifício sujeito à ação do vento. Inicialmente, são lidos os parâmetros estabelecidos pela norma. São eles a velocidade básica (V0), o fator topográfico (S1) e os fatores que levam em conta as dimensões da edificação, a rugosidade do terreno e a variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno (vetor S2). De posse destes valores e considerando as hipóteses do vento soprando segundo as direções X e Y, é feito o cálculo das forças horizontais atuantes em cada piso, conforme o estabelecido na seção 2.2.2. Essas cargas são armazenadas no vetor FF. Com a chamada da subrotina CARHO, há a transformação do vetor FF no vetor de cargas horizontais F. Este vetor F constitui parâmetro de entrada da subrotina SIMQ, que realiza a solução do sistema de equações, tendo na matriz SKT os coeficientes das incógnitas e no vetor F os termos independentes. Assim, com a execução da SIMQ, são obtidos os deslocamentos e a rotação de cada piso. A partir destes valores e das matrizes de rigidez lateral de cada pórtico plano, são calculadas as parcelas das cargas horizontais que irão atuar em cada pórtico plano, isoladamente. Então, por meio da chamada da PORT, é feita a análise individual para cada pórtico plano.

Finalmente, temos a análise dinâmica. Ela inicia com a execução da subrotina MMAS que é encarregada de fazer a leitura das massas e das inércias rotacionais dos pisos, e a formação da matriz de massas da estrutura. Em seguida, temos a execução da subrotina JACOB; essa subrotina usa o método de Jacobi para resolver o problema de autovetores, necessário para a obtenção das frequências e modos de vibrar da estrutura, os quais são armazenados, respectivamente, no vetor FREQ e na matriz MODVIB. A seguir, é feita a leitura dos parâmetros do espectro de projeto (RK1, RK2 e T0). Temos, então, o processo de determinação das forças dinâmicas de sismo, segundo o estabelecido na seção 2.2.3. Levam-se em conta as hipóteses de sismo nas direções X e Y. Os fatores de participação, as massas equivalentes, os esforços de

corte basal e as forças dinâmicas são armazenados, respectivamente, nos vetores FAPART, MASSEQ e ECBAS e na matriz FORDIN. Uma vez obtidas essas forças dinâmicas, segue-se o procedimento análogo ao da análise para o vento. A subrotina CARHO forma o vetor de forças horizontais, apto a ser utilizado por SIMQ; finalmente, a determinação das parcelas de cargas horizontais para cada um dos pórticos planos e a análise estática dos mesmos, com a execução da PORT.

4.4 - SUBROTINA MARIH

Esta subrotina realiza a determinação e o armazenamento da matriz de rigidez lateral do pórtico plano, apresentado na seção 2.1.4. Ela tem como parâmetro de entrada o indicador IND, o qual permite várias modalidades de criação da matriz de rigidez. Assim, para $IND = 2$, MARIH efetua a determinação da matriz de flexibilidade de um muro. Para isso, é feita uma leitura da base, da altura e dos módulos de elasticidade e de corte do mesmo. Se $IND = 1$, realiza-se somente o armazenamento da matriz de flexibilidade do muro, sendo que, neste caso, os valores da matriz são diretamente fornecidos pelo usuário.

As opções restantes são todas para a formação de matriz de rigidez. Para $IND = 3$, temos o fornecimento direto dos valores da matriz. Se $IND = 4$, MARIH atribui à matriz de rigidez os mesmos valores da matriz de um pórtico já dados e o usuário só necessita informar a qual pórtico deve ser feita esta atribuição. Finalmente, quando $IND = 5$, a determinação da matriz é feita com a chamada da subrotina PORT a qual está descrita na seção 4.6.

4.5 - SUBROTINA CARHO

Esta subrotina faz a montagem do vetor de cargas horizontais do pórtico espacial. Tem como parâmetros de entrada as forças horizontais atuantes em cada piso, a direção segundo a qual elas atuam e as coordenadas dos centros de gravidade dos pisos. O vetor formado pela CARHO é constituído de três elementos

por piso: a componente da força segundo a direção X, a componente segundo Y e o momento causado na origem do sistema de coordenadas, levando-se em conta que a força atua no centro de gravidade do piso.

A figura 4.4 ilustra a situação. Nela, temos uma força F atuando no centro de gravidade (X_G, Y_G) e segundo uma direção que forma um ângulo ϕ com o eixo X. As componentes do vetor de cargas, referidas à origem do sistema XY, serão dadas por:

$$\text{força na direção X : } F_x = F \cos\phi$$

$$\text{força na direção Y : } F_y = F \sin\phi$$

$$\text{momento : } F_\theta = F (X_G \sin\phi - Y_G \cos\phi).$$

4.6 - SUBROTINA PORT

A subrotina PORT cumpre duas finalidades. A primeira, quando chamada por MARIH, é a determinação da matriz de rigidez lateral de um pórtico plano; a segunda, quando chamada por SATE, é a análise estática de um pórtico plano.

Na sua execução somente para a obtenção da matriz de rigidez lateral, tem-se, inicialmente, a determinação das matrizes de rigidez dos pisos que se armazenam em RIGP. Segundo o roteiro exposto na seção 2.1.4.1, efetua-se a obtenção da matriz de rigidez lateral, que é armazenada em SF.

A execução da PORT para análise estática se inicia com uma impressão das cargas verticais, seguida do cálculo das forças de engastamento perfeito e do seu agrupamento na matriz de forças nodais equivalentes FNUD. Segue-se a obtenção dos deslocamentos horizontais dos pisos e dos deslocamentos verticais e giros dos nós. Finalmente, temos a determinação, para cada estado de carga, dos esforços nos pilares e nas vigas. Para os pilares, são determinados a força normal e, em cada extremidade, o momento e o cortante, armazenando-se estes valores na matriz ESFCOL. Para as vigas, são determinados o cortante e o momento nas cinco seções referidas em 3.2, armazenando-se os valores na matriz ESFVIG.

CAPÍTULO V

EXEMPLO

5.1 - DEFINIÇÃO DO PROBLEMA

Como exemplo de aplicação do programa PROADE, apresentaremos o projeto de um edifício de 5 pisos. O pavimento tipo é mostrado na figura 5.1. É composto por 12 lajes, 16 vigas na direção X, 15 vigas na direção Y e 20 pilares. Tais elementos estão identificados na figura, respectivamente, pelas notações L_i , VX_i , VY_i e P_i .

A divisão do problema em subestruturas do tipo pórtico plano implica na consideração de 4 pórticos na direção X e 5 na direção Y. Estes pórticos, na figura 5.1, aparecem associados, respectivamente, aos eixos auxiliares x_i ($i=1,2,3,4$) e y_i ($i=1,2,3,4,5$). Os pórticos na direção X são idênticos quanto à geometria e estão mostrados na figura 5.2. O mesmo acontece com os pórticos na direção Y, cuja geometria se vê na figura 5.3.

Reproduz-se, nas páginas seguintes, a listagem na qual constam os dados de geometria e carregamento da estrutura. Nela, temos, inicialmente, a publicação de dados gerais, seguidos das propriedades dos pilares e das vigas. A seguir, percorrendo piso por piso, listam-se a localização dos pilares, a localização das vigas na direção X, cargas uniformes das mesmas, localização das vigas na direção Y, cargas uniformes destas vigas, localização, propriedades e cargas das lajes.

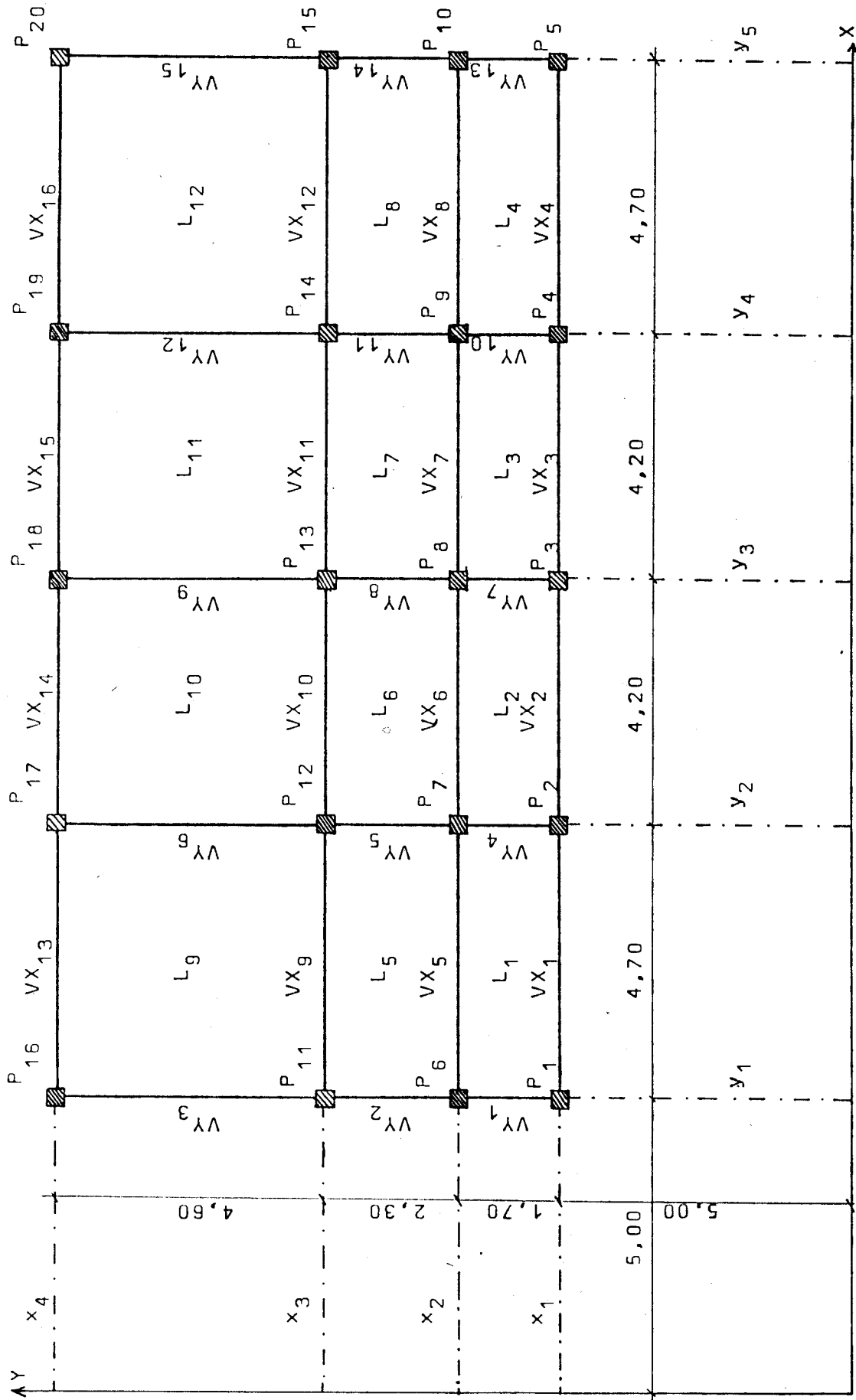


Figura 5.1

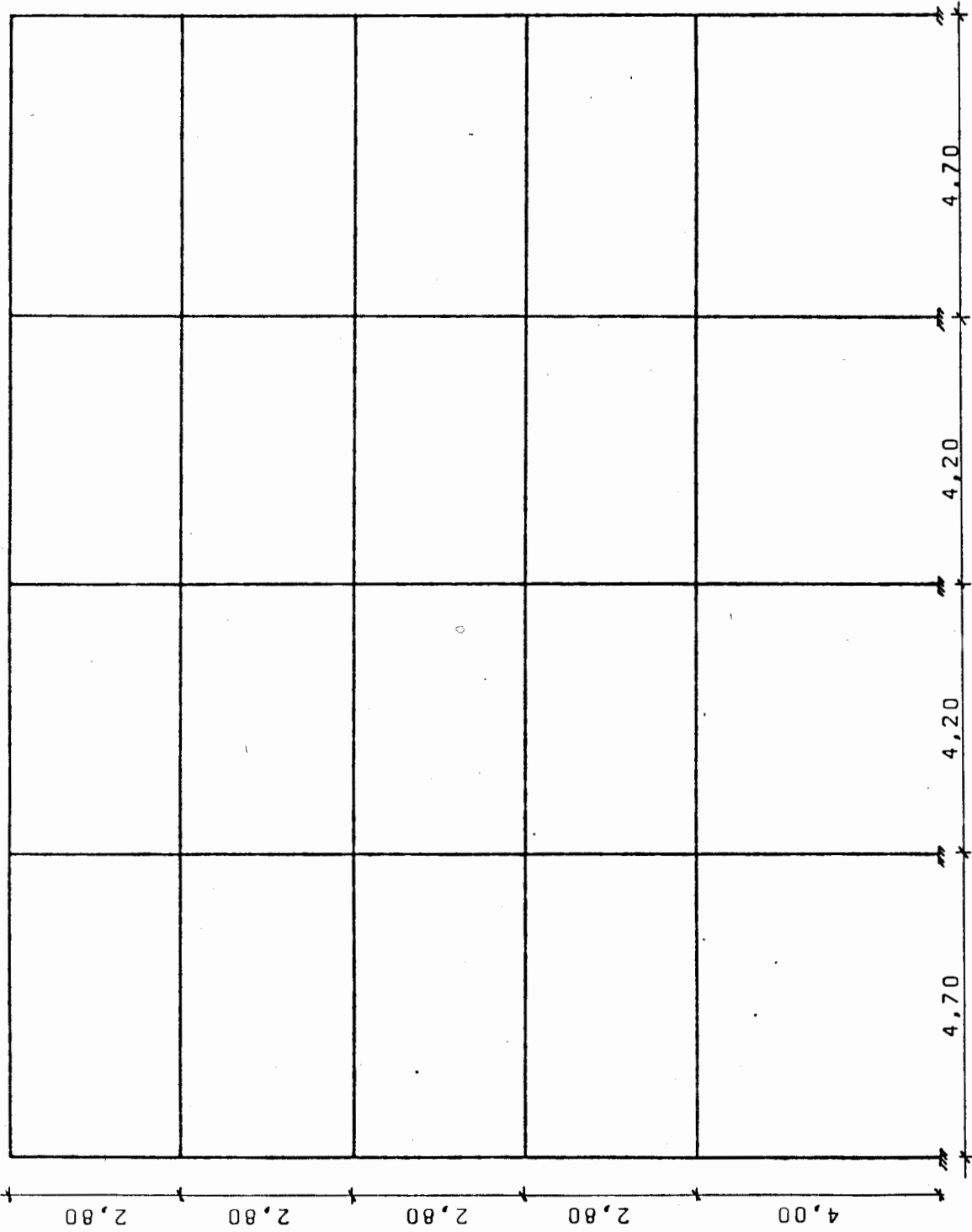


Figura 5.2 - Pórticos 1 a 4

Pórticos 5 a 9

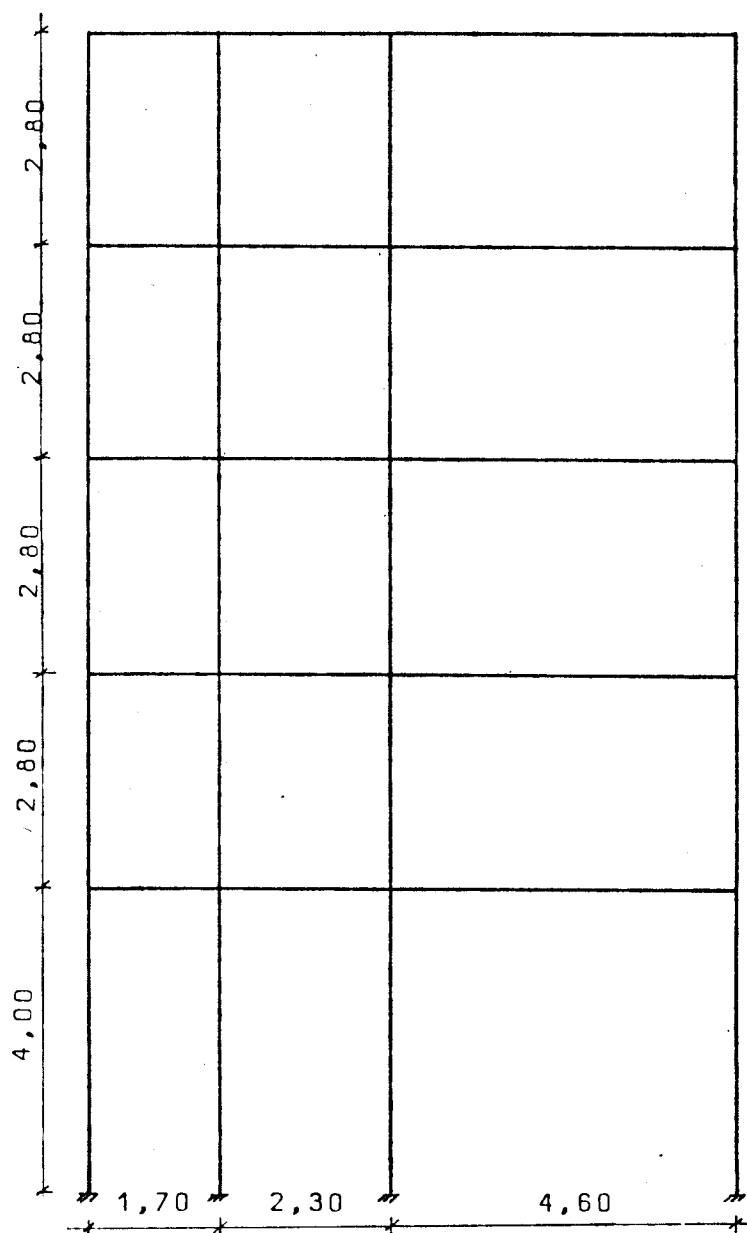


Figura 5.3

EXEMPLO TESE - EDIFICIO COM 5 PAVIMENTOS

ALTURA DOS PISOS

PISO	ALTURA
1	2,50
2	2,50
3	2,50
4	2,50
5	4,00

MODULO DE ELASTICIDADE STANDARD = 21000000000,00

MODULO DE CURVA STANDARD = 80000000000,00

PESO ESPECIFICO = 2500,00

MODELO DE EILOS TIPO X = 4

MODELO DE EILOS TIPO Y = 5

DESENVOLVIMENTO HORIZONTAL DO DESENVOLVIMENTO = 30,000

DESENVOLVIMENTO VERTICAL DO DESENVOLVIMENTO = 30,000

INDICADOR DO TIPO DE ABRIÇAO = 1

INDICADOR DE DEGRAU DE TRESSADO = 1

RESISTENCIA DE CALCULO DO CONCRETO A COMPRESSAO - FCD = 107,1 N/CM²

RESISTENCIA DE CALCULO DO AÇO A TRACAO - FYD = 4347,8 N/CM²

COEFICIENTE DE DEFLEXAO DAS SOLICITAÇOES:

CARGA PERMANENTE = 1,40

CARGA ACIDENTAL = 1,40

CARGA DE VENTO = 1,40

CARGA DE SISMO = 1,40

ESPESURA DE LAJE STANDARD = 0,07

CARGA PERMANENTE STANDARD = 250,00

CARGA ACIDENTAL STANDARD = 150,00

DISTANCIAS DOS EILOS TIPO X AO EIXO GLOBAL X0

EIXO DISTANCIA

1	5,000
2	6,700
3	9,000
4	13,000

DISTANCIAS DOS EILOS TIPO Y AO EIXO GLOBAL Y0

EIXO DISTANCIA

1 5.000
 2 4.700
 3 13.900
 4 10.100
 5 22.500
 NUMERO DE CLASSES DE PILARES = 4
 NUMERO DE CLASSES DE VIGAS = 2

PROPRIEDADES DOS PILARES

CLASSE	SECAO	PA	PB	PC	PD	PE	PF	E	G
1	2	0.200	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	2100000000.00	8000000000.00
2	2	0.250	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	2100000000.00	8000000000.00
3	2	0.300	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	2100000000.00	8000000000.00
4	2	0.350	0.350	0.000	0.000	0.000	0.000	2100000000.00	8000000000.00

PROPRIEDADES DAS VIGAS

CLASSE	SECAO	PA	PB	PC	PD	PE	PF	E	G
1	2	0.150	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	2100000000.00	8000000000.00
2	2	0.150	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	2100000000.00	8000000000.00

PISO DE CIMA PARA BAIXO = 1

LOCALIZACAO DOS PILARES

PILAR	CLASSE	EIXO X	EIXO Y	POSICAO	UX	UY
1	1	1	0	0	0.000	0.000
2	1	1	0	0	0.000	0.000
3	1	1	0	0	0.000	0.000
4	1	1	0	0	0.000	0.000
5	1	1	0	0	0.000	0.000
6	1	1	0	0	0.000	0.000
7	1	1	0	0	0.000	0.000
8	1	1	0	0	0.000	0.000
9	1	1	0	0	0.000	0.000
10	1	1	0	0	0.000	0.000
11	2	3	1	0	0.000	0.000
12	1	3	0	0	0.000	0.000
13	1	3	0	0	0.000	0.000
14	1	3	0	0	0.000	0.000
15	2	3	0	0	0.000	0.000
16	1	4	1	0	0.000	0.000
17	1	4	0	0	0.000	0.000
18	1	4	0	0	0.000	0.000
19	1	4	0	0	0.000	0.000
20	1	4	0	0	0.000	0.000

LOCALIZACAO DAS VIGAS - DIRECAO X

VIGA	CLASSE	EIXO XI	EIXO YJ	EIXO YK	POSICAO	DISTANCIA A AI	ALTURA	EIXI	EAC
1	1	1	1	2	0	0.000	0.000	0.000	0.000

VIGA	CARGA UNIFORME	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	240.000	1	1	3	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	440.000	1	3	4	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	440.000	1	4	5	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	240.000	2	1	2	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	1	2	3	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.000	1	2	3	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	0.000	1	2	3	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	1	2	3	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	1	3	4	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	1	3	4	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	1	3	4	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	1	3	4	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	240.000	1	4	5	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	440.000	1	4	5	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	440.000	1	4	5	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	240.000	1	4	5	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGAS UNIFORMES DAS VIGAS - DIRECAO X

VIGA CARGA UNIFORME

VIGA	CARGA UNIFORME	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	240.000	1	1	3	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	440.000	1	3	4	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	440.000	1	4	5	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	240.000	2	1	2	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	1	2	3	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.000	1	2	3	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	0.000	1	2	3	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	1	2	3	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	1	3	4	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	1	3	4	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	1	3	4	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	1	3	4	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	240.000	1	4	5	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	440.000	1	4	5	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	440.000	1	4	5	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	240.000	1	4	5	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

LOCALIZACAO DAS VIGAS - DIRECAO Y

VIGA	CLASSE	FIAD	YI	EIAJ	AJ	EIXO	AK	MUSICAO	DISTANCIA A YI	ALTURA	EYI	EYZ
1	1	1	1	1	1	2	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2	1	1	1	3	4	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1	1	1	1	3	4	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
4	2	2	1	1	2	3	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
5	2	2	2	2	3	4	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1	2	3	3	1	2	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
7	2	3	3	3	2	3	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1	3	3	3	4	4	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
9	2	4	4	4	1	2	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
10	2	4	4	4	2	3	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
11	2	4	4	4	3	4	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
12	1	4	4	4	3	4	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
13	2	5	5	5	2	3	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
14	2	5	5	5	3	4	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
15	1	5	5	5	3	4	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGAS UNIFORMES DAS VIGAS - DIRECAO Y.

VIGA CARGA UNIFORME

VIGA	CARGA UNIFORME	1	2	3	4	5
1	110.000	1	1	3	0	0.000
2	330.000	1	3	4	0	0.000
3	240.000	2	1	2	0	0.000
4	0.000	1	2	3	0	0.000
5	0.000	1	2	3	0	0.000

6	0.000
7	0.000
8	0.000
9	0.000
10	0.000
11	0.000
12	0.000
13	110.000
14	335.000
15	240.000

LOCALIZACAO E PROPRIEDADES DAS LAJES	J1	J2	K1	K2	IND1	IND2	IND3	IND4	IND5	ESPESURA	C PERMANENTE	C ACIDENTAL
1	1	1	1	1	0	1	1	0	1	0.060	175.000	50.000
2	1	2	2	2	0	1	1	1	0	0.060	175.000	50.000
3	1	3	3	3	0	1	1	1	1	0.060	175.000	50.000
4	1	4	4	4	0	1	1	1	0	0.060	175.000	50.000
5	2	3	1	2	1	1	1	0	0	0.060	175.000	50.000
6	2	3	2	3	1	1	1	1	1	0.060	175.000	50.000
7	2	3	3	4	1	1	1	1	0	0.060	175.000	50.000
8	3	4	1	2	1	1	0	1	1	0.060	175.000	50.000
9	3	4	2	3	1	1	0	1	1	0.060	175.000	50.000
10	3	4	3	4	1	1	0	1	0	0.060	175.000	50.000
11	3	4	3	4	1	1	0	1	1	0.060	175.000	50.000
12	3	4	4	4	1	0	0	1	0	0.060	175.000	50.000

MISO DE CIMA PARA BAIXO = C

LOCALIZACAO DOS PILARES	CLASSE	FIXO	A	RIAO	Y	POSICAO	DA	UY
1	1	1	1	1	0	0.000	0.000	0.000
2	1	1	2	2	0	0.000	0.000	0.000
3	1	1	3	3	0	0.000	0.000	0.000
4	1	1	4	4	0	0.000	0.000	0.000
5	1	1	2	3	0	0.000	0.000	0.000
6	2	2	1	1	0	0.000	0.000	0.000
7	2	2	2	2	0	0.000	0.000	0.000
8	1	1	2	3	0	0.000	0.000	0.000
9	1	1	2	4	0	0.000	0.000	0.000
10	2	2	2	3	0	0.000	0.000	0.000
11	2	2	3	4	0	0.000	0.000	0.000
12	2	2	3	3	0	0.000	0.000	0.000
13	2	2	3	4	0	0.000	0.000	0.000
14	2	2	3	3	0	0.000	0.000	0.000
15	2	2	4	4	0	0.000	0.000	0.000
16	2	2	4	3	0	0.000	0.000	0.000
17	2	2	4	4	0	0.000	0.000	0.000
18	2	2	4	3	0	0.000	0.000	0.000
19	2	2	4	4	0	0.000	0.000	0.000
20	2	2	4	3	0	0.000	0.000	0.000

LOCALIZACAO DAS VIGAS - VITECAU X

Identica a do PISO 1	1	732.000
CARGAS VIFORMES DAS VIGAS - VITECAU X	1	732.000

3	932.000
4	932.000
5	466.000
6	466.000
7	466.000
8	466.000
9	466.000
10	466.000
11	466.000
12	466.000
13	932.000
14	932.000
15	932.000
16	932.000

LOCALIZACAO DAS VIGAS - DIRECÃO Y
IDENTICA A DO PISO 1

CARGAS EIFORMES DAS VIGAS - DIRECÃO Y
VIGA CARCER (0,010m)

1	1032.000
2	1032.000
3	466.000
4	515.000
5	515.000
6	466.000
7	515.000
8	515.000
9	466.000
10	515.000
11	515.000
12	466.000
13	1032.000
14	1032.000
15	466.000

LOCALIZACAO E PROPRIEDADES DAS LAJES

LADJ	J1	J2	A1	A2	I 001	IM02	IM03	IND4	IM05	ESPESSURA	C PERMANENTE	C ACIDENTAL
1	1	2	1	2	0	1	1	0	0	0.070	265.000	500.000
2	1	2	3	0	0	1	1	1	1	0.070	265.000	500.000
3	1	2	3	4	0	1	1	1	0	0.070	265.000	500.000
4	1	2	4	0	0	0	1	1	1	0.070	265.000	500.000
5	2	3	1	2	1	1	0	0	1	0.070	505.000	200.000
6	2	3	2	3	1	1	1	1	0	0.070	505.000	200.000
7	2	3	3	4	1	1	1	1	1	0.070	505.000	200.000
8	2	3	4	0	2	1	1	1	0	0.070	505.000	200.000
9	3	4	1	2	1	1	0	0	0	0.070	320.000	150.000
10	3	4	2	3	1	1	1	1	1	0.070	320.000	150.000
11	3	4	3	4	1	1	1	1	1	0.070	320.000	150.000
12	3	4	4	0	2	1	0	1	1	0.070	320.000	150.000

PISO DE CIMA PARA BAIXO = 3

LOCALIZACAO DAS PAREDES

PLAQ	CLASSE	FIJO A	FIJO Y	POSICAO	DX	DY
1	1	1	0	0	0.000	0.000
2	2	1	2	0	0.000	0.000
3	2	1	3	0	0.000	0.000

6	2	1	0	0.000	0.000
7	2	1	0	0.000	0.000
8	2	1	0	0.000	0.000
9	2	1	0	0.000	0.000
10	2	1	0	0.000	0.000
11	3	1	0	0.000	0.000
12	3	1	0	0.000	0.000
13	3	1	0	0.000	0.000
14	3	1	0	0.000	0.000
15	3	1	0	0.000	0.000
16	3	1	0	0.000	0.000
17	3	1	0	0.000	0.000
18	3	1	0	0.000	0.000
19	3	1	0	0.000	0.000
20	3	1	0	0.000	0.000

LOCALIZACAO DAS VIGAS - DIRECAO X
IDENTICA A DO PISO 1

CARGAS UNIFORMES DAS VIGAS - DIRECAO X
IDENTICA A DO PISO 1

LOCALIZACAO DAS VIGAS - DIRECAO Y
IDENTICA A DO PISO 1

CARGAS UNIFORMES DAS VIGAS - DIRECAO Y
IDENTICA A DO PISO 1

LARG.	PROF.	QUANT.	TIPO	IND.4	IND.5	ESPESSURA	C PERMANENTE	C ACIDENTIAL
1	1	1	1	0	1	0.070	205.000	300.000
2	1	1	1	1	0	0.070	205.000	300.000
3	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000
4	1	1	1	0	0	0.070	205.000	300.000
5	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000
6	1	1	1	0	0	0.070	205.000	300.000
7	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000
8	1	1	1	0	0	0.070	205.000	300.000
9	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000
10	1	1	1	0	0	0.070	205.000	300.000
11	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000
12	1	1	1	0	0	0.070	205.000	300.000
13	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000
14	1	1	1	0	0	0.070	205.000	300.000
15	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000
16	1	1	1	0	0	0.070	205.000	300.000
17	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000
18	1	1	1	0	0	0.070	205.000	300.000
19	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000
20	1	1	1	0	0	0.070	205.000	300.000

PISO 04 - CIMA PARA BAIXO = 4

LARG.	PROF.	QUANT.	TIPO	IND.4	IND.5	ESPESSURA	C PERMANENTE	C ACIDENTIAL
1	1	1	1	0	1	0.070	205.000	300.000
2	1	1	1	1	0	0.070	205.000	300.000
3	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000
4	1	1	1	0	0	0.070	205.000	300.000
5	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000
6	1	1	1	0	0	0.070	205.000	300.000
7	1	1	1	1	1	0.070	205.000	300.000

1	3	2	0	0.000	0.000
2	3	4	0	0.000	0.000
3	3	2	0	0.000	0.000
4	3	1	0	0.000	0.000
5	3	2	0	0.000	0.000
6	3	3	0	0.000	0.000
7	3	3	0	0.000	0.000
8	4	3	0	0.000	0.000
9	3	3	0	0.000	0.000
10	3	4	0	0.000	0.000
11	3	4	0	0.000	0.000
12	3	4	0	0.000	0.000
13	3	4	0	0.000	0.000
14	3	4	0	0.000	0.000
15	3	4	0	0.000	0.000
16	3	4	0	0.000	0.000
17	3	4	0	0.000	0.000
18	3	4	0	0.000	0.000
19	3	4	0	0.000	0.000
20	3	4	0	0.000	0.000

LOCALIZACAO DAS VIBRAS - DIRECCAO X IDENTICA A DO PISO 1

CARGAS UNIFORMES DAS VIBRAS - DIRECCAO X IDENTICA A DO PISO 2

LOCALIZACAO DAS VIBRAS - DIRECCAO Y IDENTICA A DO PISO 1

CARGAS UNIFORMES DAS VIBRAS - DIRECCAO Y IDENTICA A DO PISO 2

LOCALIZACAO E PROPRIEDADES DAS LAJES IDENTICA A DO PISO 2

PISO DE CIMA PARA BAIXO = 5

ETAPA	CLASSE	TIPO A	TIPO T	POSICAO	UX	UY
1	3	1	1	0	0.000	0.000
2	3	1	2	0	0.000	0.000
3	3	1	3	0	0.000	0.000
4	3	1	4	0	0.000	0.000
5	3	1	5	0	0.000	0.000
6	3	2	1	0	0.000	0.000
7	3	2	2	0	0.000	0.000
8	3	2	3	0	0.000	0.000
9	3	2	4	0	0.000	0.000
10	3	2	5	0	0.000	0.000
11	4	3	1	0	0.000	0.000
12	4	3	2	0	0.000	0.000
13	4	3	3	0	0.000	0.000
14	4	3	4	0	0.000	0.000
15	4	3	5	0	0.000	0.000
16	3	4	1	0	0.000	0.000
17	4	4	2	0	0.000	0.000
18	4	4	3	0	0.000	0.000
19	4	4	4	0	0.000	0.000
20	4	4	5	0	0.000	0.000

LOCALIZACAO DAS VIBRAS - DIRECCAO X

IDENTICA A DO PISO 1

CARGAS DIFERENTES DAS VIGAS - DIRECAO X
IDENTICA A DO PISO 2

LOCALIZACAO DAS VIGAS - DIRECAO Y
IDENTICA A DO PISO 1

CARGAS DIFERENTES DAS VIGAS - DIRECAO Y
IDENTICA A DO PISO 2

LOCALIZACAO E PROPRIEDADES DAS LAJES
IDENTICA A DO PISO 3

5.2 - AÇÃO DO VENTO

Para a análise da estrutura submetida à ação do vento, levou-se em consideração uma velocidade básica igual a 45 m/s e o fator topográfico igual a 1. Os fatores S_2 , especificados pela NB-599 e fornecidos para cada piso, constam na tabela 5.1. Para esse conjunto de dados, realizou o programa duas análises, levando em conta, em cada uma delas, o vento soprando em uma das direções principais X e Y. As forças horizontais, concentradas em cada piso, resultantes da ação do vento, se encontram também na tabela 5.1.

PISO	FATOR S_2	FORÇAS RESULT. DO VENTO (kgf)	
		DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y
1	0,883	1188,10	3196,82
2	0,828	2089,40	5621,95
3	0,774	1825,76	4912,57
4	0,729	1619,63	4357,94
5	0,670	1661,24	4469,89

Tabela 5.1

5.3 - ESFORÇOS NOS MEMBROS

Após realizada a análise estática, o programa publica os esforços em cada membro, para cada estado de carga. Nas vigas, são listados a força cortante e o momento fletor em cada uma das cinco seções. A convenção de sinais destes esforços está mostrada na figura 5.4, onde as setas indicam o sentido positivo. Para os pilares são publicados a força normal (N), o esforço cortante segundo X e Y (QX e QY), constante ao longo do pilar, os momentos fletores segundo X e Y na extremidade inferior (MIX e MIY) e os mesmos momentos na extremidade superior (MSX e MSY). A força normal é positiva no caso de compressão. Quanto aos demais esforços, a convenção de sinais aparece na figura 5.5, com as setas indicando o sentido positivo. As unidades são o

kgf para as forças e o kgfm para os momentos.

A publicação dos esforços nos membros de toda a estrutura do presente exemplo ocuparia um espaço demasiadamente extenso neste trabalho ainda mais se contarmos que estes esforços são apenas resultados intermediários. Assim, a título de ilustração, aparecem nas páginas que seguem os esforços dos membros somente do 1º piso.

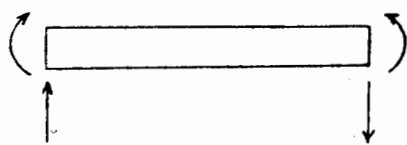


Figura 5.4

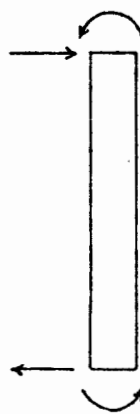


Figura 5.5

PISU DE CIMA PARA BAIXO = 1

ESFORCOS NOS PILARES

PILAR 1

PERMANENTE	N	1571.74	UX	-293.15	MIX	-448.44	MSA	-372.37	UY	-35.95	MIX	-60.58	MST	-40.09
ACIDENTAL 1	N	74.52	UX	-5.56	MIX	-1.60	MSA	-13.96	UY	0.27	MIX	2.12	MST	-1.36
ACIDENTAL 2	N	-4.73	UX	-26.17	MIX	-51.14	MSA	-22.09	UY	-1.47	MIX	-5.50	MST	1.10
VENTO X	N	-25.65	UX	45.40	MIX	57.68	MSA	67.43	UY	3.42	MIX	4.21	MST	5.37
VENTO Y	N	-80.04	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	73.00	MIX	71.41	MST	112.99
SISMO X	N	0.00	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIX	0.00	MST	0.00
SISMO Y	N	0.00	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIX	0.00	MST	0.00

PILAR 2

PERMANENTE	N	3364.50	UX	26.55	MIX	56.03	MSA	10.30	UY	-60.21	MIX	-76.07	MST	-67.33
ACIDENTAL 1	N	74.79	UX	-11.90	MIX	-25.01	MSA	-8.31	UY	-8.37	MIX	-14.26	MST	-9.16
ACIDENTAL 2	N	67.59	UX	14.04	MIX	36.27	MSA	14.26	UY	-8.51	MIX	-14.57	MST	-9.25
VENTO X	N	-8.39	UX	63.07	MIX	86.31	MSA	90.30	UY	2.42	MIX	3.13	MST	3.65
VENTO Y	N	-137.43	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	108.59	MIX	141.95	MST	162.12
SISMO X	N	0.00	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIX	0.00	MST	0.00
SISMO Y	N	0.00	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIX	0.00	MST	0.00

PILAR 3

PERMANENTE	N	3094.10	UX	-0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	-65.91	MIX	-72.74	MST	-71.62
ACIDENTAL 1	N	45.35	UX	9.34	MIX	21.90	MSA	4.25	UY	-6.66	MIX	-14.06	MST	-7.05
ACIDENTAL 2	N	45.35	UX	-4.34	MIX	-21.90	MSA	-4.25	UY	-8.66	MIX	-14.06	MST	-7.05
VENTO X	N	-0.00	UX	63.05	MIX	85.43	MSA	91.11	UY	0.00	MIX	0.00	MST	0.00
VENTO Y	N	-136.47	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	96.33	MIX	116.14	MST	133.59
SISMO X	N	0.00	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIX	0.00	MST	0.00
SISMO Y	N	0.00	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIX	0.00	MST	0.00

PILAR 4

PERMANENTE	N	3370.55	UX	-26.55	MIX	-36.03	MSA	-10.30	UY	-60.09	MIX	-93.76	MST	-72.77
ACIDENTAL 1	N	64.59	UX	-18.04	MIX	-36.27	MSA	-14.26	UY	-6.85	MIX	-14.74	MST	-7.02
ACIDENTAL 2	N	74.91	UX	11.90	MIX	25.01	MSA	8.31	UY	-6.67	MIX	-14.00	MST	-7.03
VENTO X	N	3.42	UX	63.07	MIX	86.31	MSA	90.30	UY	-2.14	MIX	-2.53	MST	-3.47
VENTO Y	N	-137.75	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	97.24	MIX	117.33	MST	134.92
SISMO X	N	0.00	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIX	0.00	MST	0.00
SISMO Y	N	0.00	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIX	0.00	MST	0.00

PILAR 5

PERMANENTE	N	1571.74	UX	293.15	MIX	448.44	MSA	372.37	UY	-35.95	MIX	-60.58	MST	-40.09
ACIDENTAL 1	N	-4.73	UX	-26.17	MIX	-51.14	MSA	-22.09	UY	-1.47	MIX	-5.50	MST	1.10
ACIDENTAL 2	N	74.52	UX	5.56	MIX	1.60	MSA	13.96	UY	0.27	MIX	2.12	MST	-1.36
VENTO X	N	-25.65	UX	45.40	MIX	57.68	MSA	67.43	UY	-3.42	MIX	-4.21	MST	-5.37
VENTO Y	N	-80.04	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	73.00	MIX	71.41	MST	112.99
SISMO X	N	0.00	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIX	0.00	MST	0.00
SISMO Y	N	0.00	UX	0.00	MIX	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIX	0.00	MST	0.00

PLATE 6

PERMANENTE	N	2102.99	0A	-278.06	MIA	-418.12	MSA	-360.44	UY	-10.66	MIY	-80.94	MSY	-22.92
ACIDENTAL 1	N	107.13	0A	-33.30	MIA	-50.86	MSA	-42.32	UY	-2.02	MIY	-50.78	MSY	0.12
ACIDENTAL 2	N	139.92	0A	-45.33	MIA	-75.42	MSA	-51.52	UY	4.86	MIY	10.74	MSY	2.81
VEHIC X	N	-26.72	0A	45.01	MIA	59.93	MSA	70.77	UY	4.99	MIY	5.32	MSY	6.04
VEHIC Y	N	-61.76	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	100.34	MIY	110.55	MSY	161.60
SIS-0 X	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00
SIS-0 Y	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00

PLATE 7

PERMANENTE	N	2908.43	0A	45.85	MIA	74.46	MSA	53.92	UY	-40.73	MIY	-81.80	MSY	-32.65
ACIDENTAL 1	N	227.27	0A	-1.87	MIA	-3.73	MSA	-1.52	UY	-1.86	MIY	-1.02	MSY	-3.56
ACIDENTAL 2	N	231.15	0A	15.99	MIA	26.67	MSA	12.92	UY	-1.92	MIY	-0.90	MSY	-3.43
VEHIC X	N	1.05	0A	61.60	MIA	82.41	MSA	90.09	UY	3.23	MIY	3.78	MSY	3.66
VEHIC Y	N	9.63	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	144.92	MIY	172.39	MSY	233.39
SIS-0 X	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00
SIS-0 Y	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00

PLATE 8

PERMANENTE	N	2693.59	0A	-6.35	MIA	-4.18	MSA	-7.60	UY	-53.38	MIY	-84.02	MSY	-80.02
ACIDENTAL 1	N	230.85	0A	5.27	MIA	11.18	MSA	3.57	UY	-2.04	MIY	-2.66	MSY	-5.11
ACIDENTAL 2	N	239.17	0A	-6.92	MIA	-13.23	MSA	-6.15	UY	-2.04	MIY	-2.66	MSY	-5.11
VEHIC X	N	-4.05	0A	69.37	MIA	94.25	MSA	97.18	UY	-0.00	MIY	-0.00	MSY	254.70
VEHIC Y	N	-2.26	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00
SIS-0 X	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00
SIS-0 Y	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00

PLATE 9

PERMANENTE	N	2261.02	0A	-52.09	MIA	-31.47	MSA	-60.88	UY	-48.18	MIY	-76.99	MSY	-97.93
ACIDENTAL 1	N	221.85	0A	-17.57	MIA	-11.47	MSA	-17.44	UY	-2.09	MIY	-1.31	MSY	-3.34
ACIDENTAL 2	N	221.21	0A	1.20	MIA	2.05	MSA	0.73	UY	-2.07	MIY	-1.07	MSY	-3.13
VEHIC X	N	3.75	0A	68.88	MIA	95.88	MSA	95.92	UY	-3.89	MIY	-5.10	MSY	-8.79
VEHIC Y	N	2.91	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	172.05	MIY	226.70	MSY	293.88
SIS-0 X	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00
SIS-0 Y	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00

PLATE 10

PERMANENTE	N	2117.32	0A	290.83	MIA	437.89	MSA	375.13	UY	-10.88	MIY	-80.94	MSY	-22.92
ACIDENTAL 1	N	141.92	0A	47.38	MIA	78.75	MSA	53.92	UY	4.86	MIY	10.74	MSY	6.04
ACIDENTAL 2	N	109.05	0A	35.03	MIA	53.92	MSA	44.53	UY	-2.02	MIY	-5.07	MSY	-0.12
VEHIC X	N	26.09	0A	43.03	MIA	53.11	MSA	62.12	UY	-4.99	MIY	-5.32	MSY	-6.04
VEHIC Y	N	-51.75	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	100.34	MIY	110.55	MSY	161.60
SIS-0 X	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00
SIS-0 Y	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00

PLATE 11

PERMANENTE	N	4287.43	0A	-572.49	MIA	-1011.88	MSA	-871.11	UY	-287.03	MIY	-441.30	MSY	-302.43
ACIDENTAL 1	N	249.70	0A	-75.80	MIA	-112.76	MSA	-79.49	UY	-8.92	MIY	-5.32	MSY	-6.34
ACIDENTAL 2	N	127.27	0A	-77.90	MIA	-135.69	MSA	-82.43	UY	-2.04	MIY	-2.66	MSY	-5.11
VEHIC X	N	-37.47	0A	71.90	MIA	89.25	MSA	111.77	UY	15.84	MIY	20.08	MSY	23.10
VEHIC Y	N	39.32	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	321.10	MIY	420.42	MSY	770.87
SIS-0 X	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00
SIS-0 Y	N	0.00	0A	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIY	0.00	MSY	0.00

PILAR 12

PERMANENTE	N	5741.05	UA	72.44	MIA	111.00	MSA	91.03	UY	-287.38	MIV	-399.59	MSY	-405.09
ACIDENTAL 1	N	455.33	UA	9.43	MIA	13.00	MSA	13.34	UY	-33.51	MIV	-31.30	MSY	-42.44
ACIDENTAL 2	N	397.30	UA	9.83	MIA	14.70	MSA	8.62	UY	-35.14	MIV	-55.73	MSY	-42.07
VFHO A	N	14.27	UA	52.71	MIA	70.61	MSA	76.41	UY	4.70	MIV	0.29	MSY	7.04
VFHO Y	N	32.77	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	209.96	MIV	273.45	MSY	309.43
SISNO X	N	0.00	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIV	0.00	MSY	0.00
SISNO Y	N	0.00	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIV	0.00	MSY	0.00

PILAR 13

PERMANENTE	N	3059.15	UA	-0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	-269.90	MIV	-374.93	MSY	-380.76
ACIDENTAL 1	N	364.29	UA	-1.70	MIA	-0.96	MSA	-3.60	UY	-32.01	MIV	-50.03	MSY	-37.00
ACIDENTAL 2	N	354.29	UA	1.70	MIA	0.96	MSA	3.60	UY	-32.01	MIV	-50.03	MSY	-37.00
VFHO A	N	-0.00	UA	50.24	MIA	67.41	MSA	73.25	UY	-0.00	MIV	-0.00	MSY	-0.00
VFHO Y	N	44.12	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	202.62	MIV	265.32	MSY	302.59
SISNO X	N	0.00	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIV	0.00	MSY	0.00
SISNO Y	N	0.00	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIV	0.00	MSY	0.00

PILAR 14

PERMANENTE	N	5747.41	UA	-72.44	MIA	-111.00	MSA	-91.03	UY	-282.40	MIV	-391.70	MSY	-399.01
ACIDENTAL 1	N	397.33	UA	-9.43	MIA	-13.00	MSA	-13.34	UY	-33.51	MIV	-31.30	MSY	-42.44
ACIDENTAL 2	N	457.35	UA	-9.83	MIA	-13.00	MSA	-13.34	UY	-33.51	MIV	-31.30	MSY	-42.44
VFHO X	N	-17.35	UA	52.71	MIA	70.61	MSA	76.41	UY	-4.70	MIV	-5.29	MSY	-7.04
VFHO Y	N	45.44	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	201.56	MIV	263.25	MSY	301.12
SISNO X	N	0.00	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIV	0.00	MSY	0.00
SISNO Y	N	0.00	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIV	0.00	MSY	0.00

PILAR 15

PERMANENTE	N	4242.45	UA	672.44	MIA	1011.86	MSA	871.11	UY	-287.05	MIV	-441.30	MSY	-306.43
ACIDENTAL 1	N	127.27	UA	77.90	MIA	135.09	MSA	82.43	UY	-25.04	MIV	-55.43	MSY	-42.44
ACIDENTAL 2	N	296.70	UA	75.90	MIA	112.76	MSA	99.47	UY	-0.42	MIV	5.32	MSY	-23.29
VFHO X	N	32.47	UA	71.90	MIA	89.35	MSA	111.77	UY	-15.42	MIV	-20.00	MSY	-23.10
VFHO Y	N	36.32	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	321.10	MIV	420.42	MSY	-70.87
SISNO X	N	0.00	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIV	0.00	MSY	0.00
SISNO Y	N	0.00	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIV	0.00	MSY	0.00

PILAR 16

PERMANENTE	N	3057.39	UA	-280.26	MIA	-412.30	MSA	-372.30	UY	333.06	MIV	400.00	MSY	-43.00
ACIDENTAL 1	N	207.29	UA	-7.63	MIA	-3.14	MSA	-16.24	UY	6.17	MIV	4.74	MSY	17.43
ACIDENTAL 2	N	-0.75	UA	-19.13	MIA	-36.51	MSA	-13.04	UY	22.47	MIV	42.71	MSY	20.20
VFHO A	N	-22.33	UA	54.49	MIA	70.45	MSA	61.87	UY	0.01	MIV	0.15	MSY	10.37
VFHO Y	N	113.45	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	136.92	MIV	173.03	MSY	193.94
SISNO X	N	0.00	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIV	0.00	MSY	0.00
SISNO Y	N	0.00	UA	0.00	MIA	0.00	MSA	0.00	UY	0.00	MIV	0.00	MSY	0.00

PILAR 17

PERMANENTE	N	5766,93	UA	40,33	MIA	54,79	UY	394,33	MIV	554,74	MST	547,50
ACIDENTAL 1	N	243,55	UA	-3,25	MIA	2,94	UY	43,74	MIV	67,42	MST	55,04
ACIDENTAL 2	N	224,40	UA	12,55	MIA	8,54	UY	45,57	MIV	72,88	MST	54,73
VEHICULO X	N	5,17	UA	70,88	MIA	101,91	UY	3,96	MIV	3,08	MST	0,00
VEHICULO Y	N	95,82	UA	0,00	MIA	0,00	UY	175,89	MIV	227,25	MST	203,23
SISTEMO X	N	0,00	UA	0,00	MIA	0,00	UY	0,00	MIV	0,00	MST	0,00
SISTEMO Y	N	0,00	UA	0,00	MIA	0,00	UY	0,00	MIV	0,00	MST	0,00

PILAR 14

PERMANENTE	N	5791,97	UA	-0,00	MIA	0,00	UY	389,39	MIV	548,94	MST	541,50
ACIDENTAL 1	N	224,75	UA	4,30	MIA	-0,98	UY	43,52	MIV	67,86	MST	53,43
ACIDENTAL 2	N	224,76	UA	-4,30	MIA	101,77	UY	-0,00	MIV	-0,00	MST	-0,00
VEHICULO X	N	0,00	UA	70,40	MIA	0,08	UY	100,22	MIV	214,12	MST	256,89
VEHICULO Y	N	90,52	UA	0,00	MIA	0,00	UY	0,00	MIV	0,00	MST	0,00
SISTEMO X	N	0,00	UA	0,00	MIA	0,00	UY	0,00	MIV	0,00	MST	0,00
SISTEMO Y	N	0,00	UA	0,00	MIA	0,00	UY	0,00	MIV	0,00	MST	0,00

PILAR 14

PERMANENTE	N	5767,59	UA	-44,33	MIA	-54,79	UY	397,27	MIV	559,54	MST	552,83
ACIDENTAL 1	N	224,73	UA	-12,25	MIA	-26,59	UY	43,73	MIV	73,12	MST	54,91
ACIDENTAL 2	N	243,59	UA	3,25	MIA	-2,94	UY	45,50	MIV	67,08	MST	55,24
VEHICULO X	N	5,05	UA	70,88	MIA	101,91	UY	-3,96	MIV	-4,77	MST	-5,01
VEHICULO Y	N	90,50	UA	0,00	MIA	0,00	UY	160,52	MIV	214,54	MST	257,00
SISTEMO X	N	0,00	UA	0,00	MIA	0,00	UY	0,00	MIV	0,00	MST	0,00
SISTEMO Y	N	0,00	UA	0,00	MIA	0,00	UY	-0,00	MIV	0,00	MST	0,00

PILAR 20

PERMANENTE	N	3044,59	UA	200,26	MIA	372,50	UY	335,06	MIV	483,00	MST	473,50
ACIDENTAL 1	N	62,75	UA	19,13	MIA	15,04	UY	22,47	MIV	42,71	MST	20,20
ACIDENTAL 2	N	292,28	UA	7,63	MIA	18,24	UY	8,17	MIV	4,74	MST	17,53
VEHICULO X	N	22,33	UA	54,80	MIA	81,67	UY	-6,01	MIV	-8,15	MST	-10,37
VEHICULO Y	N	113,48	UA	0,00	MIA	0,00	UY	130,52	MIV	173,03	MST	213,74
SISTEMO X	N	0,00	UA	0,00	MIA	0,00	UY	0,00	MIV	0,00	MST	0,00
SISTEMO Y	N	0,00	UA	0,00	MIA	0,00	UY	0,00	MIV	0,00	MST	0,00

ESFORÇOS DAS VIAS - DIRECAO X

VIA 1

PERMANENTE	01	1106,80	M1	-372,37	02	510,48	M2	590,70	03	-114,76	M3	820,24	04	-750,04	M4	307,42	05	-1321,62	M5	-921,20
ACIDENTAL 1	01	62,83	M1	-13,96	02	35,95	M2	47,75	03	-0,61	M3	80,51	04	-37,10	M4	73,32	05	-50,95	M5	-12,50
ACIDENTAL 2	01	2,43	M1	-22,09	02	2,43	M2	-14,23	03	2,43	M3	-16,37	04	-13,31	M4	11,33	05	2,43	M5	-10,65
VEHICULO X	01	-22,91	M1	59,43	02	-22,91	M2	42,51	03	-22,91	M3	15,50	04	-22,91	M4	-11,33	05	-22,91	M5	-36,27
VEHICULO Y	01	-0,00	M1	0,00	02	0,00	M2	0,00	03	-0,00	M3	0,00	04	-0,00	M4	-0,00	05	-0,00	M5	-0,00
SISTEMO X	01	0,00	M1	0,00	02	0,00	M2	0,00	03	0,00	M3	0,00	04	0,00	M4	0,00	05	0,00	M5	0,00
SISTEMO Y	01	0,00	M1	0,00	02	0,00	M2	0,00	03	0,00	M3	0,00	04	0,00	M4	0,00	05	0,00	M5	0,00

VIA 2

PERMANENTE	01	1470,40	M1	-902,99	02	722,22	M2	202,30	03	-72,95	M3	592,09	04	-908,12	M4	67,11	05	-1604,69	M5	-1293,30
------------	----	---------	----	---------	----	--------	----	--------	----	--------	----	--------	----	---------	----	-------	----	----------	----	----------

ACIDENTAL 1 01 -3.26 M1 -21.11 U2 -24.54 U3 -27.96 U4 -3.26 M4 -31.39 U5 -34.82 M5
 ACIDENTAL 2 01 -0.43 M1 3.61 U2 49.49 U3 49.49 U4 49.49 U5 49.49 U6
 VPLUG A 01 -23.23 M1 52.03 U2 27.54 U3 3.24 U4 -23.23 M4 -23.23 M5
 VPLUG X 01 -0.00 M1 0.00 U2 0.00 U3 0.00 U4 0.00 U5 0.00 U6
 S1540 A 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 U3 0.00 U4 0.00 U5 0.00 U6
 S1540 Y 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 U3 0.00 U4 0.00 U5 0.00 U6

VI64 3

PERMANENTE 01 1664.54 M1 -1293.36 U2 908.12 M2 67.11 U3 92.95 M3 592.67 U4 -722.22 M4 602.30 U5 -1476.80 M5
 ACIDENTAL 1 01 56.71 M1 -30.57 U2 40.00 M2 23.40 U3 8.14 M3 49.10 U4 -40.43 M4 40.43 U5
 ACIDENTAL 2 01 3.26 M1 -34.52 U2 37.16 M2 -31.76 U3 3.26 M3 -27.96 U4 3.26 M4 -27.96 U5
 VPLUG A 01 -23.23 M1 49.55 U2 -23.23 M2 21.16 U3 -23.23 M3 -3.24 U4 -23.23 M4 -23.23 M5
 VPLUG X 01 -0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 -0.00 U4 -0.00 M4 -0.00 U5
 S1540 A 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5
 S1540 Y 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5

VI64 4

PERMANENTE 01 1321.62 M1 -921.28 U2 750.04 M2 309.22 U3 119.76 M3 820.24 U4 -510.48 M4 550.70 U5 -1106.85 M5
 ACIDENTAL 1 01 -2.43 M1 -10.65 U2 -2.43 M2 -13.51 U3 -2.43 M3 -16.37 U4 -2.43 M4 -17.23 U5
 ACIDENTAL 2 01 76.76 M1 -12.80 U2 37.16 M2 46.32 U3 46.31 M3 68.51 U4 -35.95 M4 47.75 U5
 VPLUG A 01 -22.91 M1 39.27 U2 -22.91 M2 11.34 U3 -22.91 M3 -15.55 U4 -22.91 M4 -22.91 M5
 VPLUG X 01 -0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 -0.00 U4 -0.00 M4 -0.00 U5
 S1540 A 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5
 S1540 Y 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5

VI64 5

PERMANENTE 01 1110.34 M1 -360.44 U2 557.49 M2 666.20 U3 -120.91 M3 922.67 U4 -799.30 M4 362.50 U5 -1260.34 M5
 ACIDENTAL 1 01 104.26 M1 -42.34 U2 57.71 M2 59.14 U3 -5.61 M3 87.74 U4 -64.93 M4 41.55 U5
 ACIDENTAL 2 01 109.93 M1 -51.52 U2 51.46 M2 56.17 U3 -6.10 M3 86.69 U4 -73.66 M4 41.55 U5
 VPLUG A 01 -23.94 M1 79.77 U2 -23.94 M2 43.15 U3 -23.94 M3 15.59 U4 -23.94 M4 -0.00 U5
 VPLUG X 01 -0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5
 S1540 A 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5
 S1540 Y 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5

VI64 6

PERMANENTE 01 947.61 M1 -820.69 U2 597.38 M2 74.77 U3 -7.90 M3 354.72 U4 -613.16 M4 28.18 U5 -1003.00 M5
 ACIDENTAL 1 01 74.76 M1 -53.52 U2 52.56 M2 10.97 U3 -7.74 M3 34.53 U4 -67.87 M4 -52.73 U5
 ACIDENTAL 2 01 75.44 M1 -55.60 U2 48.26 M2 14.16 U3 -5.28 M3 35.17 U4 -67.87 M4 -52.73 U5
 VPLUG A 01 -22.52 M1 50.48 U2 -22.52 M2 26.53 U3 -22.52 M3 3.16 U4 -22.52 M4 -22.52 M5
 VPLUG X 01 -0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5
 S1540 A 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5
 S1540 Y 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5

VI64 7

PERMANENTE 01 1017.24 M1 -803.88 U2 629.42 M2 35.63 U3 24.14 M3 379.21 U4 -561.14 M4 80.32 U5 -770.96 M5
 ACIDENTAL 1 01 74.76 M1 -92.28 U2 67.26 M2 -92.28 U3 10.71 M3 36.61 U4 -45.55 M4 20.16 U5 -73.41 M5
 ACIDENTAL 2 01 77.44 M1 -95.76 U2 69.92 M2 4.05 U3 9.80 M3 16.52 U4 -50.33 M4 16.52 U5 -77.44 M5
 VPLUG A 01 -26.59 M1 53.06 U2 -26.59 M2 25.14 U3 -26.59 M3 -2.76 U4 -26.59 M4 -26.59 M5
 VPLUG X 01 -0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 -0.00 M3 -0.00 U4 -0.00 M4 -0.00 U5
 S1540 A 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5
 S1540 Y 01 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5

VIGA 8.

PERMANENTE	01	1266.02	01	-823.16	02	784.98	02	416.83	03	108.58	M3	940.67	04	-571.01	M4	807.33	05	-1124.72	M5	-376.13
ACCIDENTAL 1	01	106.15	01	-64.72	02	71.66	02	46.99	03	4.10	M3	91.00	04	-63.47	M4	58.12	05	-111.77	M5	-53.72
ACCIDENTAL 2	01	171.26	01	-54.89	02	67.00	02	30.60	03	3.68	M3	92.13	04	-53.63	M4	59.26	05	-106.17	M5	-44.53
VF10 X	01	-22.86	01	34.31	02	-62.85	02	11.45	03	-22.86	M3	-15.40	04	-22.86	M4	-74.12	05	-22.86	M5	-84.12
VF10 Y	01	-6.00	01	0.00	02	-0.00	02	0.00	03	-0.00	M3	-0.00	04	-0.00	M4	-0.00	05	-0.00	M5	-0.00
VF10 Z	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
VF10 Y	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

VIGA 9

PERMANENTE	01	1699.36	01	-1171.11	02	1010.81	02	804.06	03	-208.71	M3	1263.61	04	-1181.23	M4	434.90	05	-1074.87	M5	-1312.53
ACCIDENTAL 1	01	163.75	01	-99.47	02	163.97	02	95.35	03	-29.14	M3	153.49	04	-124.58	M4	57.14	05	-104.26	M5	-122.23
ACCIDENTAL 2	01	113.33	01	-62.43	02	64.65	02	29.25	03	-2.71	M3	61.90	04	-70.27	M4	22.68	05	-104.77	M5	-86.70
VF10 X	01	-33.99	01	111.77	02	-33.99	02	71.84	03	-33.99	M3	31.90	04	-33.99	M4	-74.17	05	-33.99	M5	-74.17
VF10 Y	01	-0.00	01	0.00	02	-0.00	02	0.00	03	-0.00	M3	0.00	04	-0.00	M4	-0.00	05	-0.00	M5	-0.00
VF10 Z	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
VF10 Y	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

VIGA 10

PERMANENTE	01	1303.95	01	-1220.70	02	672.70	02	-37.01	03	51.95	M3	472.98	04	-768.80	M4	72.07	05	-1179.93	M5	-1002.50
ACCIDENTAL 1	01	91.42	01	-108.59	02	64.26	02	-27.12	03	4.13	M3	13.41	04	-53.99	M4	-13.44	05	-83.53	M5	-71.53
ACCIDENTAL 2	01	105.10	01	-77.88	02	76.53	02	23.67	03	-4.15	M3	67.74	04	-68.84	M4	13.15	05	-114.40	M5	-73.33
VF10 X	01	-15.49	01	29.44	02	-15.49	02	12.17	03	-13.44	M3	-4.09	04	-13.44	M4	-20.36	05	-13.44	M5	-38.83
VF10 Y	01	-0.00	01	0.00	02	-0.00	02	0.00	03	-0.00	M3	-0.00	04	-0.00	M4	-0.00	05	-0.00	M5	-0.00
VF10 Z	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
VF10 Y	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

VIGA 11

PERMANENTE	01	1199.95	01	-1002.50	02	764.60	02	72.09	03	-51.95	M3	472.98	04	-872.70	M4	-37.01	05	-1303.95	M5	-1220.70
ACCIDENTAL 1	01	114.36	01	-95.33	02	66.94	02	13.15	03	4.15	M3	67.74	04	-76.53	M4	22.68	05	-104.26	M5	-77.88
ACCIDENTAL 2	01	23.55	01	-91.53	02	53.99	02	-13.44	03	-4.13	M3	13.41	04	-68.84	M4	-13.44	05	-114.40	M5	-73.33
VF10 X	01	-15.49	01	39.03	02	-15.49	02	20.36	03	-13.44	M3	4.09	04	-13.44	M4	-20.36	05	-13.44	M5	-38.83
VF10 Y	01	-0.00	01	0.00	02	-0.00	02	0.00	03	-0.00	M3	0.00	04	-0.00	M4	-0.00	05	-0.00	M5	-0.00
VF10 Z	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
VF10 Y	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

VIGA 12

PERMANENTE	01	1699.47	01	-1312.73	02	1161.23	02	434.60	03	208.71	M3	1263.61	04	-1010.81	M4	804.06	05	-1074.87	M5	-1312.53
ACCIDENTAL 1	01	104.77	01	-105.76	02	70.27	02	22.34	03	-20.61	M3	62.76	04	-64.65	M4	29.25	05	-104.77	M5	-86.70
ACCIDENTAL 2	01	166.26	01	-122.23	02	129.08	02	57.14	03	20.14	M3	153.49	04	-163.97	M4	59.26	05	-106.17	M5	-44.53
VF10 X	01	-33.99	01	47.97	02	-33.99	02	6.03	03	-33.99	M3	-31.90	04	-33.99	M4	-74.12	05	-33.99	M5	-111.77
VF10 Y	01	-0.00	01	0.00	02	-0.00	02	0.00	03	-0.00	M3	-0.00	04	-0.00	M4	-0.00	05	-0.00	M5	-0.00
VF10 Z	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
VF10 Y	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

VIGA 13

PERMANENTE	01	1352.44	01	-372.36	02	677.55	02	654.06	03	-263.86	M3	1101.39	04	-1063.09	M4	301.12	05	-1007.04	M5	-1323.31
ACCIDENTAL 1	01	101.79	01	-13.24	02	67.21	02	67.77	03	-20.61	M3	110.00	04	-60.40	M4	32.76	05	-100.32	M5	-57.32
ACCIDENTAL 2	01	-2.17	01	-13.04	02	-2.17	02	-17.59	03	-2.17	M3	-29.14	04	-2.17	M4	-2.17	05	-2.17	M5	-29.69
VF10 X	01	-71.87	01	91.87	02	-71.87	02	47.23	03	-71.87	M3	16.55	04	-71.87	M4	-16.57	05	-71.87	M5	-71.87
VF10 Y	01	-0.00	01	0.00	02	-0.00	02	0.00	03	-0.00	M3	-0.00	04	-0.00	M4	-0.00	05	-0.00	M5	-0.00
VF10 Z	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
VF10 Y	01	0.00	01	0.00	02	0.00	02	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

SISTMO Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M6	0.00 M7	0.00 M8	
Viga 14										
PERMANENTE	Q1	-1705.23 M1	-1258.72 M2	925.39 M2	126.59 M3	618.91 M4	-953.75 M4	96.82 M5	-173.19 M5	-1328.26
ACIDENTAL 1	Q1	5.57 M1	-54.38 M2	5.57 M2	-48.53 M3	-42.67 M4	5.57 M4	-35.87 M5	5.57 M5	-31.00
ACIDENTAL 2	Q1	60.01 M1	-18.88 M2	44.09 M2	40.78 M3	04.80 M4	-31.34 M4	33.12 M5	-67.33 M5	-31.94
VEHIC X	Q1	-24.78 M1	53.20 M2	-24.78 M2	27.18 M3	1.16 M4	-24.78 M4	-24.85 M5	-24.78 M5	-30.84
VEHIC Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00
SISMO X	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00
SISMO Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00

SISTMO Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M6	0.00 M7	0.00 M8	
Viga 15										
PERMANENTE	Q1	1734.17 M1	-1328.23 M2	953.75 M2	95.82 M3	618.91 M4	-953.75 M4	126.59 M5	-173.19 M5	-1268.72
ACIDENTAL 1	Q1	7.74 M1	-31.25 M2	51.39 M2	33.12 M3	04.80 M4	-31.34 M4	-35.87 M5	5.57 M5	-18.88
ACIDENTAL 2	Q1	-24.78 M1	53.20 M2	-24.78 M2	24.85 M3	-1.16 M4	-24.78 M4	-24.85 M5	-24.78 M5	-34.38
VEHIC X	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00
VEHIC Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00
SISMO X	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00
SISMO Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00

SISTMO Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M6	0.00 M7	0.00 M8	
Viga 16										
PERMANENTE	Q1	1607.94 M1	-1328.23 M2	1065.09 M2	301.12 M3	1101.39 M4	-977.55 M4	637.06 M5	-1352.44 M5	-312.36
ACIDENTAL 1	Q1	2.17 M1	-25.23 M2	2.17 M2	-22.70 M3	-20.14 M4	2.17 M4	-17.57 M5	2.17 M5	-15.04
ACIDENTAL 2	Q1	109.34 M1	-57.32 M2	80.40 M2	52.74 M3	118.00 M4	-97.21 M4	97.77 M5	-101.72 M5	-18.24
VEHIC X	Q1	-27.74 M1	44.71 M2	-27.74 M2	16.07 M3	-18.53 M4	-27.74 M4	-27.23 M5	-27.74 M5	-31.87
VEHIC Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00
SISMO X	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00
SISMO Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00

SISTMO Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M6	0.00 M7	0.00 M8	
ESFORÇOS NAS VIGAS - DIRECÃO Y										
Viga 1										
PERMANENTE	Q1	185.08 M1	-40.09 M2	82.68 M2	17.93 M3	26.26 M4	-154.14 M4	-17.38 M5	-253.85 M5	-105.57
ACIDENTAL 1	Q1	15.69 M1	-1.36 M2	11.16 M2	4.87 M3	7.02 M4	-4.15 M4	5.03 M5	-10.75 M5	0.85
ACIDENTAL 2	Q1	-7.17 M1	1.10 M2	-7.17 M2	-1.75 M3	-5.00 M4	-7.17 M4	-8.00 M5	-7.17 M5	-11.04
VEHIC X	Q1	-5.74 M1	5.37 M2	-5.74 M2	3.74 M3	2.20 M4	-3.74 M4	0.01 M5	-3.74 M5	-0.98
VEHIC Y	Q1	0.00 M1	112.39 M2	-80.84 M2	78.97 M3	44.98 M4	-80.84 M4	10.77 M5	-80.84 M5	-23.88
SISMO X	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00
SISMO Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00

SISTMO Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M6	0.00 M7	0.00 M8	
Viga 2										
PERMANENTE	Q1	454.75 M1	-126.49 M2	175.92 M2	61.21 M3	89.95 M4	-397.76 M4	-25.88 M5	-601.00 M5	-361.07
ACIDENTAL 1	Q1	-7.24 M1	0.93 M2	-7.24 M2	-3.54 M3	-6.11 M4	-7.24 M4	-12.83 M5	-7.24 M5	-17.18
ACIDENTAL 2	Q1	22.31 M1	-8.28 M2	15.04 M2	3.92 M3	10.84 M4	-10.84 M4	8.28 M5	-15.30 M5	0.28
VEHIC X	Q1	-5.37 M1	7.88 M2	-5.37 M2	3.05 M3	-8.97 M4	-5.37 M4	-4.37 M5	-5.37 M5	-8.38
VEHIC Y	Q1	-143.20 M1	178.12 M2	-143.20 M2	75.44 M3	-7.25 M4	-143.20 M4	-37.93 M5	-143.20 M5	-172.82
SISMO X	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00
SISMO Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M5	0.00

SISTMO Y	Q1	0.00 M1	0.00 M2	0.00 M3	0.00 M4	0.00 M5	0.00 M6	0.00 M7	0.00 M8
VIGA 3									

PERMANENTE	01	1874.49	M1	-723.31	02	597.42	M2	594.38	03	117.46	M3	1267.36	04	-793.21	M4	875.96	05	-145.15	M5	-445.66
ACIQUENTAL 1	01	93.07	M1	-40.46	02	73.78	M2	59.24	03	10.71	M3	113.03	04	-67.50	M4	85.04	05	-100.56	M5	-17.93
ACIQUENTAL 2	01	-1.43	M1	-13.94	02	-1.43	M2	-15.26	03	-1.43	M3	-10.92	04	-1.43	M4	-14.30	05	-1.43	M5	-20.20
VF 410 A	01	-5.45	M1	14.72	02	-5.45	M2	8.45	03	-5.45	M3	2.14	04	-5.45	M4	-5.45	05	-5.45	M5	-10.37
VF 410 Y	01	-113.44	M1	306.05	02	-113.44	M2	175.55	03	-113.44	M3	45.00	04	-113.44	M4	-52.77	05	-113.44	M5	-213.74
S1500 A	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
S1500 Y	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

VI04 4

PERMANENTE	01	246.07	M1	-69.33	02	191.49	M2	16.03	03	12.20	M3	59.81	04	-122.47	M4	34.14	05	-193.92	M5	-35.34
ACIQUENTAL 1	01	25.10	M1	-9.16	02	17.24	M2	0.40	03	-2.04	M3	3.56	04	-16.15	M4	0.74	05	-29.70	M5	-8.90
ACIQUENTAL 2	01	24.59	M1	-9.25	02	16.77	M2	0.10	03	-3.15	M3	3.05	04	-15.70	M4	-1.46	05	-21.22	M5	-9.50
VF 410 A	01	-3.07	M1	3.65	02	-3.07	M2	2.35	03	-3.07	M3	1.04	04	-3.07	M4	-0.20	05	-3.07	M5	-1.50
VF 410 Y	01	-137.43	M1	142.12	02	-137.43	M2	103.71	03	-137.43	M3	45.30	04	-137.43	M4	-19.10	05	-137.43	M5	-71.51
S1500 A	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
S1500 Y	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

VI04 5

PERMANENTE	01	140.97	M1	-47.52	02	75.20	M2	-6.67	03	-152.26	M3	-23.26	04	-374.77	M4	-161.79	05	-491.53	M5	-437.64
ACIQUENTAL 1	01	23.42	M1	-12.82	02	15.15	M2	-1.00	03	-9.05	M3	1.37	04	-34.44	M4	-12.09	05	-42.71	M5	-35.37
ACIQUENTAL 2	01	23.95	M1	-14.28	02	17.09	M2	-0.94	03	-7.10	M3	2.90	04	-31.90	M4	-7.11	05	-40.17	M5	-33.02
VF 410 A	01	-2.34	M1	3.70	02	-2.34	M2	2.01	03	-2.34	M3	0.32	04	-2.34	M4	-1.55	05	-2.34	M5	-3.07
VF 410 Y	01	-124.61	M1	141.02	02	-124.61	M2	77.93	03	-124.61	M3	13.96	04	-124.61	M4	-39.77	05	-124.61	M5	-133.71
S1500 A	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
S1500 Y	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

VI04 6

PERMANENTE	01	170.79	M1	-342.92	02	1424.54	M2	1172.76	03	222.04	M3	2180.37	04	-1325.76	M4	1330.31	05	-211.00	M5	-574.30
ACIQUENTAL 1	01	177.50	M1	-77.95	02	124.84	M2	91.02	03	29.35	M3	183.55	04	-120.30	M4	127.77	05	-177.77	M5	-55.04
ACIQUENTAL 2	01	142.47	M1	-73.29	02	113.41	M2	82.47	03	13.22	M3	162.26	04	-103.36	M4	119.34	05	-162.63	M5	-54.73
VF 410 A	01	-2.17	M1	3.97	02	-2.17	M2	1.47	03	-2.17	M3	-1.02	04	-2.17	M4	-0.31	05	-2.17	M5	-0.01
VF 410 Y	01	-95.52	M1	173.32	02	-95.52	M2	65.33	03	-95.52	M3	-44.86	04	-95.52	M4	-153.05	05	-95.52	M5	-263.23
S1500 A	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
S1500 Y	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

VI04 7

PERMANENTE	01	234.30	M1	-91.02	02	193.20	M2	13.32	03	13.91	M3	60.66	04	-110.76	M4	30.30	05	-170.21	M5	-31.31
ACIQUENTAL 1	01	23.39	M1	-9.65	02	17.57	M2	0.03	03	-2.35	M3	3.33	04	-13.90	M4	-0.00	05	-20.42	M5	-4.70
ACIQUENTAL 2	01	25.34	M1	-7.05	02	17.57	M2	0.03	03	-2.35	M3	3.33	04	-13.90	M4	-0.00	05	-20.42	M5	-4.70
VF 410 A	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	-0.00	03	0.00	M3	-0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
VF 410 Y	01	-135.47	M1	153.59	02	-135.47	M2	95.38	03	-135.47	M3	37.57	04	-135.47	M4	-20.43	05	-135.47	M5	-76.44
S1500 A	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
S1500 Y	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

VI04 8

PERMANENTE	01	203.13	M1	-47.33	02	91.36	M2	-7.11	03	-130.10	M3	-14.42	04	-303.34	M4	-103.03	05	-473.33	M5	-410.30
ACIQUENTAL 1	01	23.67	M1	-14.01	02	17.50	M2	-0.72	03	-7.20	M3	3.06	04	-31.94	M4	-7.00	05	-40.26	M5	-30.30
ACIQUENTAL 2	01	23.57	M1	-14.01	02	17.00	M2	-0.72	03	-7.20	M3	3.06	04	-31.94	M4	-7.00	05	-40.26	M5	-30.30
VF 410 A	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	-0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
VF 410 Y	01	-134.75	M1	176.51	02	-134.75	M2	76.73	03	-134.75	M3	10.93	04	-134.75	M4	-02.83	05	-134.75	M5	-1-2.81
S1500 A	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00
S1500 Y	01	0.00	M1	0.00	02	0.00	M2	0.00	03	0.00	M3	0.00	04	0.00	M4	0.00	05	0.00	M5	0.00

VIGA 9

PERMANENTE	01	1909.59 M1	-791.12 U2	1363.64 M2	1154.53 U3	165.14 M3	2092.45 U4	-1255.24 M4	1405.25 U5	-2073.55 M5	-541.50
ACIDENTAL 1	01	146.07 M1	-70.16 U2	113.01 M2	55.15 U3	14.62 M3	164.45 U4	-105.76 M4	112.10 U5	-103.03 M5	-53.43
ACIDENTAL 2	01	146.07 M1	-70.16 U2	113.01 M2	55.15 U3	14.62 M3	164.45 U4	-105.76 M4	112.10 U5	-103.03 M5	-53.43
VF10 A	01	0.00 M1	-0.00 U2	0.00 M2	0.00 U3	0.00 M3	0.00 U4	0.00 M4	0.00 U5	0.00 M5	0.00
VF10 Y	01	-90.52 M1	159.95 U2	-90.52 M2	55.77 U3	-90.52 M3	-48.45 U4	-90.52 M4	-152.07 U5	-90.52 M5	-256.84
S150 A	01	0.00 M1	0.00 U2	0.00 M2	0.00 U3	0.00 M3	0.00 U4	0.00 M4	0.00 U5	0.00 M5	0.00
S150 Y	01	0.00 M1	0.00 U2	0.00 M2	0.00 U3	0.00 M3	0.00 U4	0.00 M4	0.00 U5	0.00 M5	0.00

VIGA 10

PERMANENTE	01	295.14 M1	-92.77 U2	201.55 M2	16.87 U3	22.20 M3	64.92 U4	-112.41 M4	43.52 U5	-153.87 M5	-21.00
ACIDENTAL 1	01	25.79 M1	-9.02 U2	17.88 M2	-0.01 U3	-2.04 M3	3.42 U4	-15.59 M4	-0.04 U5	-20.11 M5	-8.55
ACIDENTAL 2	01	25.79 M1	-9.02 U2	17.88 M2	-0.01 U3	-2.04 M3	3.42 U4	-15.59 M4	-0.04 U5	-20.11 M5	-8.55
VF10 A	01	3.10 M1	-3.47 U2	3.10 M2	-2.15 U3	3.10 M3	0.64 U4	3.10 M4	0.46 U5	3.10 M5	1.50
VF10 Y	01	-136.95 M1	154.92 U2	-136.95 M2	75.67 U3	-136.95 M3	30.32 U4	-136.95 M4	-22.23 U5	-136.95 M5	-61.24
S150 A	01	0.00 M1	0.00 U2	0.00 M2	0.00 U3	0.00 M3	0.00 U4	0.00 M4	0.00 U5	0.00 M5	0.00
S150 Y	01	0.00 M1	0.00 U2	0.00 M2	0.00 U3	0.00 M3	0.00 U4	0.00 M4	0.00 U5	0.00 M5	0.00

VIGA 11

PERMANENTE	01	180.14 M1	-79.00 U2	68.42 M2	-2.59 U3	-157.07 M3	-23.10 U4	-360.55 M4	-165.31 U5	-476.32 M5	-445.40
ACIDENTAL 1	01	25.69 M1	-13.09 U2	16.74 M2	-0.50 U3	-6.06 M3	2.79 U4	-32.60 M4	-9.57 U5	-11.12 M5	-31.63
ACIDENTAL 2	01	22.45 M1	-11.09 U2	14.19 M2	-0.50 U3	-10.61 M3	1.46 U4	-35.40 M4	-12.50 U5	-3.67 M5	-50.50
VF10 A	01	3.13 M1	-3.76 U2	3.13 M2	-2.14 U3	3.13 M3	0.38 U4	3.13 M4	1.42 U5	3.13 M5	3.22
VF10 Y	01	-139.36 M1	173.57 U2	-139.36 M2	75.20 U3	-139.36 M3	15.61 U4	-139.36 M4	-61.57 U5	-139.36 M5	-139.36
S150 A	01	0.00 M1	0.00 U2	0.00 M2	0.00 U3	0.00 M3	0.00 U4	0.00 M4	0.00 U5	0.00 M5	0.00
S150 Y	01	0.00 M1	0.00 U2	0.00 M2	0.00 U3	0.00 M3	0.00 U4	0.00 M4	0.00 U5	0.00 M5	0.00

VIGA 12

PERMANENTE	01	1779.37 M1	-657.47 U2	1424.12 M2	1170.73 U3	221.62 M3	2177.60 U4	-1326.19 M4	1535.32 U5	-2117.44 M5	-552.83
ACIDENTAL 1	01	146.55 M1	-73.23 U2	113.48 M2	52.03 U3	15.50 M3	161.90 U4	-105.28 M4	119.07 U5	-124.55 M5	-55.91
ACIDENTAL 2	01	157.57 M1	-74.07 U2	124.61 M2	50.58 U3	25.42 M3	163.19 U4	-120.44 M4	127.16 U5	-177.00 M5	-55.24
VF10 A	01	2.95 M1	-3.62 U2	2.05 M2	-1.26 U3	2.05 M3	1.07 U4	2.05 M4	3.93 U5	2.05 M5	5.61
VF10 Y	01	-90.79 M1	101.14 U2	-90.79 M2	56.60 U3	-90.79 M3	-47.94 U4	-90.79 M4	-152.17 U5	-90.79 M5	-257.01
S150 A	01	0.00 M1	0.00 U2	0.00 M2	0.00 U3	0.00 M3	0.00 U4	0.00 M4	0.00 U5	0.00 M5	0.00
S150 Y	01	0.00 M1	0.00 U2	0.00 M2	0.00 U3	0.00 M3	0.00 U4	0.00 M4	0.00 U5	0.00 M5	0.00

VIGA 13

PERMANENTE	01	105.04 M1	-50.07 U2	62.68 M2	17.73 U3	-44.17 M3	26.20 U4	-154.17 M4	-17.30 U5	-253.05 M5	-153.57
ACIDENTAL 1	01	-7.17 M1	1.10 U2	-7.17 M2	-1.75 U3	-7.17 M3	-5.00 U4	-7.17 M4	-5.07 U5	-7.17 M5	-11.07
ACIDENTAL 2	01	15.54 M1	-1.56 U2	11.19 M2	4.67 U3	-0.52 M3	7.02 U4	-6.15 M4	3.03 U5	-10.75 M5	0.83
VF10 A	01	3.74 M1	-2.37 U2	3.74 M2	-3.74 U3	3.74 M3	-2.20 U4	3.74 M4	0.81 U5	3.74 M5	0.75
VF10 Y	01	-90.04 M1	112.99 U2	-90.04 M2	76.97 U3	-90.04 M3	44.96 U4	-90.04 M4	10.94 U5	-90.04 M5	-23.08
S150 A	01	0.00 M1	0.00 U2	0.00 M2	0.00 U3	0.00 M3	0.00 U4	0.00 M4	0.00 U5	0.00 M5	0.00
S150 Y	01	0.00 M1	0.00 U2	0.00 M2	0.00 U3	0.00 M3	0.00 U4	0.00 M4	0.00 U5	0.00 M5	0.00

VIGA 14

PERMANENTE	01	454.75 M1	-128.49 U2	175.32 M2	61.21 U3	410.12 M3	89.95 U4	-597.76 M4	-55.08 U5	-661.00 M5	-361.07
ACIDENTAL 1	01	22.41 M1	-6.25 U2	18.04 M2	3.92 U3	3.72 M3	10.64 U4	-10.59 M4	8.20 U5	-15.33 M5	0.28
ACIDENTAL 2	01	-7.92 M1	0.75 U2	-7.88 M2	-3.58 U3	-7.88 M3	-8.11 U4	-7.88 M4	-12.05 U5	-7.88 M5	-17.15
VF10 A	01	5.97 M1	-7.55 U2	5.97 M2	-3.05 U3	5.97 M3	0.50 U4	5.97 M4	4.57 U5	5.97 M5	8.55
VF10 Y	01	-143.50 M1	156.12 U2	-143.50 M2	75.44 U3	-143.50 M3	-7.25 U4	-143.50 M4	-59.77 U5	-143.50 M5	-172.62

SISAO A U1 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5 0.00 M5 0.00
 SISAO Y U1 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5 0.00 M5 0.00

VISA 15

PERMANENTE U1 1484.69 M1 -723.51 U2 897.42 M2 004.38 U3 119.48 M3 1287.38 U4 -733.21 M4 875.96 U5 -1420.15 M5 -445.60
 ACCIDENTAL 1 U1 -1.43 M1 -13.84 U2 -1.43 M2 -15.24 U3 -1.43 M3 -16.92 U4 -1.43 M4 -18.50 U5 -1.43 M5 -20.20
 ACCIDENTAL 2 U1 93.07 M1 -40.46 U2 73.95 M2 59.24 U3 16.71 M3 113.05 U4 -87.50 M4 85.04 U5 -100.56 M5 -17.73
 VESAO A U1 5.45 M1 -14.72 U2 5.45 M2 -8.45 U3 5.45 M3 -2.18 U4 5.45 M4 4.07 U5 5.45 M5 10.37
 VESAO Y U1 -113.44 M1 306.05 U2 -113.48 M2 175.25 U3 -113.48 M3 45.06 U4 -113.48 M4 -53.44 U5 -113.48 M5 -215.94
 SISAO A U1 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5 0.00 M5 0.00
 SISAO Y U1 0.00 M1 0.00 U2 0.00 M2 0.00 U3 0.00 M3 0.00 U4 0.00 M4 0.00 U5 0.00 M5 0.00

5.4 - SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS

Apresentamos, nas páginas seguintes, os resultados finais, que constam das solicitações de cálculo e das áreas de armadura para cada membro da estrutura.

Para os pilares, publicam-se a força normal máxima e a mínima, o momento fletor de cálculo na situação de flexo-compressão e a área de armadura longitudinal em cada face; a força cortante segundo X e Y e a área de armadura transversal, necessária para resistir a ela.

Quanto às vigas, são impressos, para cada uma das cinco seções, o máximo momento positivo e o máximo negativo, com as armaduras longitudinais inferior e superior correspondentes; a força cortante, com a respectiva armadura transversal e o ângulo que a mesma forma com o eixo longitudinal da viga.

PISO, DE CIMA PARA BAIXO = 1

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS NECESSÁRIAS DOS PILARES

PILAR 1

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 2416.08 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 2088.66 KGF
 MOMENTO FLEXOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXO-COMPRESSÃO: 1018.66 KGFM CURTANTES: QX = 518.38 KGF QY = 154.58 KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 1.33 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 2

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 3103.44 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 4520.70 KGF
 MOMENTO FLEXOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXO-COMPRESSÃO: 754.21 KGFM CURTANTES: QX = 150.73 KGF QY = 268.35 KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 0.80 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 3

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 5886.90 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 5267.77 KGF
 MOMENTO FLEXOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXO-COMPRESSÃO: 676.48 KGFM CURTANTES: QX = 101.34 KGF QY = 251.44 KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 0.80 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 4
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 5122.70 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 4532.06 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 723.35 KGF.M CURTANTES: UX = 150.73 KGF UY = 254.05 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 0.80 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 5
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 2416.08 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 2088.66 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1037.50 KGF.M CURTANTES: UX = 518.38 KGF UY = 154.56 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 1.36 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 6
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 3377.32 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 2854.93 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1158.80 KGF.M CURTANTES: UX = 503.23 KGF UY = 166.04 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 1.43 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 7
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 4725.98 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 4059.44 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 780.17 KGF.M CURTANTES: UX = 172.03 KGF UY = 265.21 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 0.80 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 8
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 4441.33 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 3768.14 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 728.02 KGF.M CURTANTES: UX = 114.29 KGF UY = 323.19 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 0.80 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 9
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 4634.94 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 4000.17 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 815.75 KGF.M CURTANTES: UX = 193.79 KGF UY = 314.15 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 0.80 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 10
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 3404.88 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 2874.99 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1250.19 KGF.M CURTANTES: UX = 583.44 KGF UY = 166.04 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 1.58 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 11
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 6620.48 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 5950.01 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 3156.70 KGF.M CURTANTES: UX = 1257.33 KGF UY = 896.57 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 3.00 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 12
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 9278.74 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 7991.56 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1806.11 KGF.M CURTANTES: UX = 201.89 KGF UY = 792.40 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 1.99 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 13

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 8234,59 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 7023,84 KGf
MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1535,36 KGf.M CURTANIES: UX = 72,71 KGf UY = 751,83 KGf
ARRANJADOS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 1,54 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0,00 CM2/M

PILAR 14

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 9308,25 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 7982,77 KGf
MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1720,61 KGf.M CURTANIES: UX = 201,69 KGf UY = 772,85 KGf
ARRANJADOS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 1,76 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0,00 CM2/M

PILAR 15

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 6620,48 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 5950,01 KGf
MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 3156,70 KGf.M CURTANIES: UX = 1257,33 KGf UY = 896,57 KGf
ARRANJADOS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 3,00 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0,00 CM2/M

PILAR 16

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 4756,88 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 4156,76 KGf
MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1781,29 KGf.M CURTANIES: UX = 505,96 KGf UY = 704,50 KGf
ARRANJADOS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 2,29 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0,00 CM2/M

PILAR 17

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 8719,70 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 7939,26 KGf
MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1889,66 KGf.M CURTANIES: UX = 184,49 KGf UY = 923,34 KGf
ARRANJADOS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 2,07 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0,00 CM2/M

PILAR 18

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 8894,75 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 7981,88 KGf
MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1740,59 KGf.M CURTANIES: UX = 104,59 KGf UY = 901,96 KGf
ARRANJADOS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 1,83 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0,00 CM2/M

PILAR 19

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 8913,20 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 7947,03 KGf
MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1945,82 KGf.M CURTANIES: UX = 184,49 KGf UY = 917,88 KGf
ARRANJADOS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 2,16 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0,00 CM2/M

PILAR 20

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 4756,88 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 4156,76 KGf
MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1751,61 KGf.M CURTANIES: UX = 505,96 KGf UY = 704,50 KGf
ARRANJADOS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 2,24 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0,00 CM2/M

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS NECESSÁRIAS DAS VIGAS NA DIREÇÃO X

SECAO	NOM. MAXIMU (KGFM)	MOM. MINIMU (KGFM)	CORTIANTE (KGF)	ARMAD. INF. (CM2)	ARMAD. SUP. (CM2)	ARM. TRANSV. (CM2/M)	ANGULO
VIGA 1							
1	-424.1	-669.0	1673.1	0.00	1.06	2.10	90
2	420.4	767.5	800.5	1.06	0.00	2.10	90
3	1243.1	1126.5	199.8	0.00	0.00	2.10	90
4	494.7	417.0	1022.1	1.06	0.00	2.10	90
5	-1236.2	-1376.2	1694.5	0.00	1.06	2.10	90
VIGA 2							
1	-1191.3	-1361.5	2154.9	0.00	1.06	2.10	90
2	420.3	328.5	1073.4	1.06	0.00	2.10	90
3	863.9	825.2	162.7	1.06	0.00	2.10	90
4	123.6	53.2	1303.9	1.06	0.00	2.10	90
5	-1740.9	-1965.0	2382.0	0.00	1.06	2.10	90
VIGA 3							
1	-1740.9	-1965.0	2447.1	0.00	1.06	2.10	90
2	123.6	53.2	1365.6	1.06	0.00	2.10	90
3	863.9	825.2	178.8	1.06	0.00	2.10	90
4	420.3	328.5	1043.5	1.06	0.00	2.10	90
5	-1191.3	-1361.5	2102.8	0.00	1.06	2.10	90
VIGA 4							
1	-1236.2	-1376.2	1958.7	0.00	1.06	2.10	90
2	494.7	417.0	1130.8	1.06	0.00	2.10	90
3	1243.1	1126.5	197.2	1.06	0.00	2.10	90
4	420.4	767.5	740.8	1.06	0.00	2.10	90
5	-424.1	-669.0	1508.9	0.00	1.06	2.10	90
VIGA 5							
1	-405.5	-735.2	1887.3	0.00	1.06	2.10	90
2	1174.6	872.2	980.2	1.06	0.00	2.10	90
3	1563.4	1269.9	202.2	1.06	0.00	2.10	90
4	674.6	515.1	1265.8	1.06	0.00	2.10	90
5	-1167.3	-1467.1	2027.5	0.00	1.06	2.10	90
VIGA 6							
1	-1078.6	-1386.7	1631.7	0.00	1.06	2.10	90
2	137.4	25.1	1008.8	1.06	0.00	2.10	90
3	595.6	492.1	42.6	1.06	0.00	2.10	90
4	66.1	-1.1	1012.7	1.06	1.06	2.10	90
5	-1133.9	-1518.5	1635.6	0.00	1.06	2.10	90
VIGA 7							

1	-1134.4	-1548.1	1733.4	0.00	1.06	2.10	90
2	87.1	5.7	1110.5	1.06	0.00	2.10	90
3	641.9	527.0	99.7	1.06	0.00	2.10	90
4	215.2	77.9	911.0	1.06	0.00	2.10	90
5	-905.2	-1293.3	1533.9	0.00	1.06	2.10	90

VIG 8

1	-1096.8	-1373.5	2066.8	0.00	1.06	2.10	90
2	735.6	567.6	1325.1	1.06	0.00	2.10	90
3	1594.9	192.1	192.1	1.06	0.00	2.10	90
4	1155.0	875.1	940.9	1.06	0.00	2.10	90
5	-429.5	-761.2	1848.0	0.00	1.06	2.10	90

VIG 9

1	-1063.1	-1630.7	2645.6	0.00	1.06	2.10	90
2	1490.7	1025.1	1729.6	1.06	0.00	2.10	90
3	2151.7	1752.7	337.0	1.11	0.00	2.10	90
4	731.5	597.2	1666.1	1.06	0.00	2.10	90
5	-1770.4	-2197.2	2701.8	0.00	1.14	2.10	90

VIG 10

1	-1669.2	-2010.3	2124.2	0.00	1.06	2.10	90
2	-32.3	-65.9	1443.4	0.00	1.06	2.10	90
3	762.2	656.4	94.4	1.06	0.00	2.10	90
4	131.8	72.4	1254.6	1.06	0.00	2.10	90
5	-1352.2	-1716.4	1935.4	0.00	1.06	2.10	90

VIG 11

1	-1322.2	-1716.4	1976.8	0.00	1.06	2.10	90
2	131.8	72.4	1295.0	1.06	0.00	2.10	90
3	762.2	656.4	94.4	1.06	0.00	2.10	90
4	-32.3	-68.9	1400.0	0.00	1.06	2.10	90
5	-1609.2	-2010.3	2060.8	0.00	1.06	2.10	90

VIG 12

1	-1770.4	-2197.2	2797.0	0.00	1.14	2.10	90
2	731.5	597.2	1961.2	1.06	0.00	2.10	90
3	2151.7	1752.7	377.4	1.11	0.00	2.10	90
4	1490.7	1025.1	1634.4	1.06	0.00	2.10	90
5	-1063.1	-1630.7	2750.4	0.00	1.06	2.10	90

VIG 13

1	-406.7	-602.5	2071.7	0.00	1.06	2.10	90
2	1362.5	1126.8	1078.5	1.06	0.00	2.10	90
3	1697.4	1518.7	406.3	1.06	0.00	2.10	90
4	460.2	399.1	1567.8	1.06	0.00	2.10	90
5	-1784.7	-2036.7	2438.4	0.00	1.06	2.10	90

VIG 14

	MOY. MAXIMO (KGFM)	MOY. MINIMO (KGFM)	CORTANTE (KGF)	ARMAD. INF. (CMZ)	ARMAD. SUP. (CMZ)	ARM. TRANSV. (CMZ/H)	ANGULO
SOLICITAÇÕES DE CALCULO E ARMAÇURAS NECESSARIAS DAS VIGAS NA DIREÇÃO Y							
VIGA 1a							
1	-1751.7	-1950.1	2514.7	0.00	1.06	2.10	90
2	215.8	167.3	1399.8	1.06	0.00	2.10	90
3	899.0	884.8	577.5	1.06	0.00	2.10	90
4	170.4	95.5	1370.8	1.06	0.00	2.10	90
5	-1708.4	-2019.0	2479.6	0.00	1.06	2.10	90
VIGA 1b							
1	-1708.4	-2019.0	2549.0	0.00	1.06	2.10	90
2	170.4	95.5	1434.1	1.06	0.00	2.10	90
3	899.0	884.8	517.9	1.06	0.00	2.10	90
4	215.8	167.3	1330.4	1.06	0.00	2.10	90
5	-1701.7	-1950.1	2445.3	0.00	1.06	2.10	90
VIGA 1c							
1	-1784.7	-2035.7	2516.2	0.00	1.06	2.10	90
2	496.2	399.1	1645.6	1.06	0.00	2.10	90
3	1699.4	1518.7	440.2	1.06	0.00	2.10	90
4	1322.9	1126.8	1000.7	1.06	0.00	2.10	90
5	-406.7	-662.5	1993.9	0.00	1.06	2.10	90

SOLICITAÇÕES DE CALCULO E ARMAÇURAS NECESSARIAS DAS VIGAS NA DIREÇÃO Y

	MOY. MAXIMO (KGFM)	MOY. MINIMO (KGFM)	CORTANTE (KGF)	ARMAD. INF. (CMZ)	ARMAD. SUP. (CMZ)	ARM. TRANSV. (CMZ/H)	ANGULO
VIGA 1							
1	102.1	-214.7	363.1	0.50	0.50	2.10	90
2	139.5	-85.5	233.4	0.50	0.50	2.10	90
3	192.5	-26.2	173.9	0.50	0.50	2.10	90
4	-7.0	-43.9	333.4	0.00	0.50	2.10	90
5	-115.5	-194.5	467.5	0.00	0.50	2.10	90
VIGA 2							
1	41.5	-411.5	864.5	0.50	0.50	2.10	90
2	141.8	-194.9	487.3	0.50	0.50	2.10	90
3	139.8	115.8	342.9	0.50	0.00	2.10	90
4	48.8	-209.2	758.2	0.50	0.50	2.10	90
5	-263.8	-770.8	1126.7	0.00	0.87	2.10	90
VIGA 3							
1	-597.4	-1517.1	2365.4	0.00	1.06	2.10	90
2	1237.5	884.4	1518.8	1.06	0.00	2.10	90
3	1774.8	1711.2	347.5	1.06	0.00	2.10	90
4	1439.0	1705.7	1209.4	1.06	0.00	2.10	90
5	-321.8	-979.6	2189.1	0.00	1.06	2.10	90
VIGA 4							
1	161.9	-377.8	662.5	0.50	0.50	2.10	90

VIG 2	2	168.3	-172.4	508.7	0.50	0.50	2.10	70
	3	156.4	20.3	201.4	0.50	0.00	2.10	70
	4	66.1	25.3	363.9	0.50	0.00	2.10	70
	5	50.6	-175.8	483.9	0.50	0.50	2.10	70
VIG 4	1	104.0	-387.3	510.9	0.50	0.50	2.10	70
	2	113.8	-135.2	331.3	0.50	0.50	2.10	70
	3	-7.0	-52.2	393.2	0.00	0.50	2.10	70
	4	-170.6	-368.1	711.7	0.00	0.50	2.10	70
	5	-425.5	-882.4	888.2	0.00	1.01	2.10	70
VIG 5	1	-934.4	-1637.0	3318.9	0.00	1.06	2.10	70
	2	176.2	1550.4	2481.6	1.06	0.00	2.10	70
	3	377.7	2989.7	501.8	1.89	0.00	2.10	70
	4	2703.6	1938.6	2038.2	1.41	0.00	2.10	70
	5	-397.9	-1294.1	3302.1	0.00	1.06	2.10	70
VIG 7	1	76.4	-370.3	667.9	0.50	0.50	2.10	70
	2	155.4	-112.4	313.6	0.50	0.50	2.10	70
	3	148.9	32.3	208.8	0.50	0.00	2.10	70
	4	79.4	20.2	357.3	0.50	0.00	2.10	70
	5	68.0	-178.6	457.4	0.50	0.50	2.10	70
VIG 8	1	110.9	-422.6	551.1	0.50	0.50	2.10	70
	2	125.5	-147.4	371.5	0.50	0.50	2.10	70
	3	12.1	-43.9	384.8	0.50	0.50	2.10	70
	4	-141.1	-342.2	703.3	0.00	0.50	2.10	70
	5	3374.9	-859.7	859.7	0.00	0.97	2.10	70
VIG 9	1	-683.6	-1528.0	3209.7	0.00	1.06	2.10	70
	2	1732.4	1535.3	2352.4	1.06	0.00	2.10	70
	3	3457.4	2861.6	401.0	1.81	0.00	2.10	70
	4	2579.0	1837.6	1928.7	1.34	0.00	2.10	70
	5	-398.3	-1267.1	3190.6	0.00	1.06	2.10	70
VIG 10	1	67.0	-374.1	681.4	0.50	0.50	2.10	70
	2	150.2	-110.6	527.5	0.50	0.50	2.10	70
	3	152.3	39.3	220.7	0.50	0.00	2.10	70
	4	72.1	29.1	351.9	0.50	0.00	2.10	70
	5	83.5	-188.7	451.9	0.50	0.50	2.10	70
VIG 11	1	131.6	-387.2	507.6	0.50	0.50	2.10	70

3	120.7	-137.0	530.0	0.00	0.50	2.10	90
4	-2.6	-55.9	413.0	0.00	0.50	2.10	90
5	-173.5	-376.9	732.0	0.00	0.50	2.10	90
6	-427.7	-914.4	888.5	0.00	1.00	2.10	90

VIGA 12

1	-450.7	-1020.5	3311.7	0.00	1.00	2.10	90
2	1557.9	1557.8	2454.4	1.06	0.00	2.10	90
3	3599.2	2901.9	494.5	1.89	0.00	2.10	90
4	2075.0	1936.0	2045.4	1.40	0.00	2.10	90
5	-414.1	-1208.0	3309.4	0.00	1.00	2.10	90

VIGA 13

1	102.1	-214.7	303.1	0.50	0.50	2.10	90
2	139.5	-85.5	233.4	0.50	0.50	2.10	90
3	102.5	-26.2	173.9	0.50	0.50	2.10	90
4	-7.0	-43.9	333.4	0.00	0.50	2.10	90
5	-115.5	-194.5	407.5	0.00	0.50	2.10	90

VIGA 14

1	41.5	-411.5	664.5	0.50	0.50	2.10	90
2	191.6	-17.9	407.3	0.50	0.50	2.10	90
3	137.5	115.8	342.9	0.50	0.00	2.10	90
4	40.8	-207.2	750.2	0.50	0.50	2.10	90
5	-263.8	-770.8	1126.7	0.00	0.87	2.10	90

VIGA 15

1	-504.4	-1517.1	2365.4	0.00	1.00	2.10	90
2	1237.5	604.4	1510.8	1.06	0.00	2.10	90
3	1974.0	1711.2	347.5	1.06	0.00	2.10	90
4	1439.0	1105.7	1269.4	1.06	0.00	2.10	90
5	-321.0	-579.6	2109.1	0.00	1.00	2.10	90

PISO DE CIMA PARA TAIKU = 2

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS NECESSÁRIAS DOS PILARES

PILAR 1

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 9096.08 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 6988.92 KGF
 MOMENTO FLEXOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXO-COMPRESSÃO: 1916.30 KGF.M CURTANTELAS: 0A = 713.86 KGF QT = 376.03 KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 2.10 CM² - TRANSVERSAL POR FACE: AST/4 = 0.00 CM²/M

PILAR 2

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 16995.45 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 13713.49 KGF
 MOMENTO FLEXOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXO-COMPRESSÃO: 1856.07 KGF.M CURTANTELAS: 0A = 333.03 KGF QT = 350.78 KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 1.66 CM² - TRANSVERSAL POR FACE: AST/4 = 0.00 CM²/M

PILAR 3

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 16159.96 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 13223.21 KGf
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1650.97 KGFM CURTANCIAS: 0.00 CM2/M UY = 396.04 KGf
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 1.33 CM2 - TRANSVERSAL POR MEIO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 4

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 16923.59 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 13604.75 KGf
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1688.71 KGFM CURTANCIAS: 0.00 CM2/M UY = 396.88 KGf
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 1.36 CM2 - TRANSVERSAL POR MEIO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 5

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 9096.66 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 6968.92 KGf
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1987.24 KGFM CURTANCIAS: 0.00 CM2/M UY = 316.03 KGf
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 2.22 CM2 - TRANSVERSAL POR MEIO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 6

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 13598.57 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 11248.77 KGf
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 4036.93 KGFM CURTANCIAS: 0.00 CM2/M UY = 616.69 KGf
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 3.42 CM2 - TRANSVERSAL POR MEIO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 7

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 20973.10 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 16462.14 KGf
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 2749.23 KGFM CURTANCIAS: 0.00 CM2/M UY = 831.15 KGf
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 1.45 CM2 - TRANSVERSAL POR MEIO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 8

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 18466.22 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 14537.74 KGf
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1705.91 KGFM CURTANCIAS: 0.00 CM2/M UY = 530.18 KGf
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 1.45 CM2 - TRANSVERSAL POR MEIO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 9

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 20565.35 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 16135.03 KGf
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 1940.53 KGFM CURTANCIAS: 0.00 CM2/M UY = 517.76 KGf
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 1.94 CM2 - TRANSVERSAL POR MEIO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 10

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 13618.67 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 11316.95 KGf
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 3956.54 KGFM CURTANCIAS: 0.00 CM2/M UY = 816.69 KGf
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 3.33 CM2 - TRANSVERSAL POR MEIO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 11

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 21379.46 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 16567.92 KGf
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 5193.21 KGFM CURTANCIAS: 0.00 CM2/M UY = 1484.54 KGf
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTOT/4 = 4.40 CM2 - TRANSVERSAL POR MEIO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 12

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 31367.11 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 25910.01 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 4892.46 KGFM CURTANCIAS: QX = 008.00 KGF QY = 1913.49 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.17 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 13

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 27016.01 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 22709.52 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 4474.18 KGFM CURTANCIAS: QX = 259.01 KGF QY = 1901.21 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 3.45 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 14

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 31515.36 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 25855.57 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 5077.24 KGFM CURTANCIAS: QX = 008.00 KGF QY = 2044.10 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.42 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 15

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 21379.46 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 18507.92 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 5195.21 KGFM CURTANCIAS: QX = 1427.71 KGF QY = 1454.54 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.40 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 16

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 15478.43 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 12859.03 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 4750.90 KGFM CURTANCIAS: QX = 1158.08 KGF QY = 1098.52 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.16 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 17

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 25277.60 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 22000.03 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 5001.47 KGFM CURTANCIAS: QX = 500.22 KGF QY = 2076.04 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.05 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 18

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 24270.00 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 20274.34 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 4620.97 KGFM CURTANCIAS: QX = 275.70 KGF QY = 2121.88 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 3.03 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 19

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 20313.14 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 21931.07 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 5107.90 KGFM CURTANCIAS: QX = 500.22 KGF QY = 2132.74 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.14 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 20

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 15478.43 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 12859.03 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 4750.90 KGFM CURTANCIAS: QX = 1158.08 KGF QY = 1098.52 KGF
 ARRANJADAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.16 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS NECESSÁRIAS DAS VIGAS NA DIREÇÃO X

VIGA	NUM. MÁXIMO (KGF/M)	NUM. MÍNIMO (KGF/M)	CORRIANTE (KGF)	ARMAD. INF. (CM2)	ARMAD. SUP. (CM2)	ARM. TRANSV. (CM2/M)	ANGULO
VIGA 1	1	-939.2	-1824.4	4349.4	0.00	1.06	2.10
	2	2426.8	1726.2	2057.6	1.26	0.00	2.10
	3	3121.1	2823.4	559.7	1.63	0.00	2.10
	4	1129.9	831.9	2813.1	1.06	0.00	2.10
	5	-3054.1	-3994.2	4978.9	0.00	2.11	2.10
VIGA 2	1	-2881.5	-3736.3	4359.2	0.00	1.97	2.10
	2	1124.9	-114.3	2426.9	1.06	1.06	2.10
	3	1316.5	1122.0	272.3	1.06	0.00	2.10
	4	427.5	190.2	1908.2	1.06	0.00	2.10
	5	-2271.6	-3046.1	3814.6	0.00	1.57	2.10
VIGA 3	1	-2271.6	-3046.1	4026.1	0.00	1.57	2.10
	2	457.5	190.2	2119.8	1.06	0.00	2.10
	3	1316.5	1122.0	248.8	1.06	0.00	2.10
	4	1124.9	-114.3	2241.4	1.06	1.06	2.10
	5	-2881.5	-3736.3	4147.7	0.00	1.97	2.10
VIGA 4	1	-3054.1	-3994.2	5235.5	0.00	2.11	2.10
	2	1129.9	831.9	3059.7	1.06	0.00	2.10
	3	3121.1	2823.4	629.4	1.63	0.00	2.10
	4	2426.8	1726.2	1830.2	1.26	0.00	2.10
	5	-939.2	-1824.4	4092.8	0.00	1.06	2.10
VIGA 5	1	-1702.3	-3273.4	6017.5	0.00	1.71	2.37
	2	2451.6	1690.3	3141.7	1.49	0.00	2.10
	3	4065.9	2941.0	588.8	2.15	0.00	2.10
	4	1360.1	795.8	3977.0	1.06	0.00	2.10
	5	-3612.1	-5810.1	6352.5	0.00	3.07	2.56
VIGA 6	1	-3328.2	-5059.7	5512.8	0.00	2.73	2.10
	2	168.2	-140.3	3510.3	1.06	1.06	2.10
	3	1942.2	1401.6	335.2	1.06	0.00	2.10
	4	2038.6	271.3	2839.8	1.06	0.00	2.10
	5	-2713.5	-4060.3	4842.3	0.00	2.15	2.10
VIGA 7	1	-3328.2	-5059.7	5512.8	0.00	2.73	2.10
	2	168.2	-140.3	3510.3	1.06	1.06	2.10
	3	1942.2	1401.6	335.2	1.06	0.00	2.10
	4	2038.6	271.3	2839.8	1.06	0.00	2.10
	5	-2713.5	-4060.3	4842.3	0.00	2.15	2.10

1	-2808.2	-4054.4	5043.5	0.00	2.15	2.10	90
2	526.4	261.1	3041.0	1.06	0.00	2.10	90
3	1913.0	1424.6	210.4	1.06	0.00	2.10	90
4	102.7	-34.5	3304.1	1.06	1.06	2.10	90
5	-3421.4	-4889.4	5311.6	0.00	2.03	2.10	90

V16A 6

1	-3614.0	-5366.9	6624.3	0.00	2.92	2.72	90
2	1414.5	956.6	4253.8	1.06	0.00	2.10	90
3	4191.2	2939.9	644.5	2.23	0.00	2.10	90
4	2916.1	1720.1	2664.9	1.52	0.00	2.10	90
5	-1706.9	-3222.8	5740.7	0.00	1.69	2.22	90

V16A 9

1	-2486.4	-4003.5	6766.7	0.00	2.12	2.74	90
2	2995.7	1434.6	3666.7	1.56	0.00	2.10	90
3	474.2	3471.3	734.8	2.45	0.00	2.10	90
4	1306.9	864.4	4542.1	1.06	0.00	2.10	90
5	-4377.4	-6125.8	6610.4	0.00	3.40	2.82	90

V16A 10

1	-3477.0	-5374.0	5666.7	0.00	2.92	2.17	90
2	19.9	-262.0	3752.9	1.06	1.06	2.10	90
3	1493.0	1586.9	416.2	1.06	0.00	2.10	90
4	612.1	279.2	2920.5	1.06	0.00	2.10	90
5	-2866.9	-4097.4	4634.2	0.00	2.17	2.10	90

V16A 11

1	-2900.9	-4097.4	5053.1	0.00	2.17	2.10	90
2	612.1	279.2	3134.3	1.06	0.00	2.10	90
3	1493.0	1586.9	341.8	1.06	0.00	2.10	90
4	19.9	-262.0	3534.1	1.06	1.06	2.10	90
5	-3677.0	-5374.0	5447.4	0.00	2.92	2.10	90

V16A 12

1	-4377.0	-6125.8	7086.3	0.00	3.40	2.97	90
2	1396.9	864.4	4620.1	1.06	0.00	2.10	90
3	4574.2	3471.3	935.2	2.45	0.00	2.10	90
4	2795.7	1934.6	3566.7	1.56	0.00	2.10	90
5	-2486.4	-4003.5	6488.8	0.00	2.12	2.64	90

V16A 13

1	-1517.0	-2442.6	4633.8	0.00	1.24	2.10	90
2	265.7	1642.5	2536.0	1.23	0.00	2.10	90
3	365.4	2612.5	650.8	1.71	0.00	2.10	90
4	1024.7	721.7	3087.6	1.06	0.00	2.10	90
5	-3447.6	-4450.4	5191.4	0.00	2.38	2.10	90

V16A 14

1	2	3	4	5
-3105.2	87.2	1368.5	477.5	-2370.7
-3955.9	201.3	1252.2	170.2	-3109.8
4452.2	2597.2	323.2	2024.3	3612.6
0.00	1.06	1.06	1.06	0.00
2.08	1.06	0.00	1.62	2.10
2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
90	90	90	90	90

VIGA 15

1	2	3	4	5
-2370.7	477.5	1368.5	87.2	-3105.2
-3109.8	190.2	1252.2	170.2	-3955.9
4053.5	2198.5	296.8	2370.3	4204.5
0.00	1.06	1.06	1.06	0.00
1.62	0.00	0.00	2.08	2.10
2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
90	90	90	90	90

VIGA 16

1	2	3	4	5
-3497.6	1024.7	3265.4	2365.7	-1517.0
-4450.8	721.7	2612.5	1622.5	-2442.6
5674.7	3370.9	742.6	2860.9	4550.5
0.00	1.06	1.71	1.23	0.00
2.38	0.00	0.00	1.29	2.10
2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
90	90	90	90	90

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS NECESSÁRIAS DAS VIGAS NA DIREÇÃO Y

=====

SECAO MOM. MAXIMO MOM. MINIMO CUXIANTE ARMAD. INF. ARMAD. SUP. ARM. TRANSV. ANGULO

(KOPM) (KOPM) (KGF) (CM2) (CM2/M) (CM2/M) (GR)

=====

VIGA 1

1	2	3	4	5
224.1	-804.6	2067.5	718.4	-210.1
414.6	-96.1	1323.1	1451.2	-1016.1
301.8	522.4	718.4	1451.2	2142.4
368.2	308.2	689.4	0.50	0.50
70.4	-210.1	1451.2	0.50	0.50
0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
90	90	90	90	90

VIGA 2

1	2	3	4	5
-100.1	1356.6	-2460.4	689.4	-175.6
447.3	-192.9	1471.2	1471.2	-175.6
397.7	308.2	689.4	0.50	0.50
127.1	-369.4	1422.9	0.50	0.50
-654.4	-175.6	2460.4	0.00	2.23
0.50	0.50	0.50	0.50	2.36
2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
90	90	90	90	90

VIGA 3

1	2	3	4	5
-1351.2	2522.4	3505.0	2456.0	-620.4
4251.4	-815.0	3073.6	1214.3	-3574.2
3450.1	900.1	2890.7	1449	4469.4
0.00	1.16	1.64	0.00	0.00
2.26	0.00	0.00	1.88	2.10
2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
90	90	90	90	90

VIGA 4

1	282.7	-925.7	2139.3	0.50	1.05	2.10	70
2	420.0	-127.3	1520.3	0.50	0.50	2.10	70
3	301.9	104.9	753.7	0.50	0.00	2.10	70
4	334.7	-254.6	1332.7	0.50	0.50	2.10	70
5	211.1	-1047.2	1767.6	0.50	1.20	2.10	70

VIGA 5

1	-109.0	-1452.5	2527.4	0.00	1.74	2.10	70
2	443.2	-213.4	1022.5	0.50	0.50	2.10	70
3	450.7	295.0	736.4	0.51	0.00	2.10	70
4	23.9	-403.7	2012.3	0.50	0.54	2.10	70
5	-831.2	-2127.6	2764.7	0.00	2.83	2.31	70

VIGA 6

1	-1857.5	-5145.6	6752.3	0.00	2.74	2.74	70
2	2003.8	1179.3	4630.0	1.46	0.00	2.10	70
3	5277.1	3069.6	1190.4	2.88	0.00	2.10	70
4	4014.0	1715.4	3501.4	2.13	0.00	2.10	70
5	-702.9	-4403.5	5937.4	0.00	2.36	2.33	70

VIGA 7

1	267.9	-938.0	2038.4	0.50	1.07	2.10	70
2	435.6	-239.8	1419.3	0.50	0.50	2.10	70
3	340.5	104.2	676.7	0.50	0.00	2.10	70
4	194.4	-175.6	1255.8	0.50	0.50	2.10	70
5	25.9	-931.4	1690.6	0.50	1.06	2.10	70

VIGA 8

1	-207.4	-1304.9	2402.1	0.00	1.54	2.10	70
2	371.0	-107.1	1617.2	0.50	0.50	2.10	70
3	444.7	303.8	669.4	0.50	0.00	2.10	70
4	51.1	-403.4	1444.8	0.50	0.51	2.10	70
5	-84.5	-2060.5	2697.2	0.00	2.71	2.23	70

VIGA 9

1	-1623.2	-5103.4	6052.3	0.00	2.81	2.73	70
2	2834.7	1072.3	4759.9	1.48	0.00	2.10	70
3	5099.1	3739.9	1123.5	2.76	0.00	2.10	70
4	3956.8	1565.5	3425.8	2.09	0.00	2.10	70
5	-731.4	-4484.5	5001.7	0.00	2.39	2.17	70

VIGA 10

1	269.5	-741.1	2048.1	0.50	1.07	2.10	70
2	439.7	-239.9	1429.1	0.50	0.50	2.10	70
3	342.3	108.4	674.4	0.50	0.00	2.10	70
4	203.4	-170.9	1253.4	0.50	0.50	2.10	70
5	30.7	-923.1	1688.3	0.50	1.05	2.10	70

VIGA 11

1	399.9	-94.3	2417.2	0.00	1.46	2.10	90
2	430.4	355.2	1572.3	0.50	0.50	2.10	90
3	23.1	-500.1	1475.0	0.50	0.00	2.10	90
4	-62.9	-2119.9	2727.4	0.00	2.82	2.26	90

VIGA 12

1	-1733.8	-5354.9	6636.3	0.00	2.91	2.83	90
2	2954.5	1069.2	4914.0	0.00	0.00	2.10	90
3	5200.9	3872.7	1264.4	2.87	0.00	2.10	90
4	4094.3	1664.1	3825.2	2.17	0.00	2.10	90
5	-788.5	-4558.5	5853.5	0.00	2.44	2.26	90

VIGA 13

1	224.1	-804.6	2087.5	0.50	0.91	2.10	90
2	414.6	-95.1	1323.1	0.50	0.50	2.10	90
3	301.6	252.4	718.4	0.50	0.00	2.10	90
4	329.2	-210.1	1451.2	0.50	0.50	2.10	90
5	70.4	-1016.1	2142.4	0.50	1.16	2.10	90

VIGA 14

1	-100.1	-1336.6	2480.4	0.00	1.56	2.10	90
2	447.3	-192.9	1471.2	0.50	0.50	2.10	90
3	397.7	300.2	689.4	0.50	0.00	2.10	90
4	127.1	-369.4	1822.9	0.50	0.50	2.10	90
5	-634.4	-1775.6	2805.4	0.00	2.23	2.35	90

VIGA 15

1	-1351.2	-4251.4	5509.7	0.00	2.26	2.10	90
2	2732.4	815.0	3456.1	1.16	0.00	2.10	90
3	3505.0	3075.6	900.1	1.84	0.00	2.10	90
4	2020.0	1214.3	2890.7	1.49	0.00	2.10	90
5	-620.4	-3579.2	4989.4	0.00	1.88	2.10	90

PISO DE CIMA PARA BAIXO = 3

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS NECESSÁRIAS DOS PILARES

PILAR 1

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 16010.72 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 11868.50 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEÇOCOMPRESSÃO: 3451.15 KGF.M CORTANTES: Vx = 1221.35 KGF Qy = 663.79 KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: AST01/4 = 2.50 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 2

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 29468.75 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 22571.17 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEÇOCOMPRESSÃO: 2920.57 KGF.M CORTANTES: Vx = 564.46 KGF Qy = 710.12 KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: AST01/4 = 1.58 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 3	<p>FORÇA NORMAL MÁXIMA = 27329.75 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 21113.60 KGF</p> <p>MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 2516.63 KGF.M CURTANIEIS: 0X = 383.56 KGF QY = 661.18 KGF</p> <p>ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 1.25 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M</p>
PILAR 4	<p>FORÇA NORMAL MÁXIMA = 29314.97 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 22702.11 KGF</p> <p>MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 2853.43 KGF.M CURTANIEIS: 0X = 566.46 KGF QY = 682.61 KGF</p> <p>ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 1.50 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M</p>
PILAR 5	<p>FORÇA NORMAL MÁXIMA = 16810.72 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 11866.30 KGF</p> <p>MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 3451.15 KGF.M CURTANIEIS: 0X = 1221.35 KGF QY = 663.79 KGF</p> <p>ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 2.50 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M</p>
PILAR 6	<p>FORÇA NORMAL MÁXIMA = 24076.59 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 17572.85 KGF</p> <p>MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 3980.84 KGF.M CURTANIEIS: 0X = 1325.89 KGF QY = 689.33 KGF</p> <p>ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 2.85 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M</p>
PILAR 7	<p>FORÇA NORMAL MÁXIMA = 37287.26 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 29491.01 KGF</p> <p>MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 3050.33 KGF.M CURTANIEIS: 0X = 606.09 KGF QY = 790.42 KGF</p> <p>ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 2.10 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M</p>
PILAR 8	<p>FORÇA NORMAL MÁXIMA = 33227.29 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 25517.07 KGF</p> <p>MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 3003.05 KGF.M CURTANIEIS: 0X = 406.20 KGF QY = 832.50 KGF</p> <p>ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 1.83 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M</p>
PILAR 9	<p>FORÇA NORMAL MÁXIMA = 36891.24 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 28194.07 KGF</p> <p>MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 3427.81 KGF.M CURTANIEIS: 0X = 639.01 KGF QY = 879.65 KGF</p> <p>ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 2.59 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M</p>
PILAR 10	<p>FORÇA NORMAL MÁXIMA = 24117.05 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 17005.33 KGF</p> <p>MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 3998.90 KGF.M CURTANIEIS: 0X = 1333.10 KGF QY = 689.33 KGF</p> <p>ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 2.87 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M</p>
PILAR 11	<p>FORÇA NORMAL MÁXIMA = 36557.09 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 31158.04 KGF</p> <p>MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 8257.18 KGF.M CURTANIEIS: 0X = 2142.53 KGF QY = 2491.07 KGF</p> <p>ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 5.19 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M</p>

PILAR 12

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 53537.58 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 43146.92 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 7051.43 KGF.M CURVATURES: $\alpha_x = 826.04$ KGF $\alpha_y = 2700.93$ KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.78 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 13

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 47669.02 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 38201.34 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 6515.52 KGF.M CURVATURES: $\alpha_x = 449.43$ KGF $\alpha_y = 2828.33$ KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 3.86 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 14

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 53850.69 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 43022.66 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 6994.92 KGF.M CURVATURES: $\alpha_x = 826.04$ KGF $\alpha_y = 2608.47$ KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.74 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 15

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 36557.09 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 31158.05 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 8257.18 KGF.M CURVATURES: $\alpha_x = 2142.53$ KGF $\alpha_y = 2491.07$ KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 5.19 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 16

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 27439.18 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 21552.50 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 7092.71 KGF.M CURVATURES: $\alpha_x = 1548.24$ KGF $\alpha_y = 2479.04$ KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.34 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 17

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 44278.48 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 35490.82 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 7204.35 KGF.M CURVATURES: $\alpha_x = 762.81$ KGF $\alpha_y = 3051.73$ KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.40 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 18

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 40938.77 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 32547.74 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 6740.08 KGF.M CURVATURES: $\alpha_x = 467.32$ KGF $\alpha_y = 2965.81$ KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 3.79 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 19

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 44240.50 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 35353.10 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 7175.64 KGF.M CURVATURES: $\alpha_x = 762.81$ KGF $\alpha_y = 3036.42$ KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.37 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 20

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 27439.19 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 21552.50 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 7092.71 KGF.M CURVATURES: $\alpha_x = 1548.24$ KGF $\alpha_y = 2479.04$ KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 4.34 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS NECESSÁRIAS DAS VIGAS NA DIREÇÃO A

SEÇÃO	MOM. MÁXIMO (KGFM)	MOM. MÍNIMO (KGFM)	CURTANTE (KGF)	ARMAD. INF. (CM2)	ARMAD. SUP. (CM2)	ARM. TRANSV. (CM2/M)	ÂNGULO
VIGA 1							
1	-1210.7	-2737.2	4603.0	0.00	1.42	2.10	90
2	2117.2	1170.2	2321.1	1.09	0.00	2.10	90
3	2655.0	2342.7	541.9	0.00	0.00	2.10	90
4	1110.7	623.1	2675.2	1.06	0.00	2.10	90
5	-2764.2	-4173.3	4725.4	0.00	2.22	2.10	90
VIGA 2							
1	-2516.8	-3744.0	4391.3	0.00	1.97	2.10	90
2	321.1	-93.1	2485.0	1.06	1.06	2.10	90
3	1376.2	1193.7	304.4	1.06	0.00	2.10	90
4	550.9	73.5	2421.9	1.06	0.00	2.10	90
5	-2134.0	-3333.9	3744.5	0.00	1.75	2.10	90
VIGA 3							
1	-2136.0	-3333.9	4188.1	0.00	1.75	2.10	90
2	550.9	73.5	2281.8	1.06	0.00	2.10	90
3	1376.2	1193.7	250.0	1.06	0.00	2.10	90
4	321.1	-93.1	2186.3	1.06	1.06	2.10	90
5	-2516.8	-3744.0	3985.7	0.00	1.97	2.10	90
VIGA 4							
1	-2784.2	-4173.3	5194.5	0.00	2.22	2.10	90
2	1110.7	623.1	3032.7	1.06	0.00	2.10	90
3	2055.0	2342.7	572.3	1.49	0.00	2.10	90
4	2117.2	1170.2	2004.5	1.00	0.00	2.10	90
5	-1210.7	-2737.2	4129.9	0.00	1.42	2.10	90
VIGA 5							
1	-1495.1	-4177.7	6274.7	0.00	2.22	2.52	90
2	2534.6	1212.5	3403.9	1.33	0.00	2.10	90
3	3631.9	2722.0	202	2.02	0.00	2.10	90
4	1400.1	645.8	3714.8	1.06	0.00	2.10	90
5	-3313.4	-5717.7	6070.3	0.00	3.14	2.41	90
VIGA 6							
1	-2938.5	-4409.3	5515.3	0.00	2.69	2.10	90
2	419.5	-94.3	3512.4	1.06	1.06	2.10	90
3	2001.0	1457.1	337.4	1.06	0.00	2.10	90
4	642.3	137.1	2837.2	1.06	0.00	2.10	90
5	-2590.9	-4404.5	4839.7	0.00	2.35	2.10	90

VIGA 7

1	-2664.2	-4377.6	5211.9	0.00	2.33	2.10	70
2	602.7	123.8	3209.4	1.06	0.00	2.10	70
3	1951.5	1443.7	288.7	1.06	0.00	2.10	70
4	298.3	-59.4	3140.6	1.06	1.06	2.10	70
5	-3089.9	-4927.5	5143.1	0.00	2.65	2.10	70

VIGA 8

1	-3394.5	-5601.1	6610.3	0.00	3.06	2.71	70
2	1365.3	733.8	4234.8	1.06	0.00	2.10	70
3	3908.5	2713.5	675.5	2.07	0.00	2.10	70
4	2611.0	1244.9	2883.9	1.06	0.00	2.10	70
5	-1875.5	-4090.6	5759.7	0.00	2.17	2.23	70

VIGA 9

1	-2003.7	-5021.7	7031.5	0.00	2.71	2.94	70
2	2532.8	1363.8	4131.5	1.31	0.00	2.10	70
3	4187.6	3185.8	708.9	2.22	0.00	2.10	70
4	1224.1	598.7	4277.3	1.06	0.00	2.10	70
5	-4152.8	-6359.7	6545.6	0.00	3.55	2.67	70

VIGA 10

1	-3349.9	-5247.4	5664.0	0.00	2.85	2.17	70
2	325.4	-158.2	3750.2	1.06	1.06	2.10	70
3	2113.9	1670.9	413.5	1.09	0.00	2.10	70
4	730.2	140.5	2923.2	1.06	0.00	2.10	70
5	-2735.8	-4494.3	4836.9	0.00	2.40	2.10	70

VIGA 11

1	-2735.8	-4494.3	5295.7	0.00	2.40	2.10	70
2	730.2	140.6	3381.9	1.06	0.00	2.10	70
3	2113.9	1670.9	370.7	1.09	0.00	2.10	70
4	325.4	-138.2	3291.5	1.06	1.06	2.10	70
5	-3549.9	-5247.4	5205.2	0.00	2.85	2.10	70

VIGA 12

1	-4152.8	-6359.7	7023.4	0.00	3.55	2.94	70
2	1224.1	598.7	4755.2	1.06	0.00	2.10	70
3	4187.6	3185.8	870.3	2.22	0.00	2.10	70
4	2532.8	1363.8	3653.7	1.31	0.00	2.10	70
5	-2843.5	-5021.7	6553.7	0.00	2.71	2.67	70

VIGA 13

1	-2102.7	-3777.0	5191.9	0.00	1.99	2.10	70
2	1782.1	904.2	2896.1	1.06	0.00	2.10	70
3	2837.9	2416.4	562.4	1.48	0.00	2.10	70
4	1502.7	488.3	2919.6	1.06	0.00	2.10	70
5	-3109.8	-4566.0	4939.8	0.00	2.44	2.10	70

VIGA 14

1	-2520.0	-3124.0	4448.4	0.00	2.02	2.10	90
2	420.7	-94.4	2593.3	1.06	1.00	2.10	90
3	1471.4	1346.0	319.4	1.00	0.00	2.10	90
4	516.4	39.3	2258.3	1.06	0.00	2.10	90
5	-2256.5	-3526.6	4048.6	0.00	1.85	2.10	90

VIGA 15

1	-2226.5	-3529.6	4303.2	0.00	1.85	2.10	90
2	576.4	34.3	2448.1	1.06	0.00	2.10	90
3	1471.4	1346.0	308.7	1.00	0.00	2.10	90
4	426.7	-94.4	2302.1	1.06	1.00	2.10	90
5	-2520.0	-3528.0	4170.4	0.00	2.02	2.10	90

VIGA 18

1	-3159.8	-4505.0	5041.8	0.00	2.44	2.10	90
2	1882.7	-409.3	3258.0	1.06	0.00	2.10	90
3	2837.9	2415.4	607.7	1.48	0.00	2.10	90
4	1782.1	909.2	2394.6	1.06	0.00	2.10	90
5	-2152.7	-3777.0	4753.4	0.00	1.99	2.10	90

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ABAZADAS NECESSARIAS DAS VIGAS NA DIREÇÃO Y

VIGA	POS. MÁXIMO (Kg/cm)	POS. MÍNIMO (Kg/cm)	CURTANTE (Kg)	ARMAD. INF. (Cm ²)	ARMAD. SUP. (Cm ²)	ARM. TRANSV. (Cm ² /m)	ANGULO
------	---------------------	---------------------	---------------	--------------------------------	--------------------------------	-----------------------------------	--------

VIGA 1

1	554.9	-1463.4	2735.1	0.62	1.76	2.22	90
2	579.6	-463.3	1990.7	0.64	0.51	2.10	90
3	296.3	185.0	1131.9	0.50	0.00	2.10	90
4	514.7	-347.5	1618.4	0.57	0.50	2.10	90
5	560.0	-1302.8	2509.6	0.60	1.54	2.10	90

VIGA 2

1	57.3	-1849.4	2610.5	0.50	2.03	2.33	90
2	528.0	-315.3	1601.2	0.60	0.50	2.10	90
3	429.4	360.6	604.0	0.50	0.00	2.10	90
4	370.4	-370.6	1937.6	0.50	0.50	2.10	90
5	-223.3	-1861.8	2920.1	0.00	2.37	2.50	90

VIGA 3

1	-281.8	-5885.4	5949.1	0.00	3.24	2.36	90
2	2435.5	-209.3	3945.5	1.26	1.00	2.10	90
3	2996.5	2505.5	1309.5	1.50	0.00	2.10	90
4	2416.3	-115.5	3003.5	1.52	1.06	2.10	90
5	114.7	-5873.8	5702.2	1.06	3.23	2.16	90

VIGA 4

1	6205.6	-1487.3	2710.4	0.70	1.80	2.17	70
2	583.5	-423.4	2091.4	0.65	0.53	2.10	70
3	306.0	135.3	1127.5	0.50	0.00	2.10	70
4	499.9	-389.6	1708.5	0.55	0.50	2.10	70
5	612.4	-1327.3	2141.4	0.68	1.57	2.10	70

VIGA 5

1	19.9	-1744.5	2931.0	0.50	2.26	2.48	70
2	536.2	-326.7	2086.0	0.59	0.50	2.10	70
3	530.5	390.7	812.2	0.59	0.00	2.10	70
4	324.0	-435.2	2087.6	0.50	0.50	2.10	70
5	-324.5	-2072.4	2890.0	0.00	2.77	2.40	70

VIGA 6

1	-706.5	-7150.5	7244.2	0.00	4.08	3.06	70
2	2718.8	-73.3	5321.8	1.41	1.06	2.10	70
3	4417.4	3150.0	1872.2	2.56	0.00	2.10	70
4	3577.9	170.4	4297.1	1.75	0.00	2.10	70
5	-420.6	-7124.5	6377.4	0.00	4.06	2.57	70

VIGA 7

1	614.7	-1455.7	2588.6	0.68	1.75	2.10	70
2	573.1	-502.9	1787.6	0.66	0.50	2.10	70
3	337.0	67.1	1074.3	0.50	0.00	2.10	70
4	175.9	-335.6	1853.3	0.50	0.50	2.10	70
5	443.5	-1601.0	2088.2	0.50	1.48	2.10	70

VIGA 8

1	-674.4	-1725.0	2924.4	0.00	2.15	2.50	70
2	481.2	-280.7	2079.5	0.53	0.50	2.10	70
3	300.7	432.2	752.1	0.59	0.00	2.10	70
4	374.2	-413.3	2027.5	0.50	0.50	2.10	70
5	-283.1	-2030.5	2779.9	0.00	2.66	2.33	70

VIGA 9

1	-857.3	-7200.8	7185.7	0.00	4.11	3.02	70
2	2797.7	-200.9	5243.4	1.43	1.06	2.10	70
3	4173.6	3063.1	1886.9	2.23	0.00	2.10	70
4	3009.7	85.2	4207.2	1.50	0.00	2.10	70
5	-242.3	-7084.8	6237.5	0.00	4.03	2.52	70

VIGA 10

1	827.8	-1483.7	2828.5	0.70	1.79	2.10	70
2	597.4	-512.2	2007.4	0.67	0.57	2.10	70
3	337.5	73.7	1887.8	0.50	0.00	2.10	70
4	401.1	-337.8	1888.8	0.50	0.50	2.10	70
5	472.1	-1288.1	2101.7	0.53	1.49	2.10	70

Vista 11

1	-41.8	-1003.2	2869.8	0.00	2.09	2.44	90
2	493.8	-252.1	2024.9	0.55	0.50	2.10	90
3	509.7	430.5	777.6	0.56	0.00	2.10	90
4	330.1	-435.1	2053.0	0.50	0.50	2.10	90
5	-353.5	-2073.0	2805.4	0.00	2.74	2.56	90

Vista 12

1	-822.9	-7306.3	7307.8	0.00	4.19	3.10	90
2	2730.9	-140.8	5355.5	1.44	1.06	2.10	90
3	4414.1	3152.7	1755.9	2.35	0.00	2.10	90
4	3769.8	132.7	4334.3	1.99	0.00	2.10	90
5	-279.5	-7200.7	6412.7	0.00	4.11	2.59	90

Vista 13

1	556.7	-1453.4	2735.1	0.62	1.76	2.22	90
2	579.6	-463.3	1990.7	0.84	0.51	2.10	90
3	276.9	177.0	1131.9	0.50	0.00	2.10	90
4	502.7	-347.5	1816.4	0.57	0.50	2.10	90
5	560.0	-1302.8	2509.6	0.60	1.54	2.10	90

Vista 14

1	57.3	-1647.4	2810.5	0.50	2.03	2.33	90
2	536.0	-317.3	1501.2	0.60	0.50	2.10	90
3	429.4	300.6	604.0	0.50	0.00	2.10	90
4	370.4	-390.6	1937.5	0.50	0.50	2.10	90
5	-668.3	-1301.8	2920.1	0.00	2.37	2.50	90

Vista 15

1	-201.3	-5885.4	5993.1	0.00	3.24	2.36	90
2	2425.5	-209.8	3945.5	1.26	1.06	2.10	90
3	2956.5	2505.5	1367.5	1.56	0.00	2.10	90
4	2910.3	-175.5	3603.5	1.52	1.06	2.10	90
5	21.7	-5673.6	5702.2	1.06	3.23	2.16	90

PISO DE CIMA PARA BAIXO = 4

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS NECESSÁRIAS DOS PILARES

Pilar 1

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 25117.10 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 16306.49 KGF
 MOMENTO FLEXÃO DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXO-COMPRESSÃO: 3539.23 KGF.M CORTANTES: Q_A = 1170.00 KGF Q_T = 627.59 KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FASE: AS10/4 = 2.30 CM² - TRANSVERSAL POR MÉTRIO: AS1 = 0.00 CM²/M

Pilar 2

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 42179.10 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 30900.91 KGF

MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 3167.52 KGFM CURTANIES: UA = 689.97 KGf QY = 493.17 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 2920.95 KGFM CURTANIES: UA = 0.00 CMZ/M

PILAR 3

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 39193.07 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 29906.41 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 2920.95 KGFM CURTANIES: UA = 614.22 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 2920.95 KGFM CURTANIES: UA = 0.00 CMZ/M

PILAR 4

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 42034.90 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 31022.00 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 3174.74 KGFM CURTANIES: UA = 500.94 KGf QY = 500.94 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 2462 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CMZ/M

PILAR 5

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 25117.10 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 16306.44 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 3539.23 KGFM CURTANIES: UA = 627.38 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 2.30 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CMZ/M

PILAR 6

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 35367.44 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 27055.52 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 6596.67 KGFM CURTANIES: UA = 1406.32 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 3.62 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CMZ/M

PILAR 7

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 53936.60 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 40062.96 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 4688.97 KGFM CURTANIES: UA = 1247.38 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 2.26 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CMZ/M

PILAR 8

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 40656.77 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 30572.74 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 4849.38 KGFM CURTANIES: UA = 1459.42 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 1.96 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CMZ/M

PILAR 9

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 53546.59 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 40386.27 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 4034.00 KGFM CURTANIES: UA = 1231.01 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 2.18 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CMZ/M

PILAR 10

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 35407.44 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 27667.45 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 6596.67 KGFM CURTANIES: UA = 1406.32 KGf
 MOMENTO FLEXOR DE CALCULO NA SITUAÇÃO DE FLEAUCOMPRESSÃO: 3.62 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CMZ/M

PILAR 11

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 52072.37 KGf FORÇA NORMAL MÍNIMA = 43399.29 KGf

MAXIMO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 8226.52 KGF/M CORTANTES: UA = 1931.06 KGF QY = 2603.63 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 5.93 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CM2/M

12
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 76066.51 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 60359.92 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 9637.13 KGF/M CORTANTES: UA = 1340.94 KGF QY = 3756.90 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 5.10 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CM2/M

13
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 67821.35 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 53589.02 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 7115.01 KGF/M CORTANTES: UA = 480.91 KGF QY = 3012.00 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 6.02 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CM2/M

14
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 76379.20 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 60244.62 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 9660.65 KGF/M CORTANTES: UA = 1340.94 KGF QY = 3763.30 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 5.14 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CM2/M

15
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 52072.37 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 43399.29 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 8226.52 KGF/M CORTANTES: UA = 1791.00 KGF QY = 2603.63 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 5.93 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CM2/M

16
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 39946.11 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 29842.19 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 8094.56 KGF/M CORTANTES: UA = 1050.02 KGF QY = 2495.00 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 5.04 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CM2/M

17
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 62713.22 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 48404.72 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 7450.74 KGF/M CORTANTES: UA = 887.53 KGF QY = 3064.55 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 5.94 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CM2/M

18
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 58976.91 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 44494.62 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 7239.91 KGF/M CORTANTES: UA = 592.23 KGF QY = 3076.23 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 5.32 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CM2/M

19
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 62779.93 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 48274.94 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 7455.06 KGF/M CORTANTES: UA = 887.53 KGF QY = 3064.55 KGF
 MOMENTO FLETO DE CALCULO NA SITUACAO DE FLEXUOCOMPRESSAO: 5.95 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CM2/M

20
 FORÇA NORMAL MÁXIMA = 39946.11 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 29842.19 KGF

PROJETO DE CÁLCULO DE VIGAS DE TRESCORROS: A094.57 KGFM CURVANTES: 0A = 0.00 CM/CM
 DIMENSÃO DE VIGAS DE TRESCORROS: A094.57 KGFM CURVANTES: 0A = 0.00 CM/CM
 DIMENSÃO DE VIGAS DE TRESCORROS: A094.57 KGFM CURVANTES: 0A = 0.00 CM/CM

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMAÇURAS NECESSÁRIAS DAS VIGAS NA DIREÇÃO X

SEÇÃO	MOM. MÁXIMO (KGF.M)	MOM. MÍNIMO (KGF.M)	CURVANTE (KGF)	ARMAD. INF. (CM ²)	ARMAD. SUP. (CM ²)	ARM. TRANSV. (CM ² /M)	ÂNGULO
VIGA 1							
1	-1307.1	-3315.6	4704.9	0.00	1.74	2.10	90
2	197.1	0.0	2403.1	1.00	0.00	2.10	90
3	2675.7	2107.3	507.7	1.39	0.00	2.10	90
4	1103.4	435.8	2701.0	1.00	0.00	2.10	90
5	-2601.1	-4391.0	4700.5	0.00	2.34	2.10	90
VIGA 2							
1	-2267.4	-3603.2	4462.3	0.00	2.04	2.10	90
2	465.9	-147.4	2556.0	1.00	1.00	2.10	90
3	1404.1	1221.2	375.4	1.00	0.00	2.10	90
4	653.5	-16.7	2128.3	1.00	1.00	2.10	90
5	-1955.4	-3533.2	3900.9	0.00	1.66	2.10	90
VIGA 3							
1	-1955.4	-3533.2	4297.4	0.00	1.66	2.10	90
2	653.5	-16.7	2391.1	1.00	0.00	2.10	90
3	1404.1	1221.2	303.9	1.00	0.00	2.10	90
4	465.9	-147.4	2270.2	1.00	1.00	2.10	90
5	-2267.9	-3603.2	4042.9	0.00	2.04	2.10	90
VIGA 4							
1	-2001.1	-4391.0	5214.8	0.00	2.34	2.10	90
2	1103.4	435.8	3049.1	1.00	0.00	2.10	90
3	2675.7	2107.3	602.7	1.39	0.00	2.10	90
4	1103.4	435.8	2217.0	1.00	0.00	2.10	90
5	-1307.1	-3315.6	4273.1	0.00	1.74	2.10	90
VIGA 5							
1	-2133.2	-4799.6	6433.6	0.00	2.56	2.01	90
2	2230.0	800.8	3557.7	1.16	0.00	2.10	90
3	3557.7	2527.9	504.1	1.87	0.00	2.10	90
4	1307.1	452.7	3500.9	1.00	0.00	2.10	90
5	-3204.4	-5903.3	5936.4	0.00	3.25	2.33	90
VIGA 6							
1	-2617.3	-5040.6	5575.0	0.00	2.72	2.12	90
2	619.6	-110.6	3572.5	1.00	1.00	2.10	90
3	2011.1	1515.0	397.4	1.00	0.00	2.10	90
4	1103.4	-5.3	2777.6	1.00	1.00	2.10	90
5	-2389.7	-4718.6	4780.1	0.00	2.53	2.10	90

View 7

1	-2370.2	-4725.2	5424.4	0.00	2.54	2.10	YU
2	794.4	-7.3	3421.9	1.06	1.06	2.10	YU
3	2032.4	1518.2	374.6	1.06	0.00	2.10	YU
4	619.4	-120.9	2928.1	1.06	1.06	2.10	YU
5	-2603.9	-5044.9	4930.7	0.00	2.73	2.10	YU

View 8

1	-3205.4	-5913.3	6591.2	0.00	3.26	2.70	YU
2	1310.4	445.9	4215.8	1.06	0.00	2.10	YU
3	3591.4	2527.1	656.4	1.87	0.00	2.10	YU
4	2231.6	885.2	2902.9	1.16	0.00	2.10	YU
5	-2135.1	-4800.9	5778.8	0.00	2.58	2.2+	YU

View 9

1	-2955.4	-5501.0	7183.0	0.00	3.05	3.03	YU
2	2255.9	1051.5	4282.9	1.17	0.00	2.10	YU
3	3805.6	3016.6	753.1	2.05	0.00	2.10	YU
4	1195.7	293.0	4125.9	1.06	0.00	2.10	YU
5	-3975.7	-6737.0	6394.1	0.00	3.50	2.58	YU

View 10

1	-2191.4	-3502.4	5702.0	0.00	2.88	2.19	YU
2	649.5	-108.5	3788.2	1.06	1.06	2.10	YU
3	2232.4	1698.8	451.5	1.16	0.00	2.10	YU
4	794.9	91.0	2901.9	1.06	0.00	2.10	YU
5	-2613.5	-4730.6	4798.9	0.00	2.54	2.10	YU

View 11

1	-2613.4	-4730.6	5474.3	0.00	2.54	2.10	YU
2	794.9	91.0	3500.5	1.06	0.00	2.10	YU
3	2232.4	1698.8	420.2	1.16	0.00	2.10	YU
4	649.5	-108.5	3112.8	1.06	1.06	2.10	YU
5	-2891.4	-5502.4	5026.6	0.00	2.88	2.10	YU

View 12

1	-3975.7	-6737.0	7055.0	0.00	3.80	2.96	YU
2	1195.7	298.0	4788.8	1.06	0.00	2.10	YU
3	3805.6	3016.6	501.4	2.05	0.00	2.10	YU
4	2268.9	1051.5	3822.0	1.17	0.00	2.10	YU
5	-2900.4	-5501.0	6522.1	0.00	3.05	2.66	YU

View 13

1	-2147.0	-4307.0	5349.2	0.00	2.29	2.10	YU
2	1701.4	500.2	3053.4	1.06	0.00	2.10	YU
3	2703.5	2267.4	574.4	1.41	0.00	2.10	YU
4	1024.9	285.7	2971.6	1.06	0.00	2.10	YU
5	-2902.5	-4807.0	4991.7	0.00	2.58	2.10	YU

VIGA 14

1	-252.7	-390.9	4535.3	0.00	2.11	2.10	90
2	571.7	-156.6	2880.2	1.06	1.06	2.10	90
3	1500.9	1367.7	406.3	1.06	0.00	2.10	90
4	677.0	-62.7	2375.3	1.06	1.06	2.10	90
5	-2044.0	-3751.2	4163.5	0.00	1.98	2.10	90

VIGA 15

1	-2044.0	-3751.2	4422.5	0.00	1.98	2.10	90
2	897.0	-62.7	2567.5	1.06	1.06	2.10	90
3	1500.9	1367.7	397.9	1.06	0.00	2.10	90
4	571.7	-156.6	2471.3	1.06	1.06	2.10	90
5	-2252.7	-3760.9	4259.6	0.00	2.11	2.10	90

VIGA 16

1	-2902.5	-4607.0	5367.3	0.00	2.58	2.10	90
2	1024.9	268.7	3263.5	1.06	0.00	2.10	90
3	2703.6	2269.4	655.2	1.41	0.00	2.10	90
4	1701.4	580.2	2745.3	1.06	0.00	2.10	90
5	-2149.0	-4309.0	4696.2	0.00	2.29	2.10	90

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS NECESSÁRIAS DAS VIGAS NA DIREÇÃO Y

=====

SERVO	MOA. MÁXIMO (KGF/M)	MOA. MÍNIMO (KGF/M)	CORANTE (KGF)	ARMAD. INF. (CM2)	ARMAD. SUP. (CM2)	ARM. TRANSV. (CM2/M)	ÂNGULO
-------	---------------------	---------------------	---------------	-------------------	-------------------	----------------------	--------

=====

VIGA 1

1	933.6	-1670.3	3234.6	1.06	2.38	2.76	90
2	741.4	-647.6	2510.3	0.83	0.72	2.10	90
3	245.0	220.5	1051.5	0.50	0.00	2.10	90
4	774.2	-616.7	2323.4	0.87	0.68	2.10	90
5	4015.4	-1721.9	3014.6	1.16	2.24	2.45	90

VIGA 2

1	352.2	-2015.0	3114.5	0.50	2.63	2.70	90
2	704.5	-506.1	2105.3	0.79	0.50	2.10	90
3	489.6	342.6	1027.3	0.52	0.00	2.10	90
4	525.0	-492.8	2160.4	0.58	0.53	2.10	90
5	771.1	-2077.3	3143.4	0.50	2.74	2.73	90

VIGA 3

1	604.4	-7062.4	6449.4	1.06	4.03	2.58	90
2	2742.0	-670.4	4395.7	1.43	1.00	2.10	90
3	2835.2	2269.3	1397.7	1.48	0.00	2.10	90
4	3266.8	-973.0	4091.6	1.71	1.06	2.10	90
5	932.4	-7233.4	8190.2	1.06	4.15	2.44	90

VIGA 4

1	974.6	-1770.9	3030.4	1.11	2.18	2.49	YU
2	741.6	-503.9	2419.4	0.83	0.67	2.10	YU
3	266.5	162.0	1575.8	0.50	0.00	2.10	YU
4	660.6	-613.1	2134.8	0.74	0.68	2.10	YU
5	930.5	-1763.5	2559.7	1.05	2.21	2.10	YU

VIGA 5

1	331.4	-2132.4	5287.7	0.50	2.34	2.91	YU
2	702.6	-465.9	2442.7	0.79	0.51	2.10	YU
3	552.0	447.9	1075.0	0.81	0.00	2.10	YU
4	582.2	-554.5	2551.0	0.65	0.62	2.10	YU
5	131.5	-2300.4	3103.4	0.50	3.28	2.69	YU

VIGA 6

1	160.0	-8913.9	7751.1	1.06	5.39	3.32	YU
2	318.0	-1160.0	5828.7	1.03	1.05	2.23	YU
3	370.1	2907.3	2174.1	2.10	0.00	2.10	YU
4	3659.3	-501.5	4804.7	1.54	1.05	2.10	YU
5	242.1	-8403.3	6853.1	1.05	3.04	2.83	YU

VIGA 7

1	1020.4	-1900.4	3251.9	1.17	2.43	2.72	YU
2	752.4	-864.3	2622.9	0.84	0.74	2.10	YU
3	255.3	171.3	1643.5	0.50	0.00	2.10	YU
4	700.0	-655.3	2222.6	0.85	0.73	2.10	YU
5	1107.0	-1016.5	2837.4	1.28	2.30	2.10	YU

VIGA 8

1	312.6	-2225.5	3309.6	0.50	3.02	2.93	YU
2	700.3	-537.2	2164.7	0.78	0.50	2.10	YU
3	577.4	385.0	1032.5	0.64	0.00	2.10	YU
4	527.0	-265.8	2308.0	0.58	0.56	2.10	YU
5	80.3	-2278.5	3060.3	0.50	3.12	2.63	YU

VIGA 9

1	128.2	-8233.2	7511.6	1.06	4.86	3.18	YU
2	3030.2	-791.5	5589.2	1.58	1.06	2.10	YU
3	3700.0	2660.6	1752.8	2.09	0.00	2.10	YU
4	3752.0	-827.2	4839.8	1.54	1.06	2.10	YU
5	307.1	-8352.1	6716.0	1.06	4.95	2.73	YU

VIGA 10

1	977.3	-1743.5	3049.0	1.11	2.18	2.50	YU
2	740.4	-507.5	2429.4	0.83	0.67	2.10	YU
3	261.4	171.1	1584.8	0.50	0.00	2.10	YU
4	674.3	-613.1	2134.8	0.75	0.69	2.10	YU
5	930.5	-1763.5	2559.7	1.05	2.23	2.10	YU

VIS- 11

1	352.9	-2151.0	3300.0	0.50	2.87	2.82	90
2	707.1	-477.1	2455.0	0.79	0.53	2.10	90
3	554.2	445.5	1080.1	0.61	0.00	2.10	90
4	584.0	-559.6	2555.5	0.62	0.02	2.10	90
5	140.7	-2362.6	3107.9	0.50	3.26	2.69	90

VIS- 12

1	155.2	-8895.2	7743.0	1.05	5.38	3.31	90
2	3112.6	-1149.7	5820.6	1.63	1.06	2.23	90
3	3975.0	2908.4	2171.1	2.10	0.00	2.10	90
4	3681.1	-497.0	4200.3	1.94	1.06	2.10	90
5	224.9	-8458.9	6676.6	1.06	5.03	2.63	90

VIS- 13

1	933.6	-1870.3	3254.6	1.06	2.30	2.70	90
2	741.8	-647.6	2510.3	0.83	0.72	2.10	90
3	245.0	220.5	1651.5	0.50	0.00	2.10	90
4	774.2	-612.7	2323.4	0.87	0.68	2.10	90
5	1015.6	-1761.9	3014.0	1.16	2.24	2.45	90

VIS- 14

1	352.2	-2013.0	3114.5	0.50	2.63	2.70	90
2	704.5	-505.1	2105.3	0.79	0.56	2.10	90
3	469.6	342.6	1027.3	0.52	0.00	2.10	90
4	525.0	-462.6	2150.8	0.58	0.53	2.10	90
5	99.1	-2074.3	3143.4	0.50	2.74	2.73	90

VIS- 15

1	604.4	-7002.4	6449.4	1.05	4.03	2.58	90
2	2742.0	-670.4	4395.7	1.43	1.00	2.10	90
3	2895.2	2209.3	1639.7	1.48	0.00	2.10	90
4	3266.6	-973.0	4091.6	1.71	1.06	2.10	90
5	982.4	-7259.8	6190.2	1.06	4.15	2.44	90

PISO DE CIMA PARA BAIXO = 5

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS NECESSÁRIAS DOS PILARES

PILAR 1

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 34715.67 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 20426.14 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO = 5985.47 KGF.M CURTANTES: UA = 914.19 KGF UY = 1169.91 KGF
 ARMADURAS - LONGITUDINAL POR FACE: ASTO1/4 = 3.05 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: ASI = 0.00 CM2/M

PILAR 2



FORÇA NORMAL MÁXIMA = 55293.90 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 39340.20 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 6218.95 KGF.M CORTANTES: UA = 738.75 KGF UT = 1100.27 KGF
 DIMENSÕES - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 4.07 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AS1 = 0.00 CM2/M

PILAR 3

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 52157.81 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 35696.03 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 6112.75 KGF.M CORTANTES: UA = 620.94 KGF UT = 1000.45 KGF
 DIMENSÕES - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 3.68 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AS1 = 0.00 CM2/M

PILAR 4

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 56151.69 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 39459.85 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 5903.77 KGF.M CORTANTES: UA = 738.75 KGF UT = 1099.03 KGF
 DIMENSÕES - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 3.72 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AS1 = 0.00 CM2/M

PILAR 5

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 34715.67 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 20426.15 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 6217.53 KGF.M CORTANTES: UA = 914.14 KGF UT = 1109.91 KGF
 DIMENSÕES - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 3.27 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AS1 = 0.00 CM2/M

PILAR 6

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 47426.72 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 35933.44 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 7102.63 KGF.M CORTANTES: UA = 909.03 KGF UT = 1200.47 KGF
 DIMENSÕES - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 4.43 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AS1 = 0.00 CM2/M

PILAR 7

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 71512.55 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 52882.74 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 6554.85 KGF.M CORTANTES: UA = 721.33 KGF UT = 1190.28 KGF
 DIMENSÕES - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 5.75 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AS1 = 0.00 CM2/M

PILAR 8

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 64676.05 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 47420.48 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 6127.77 KGF.M CORTANTES: UA = 615.84 KGF UT = 1135.80 KGF
 DIMENSÕES - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 4.65 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AS1 = 0.00 CM2/M

PILAR 9

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 71127.40 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 52588.35 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 6247.21 KGF.M CORTANTES: UA = 721.94 KGF UT = 1199.13 KGF
 DIMENSÕES - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 5.38 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AS1 = 0.00 CM2/M

PILAR 10

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 47465.84 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 35900.91 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 6786.96 KGF.M CORTANTES: UA = 969.78 KGF UT = 1266.87 KGF
 DIMENSÕES - LONGITUDINAL POR FACE: AS101/4 = 4.13 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AS1 = 0.00 CM2/M

PILAR 11

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 68709.93 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 56476.09 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 11599.56 KGF.M CURIANES: UA = 1334.00 KGF UT = 2883.01 KGF
 ARAJUNAS - LONGITUDINAL POR FACE: AST01/4 = 6.37 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 12

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 99646.14 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 77931.91 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 10294.00 KGF.M CURIANES: UA = 801.00 KGF UT = 2644.00 KGF
 ARAJUNAS - LONGITUDINAL POR FACE: AST01/4 = 7.67 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 13

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 89276.60 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 69588.04 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 10053.31 KGF.M CURIANES: UA = 658.00 KGF UT = 2819.39 KGF
 ARAJUNAS - LONGITUDINAL POR FACE: AST01/4 = 6.51 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 14

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 99938.41 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 77815.82 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 10303.04 KGF.M CURIANES: UA = 801.00 KGF UT = 2643.69 KGF
 ARAJUNAS - LONGITUDINAL POR FACE: AST01/4 = 7.71 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 15

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 68709.93 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 56476.10 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 11599.56 KGF.M CURIANES: UA = 1334.00 KGF UT = 2883.01 KGF
 ARAJUNAS - LONGITUDINAL POR FACE: AST01/4 = 6.37 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 16

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 52988.52 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 37781.37 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 7680.27 KGF.M CURIANES: UA = 151.00 KGF UT = 1843.47 KGF
 ARAJUNAS - LONGITUDINAL POR FACE: AST01/4 = 5.42 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 17

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 82725.99 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 61875.04 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 10545.05 KGF.M CURIANES: UA = 990.70 KGF UT = 2629.99 KGF
 ARAJUNAS - LONGITUDINAL POR FACE: AST01/4 = 6.41 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 18

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 76374.60 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 56555.17 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 10102.31 KGF.M CURIANES: UA = 802.00 KGF UT = 2785.13 KGF
 ARAJUNAS - LONGITUDINAL POR FACE: AST01/4 = 5.54 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 19

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 82791.53 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 61745.28 KGF
 MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO NA SITUAÇÃO DE FLEXOCOMPRESSÃO: 10546.87 KGF.M CURIANES: UA = 990.70 KGF UT = 2629.99 KGF
 ARAJUNAS - LONGITUDINAL POR FACE: AST01/4 = 6.42 CM2 - TRANSVERSAL POR METRO: AST = 0.00 CM2/M

PILAR 20

FORÇA NORMAL MÁXIMA = 52988.63 KGF FORÇA NORMAL MÍNIMA = 37781.37 KGF
 MOM. DE FLUT. NA SITUAÇÃO DE FLAUCOMPRESSÃO: 7362.78 NDM CURTANES: UA = 757.05 KGF QY = 1843.47 KGF
 COEF. DE CORREÇÃO = 1.00 C-12/M

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO E ARMADURAS NECESSÁRIAS DAS VIGAS NA DIREÇÃO X

SEÇÃO	MOM. MÁXIMO (KGF.M)	MOM. MÍNIMO (KGF.M)	CURTANTE (KGF)	ARMAD. INF. (CM2)	ARMAD. SUP. (CM2)	ARM. TRANSV. (C-12/M)	AVULSO
VIGA 1							
1	-699.2	-3553.3	4043.7	0.00	1.87	2.10	70
2	2297.5	660.7	2561.4	1.14	0.00	2.10	70
3	2729.4	2114.4	603.6	1.42	0.00	2.10	70
4	1143.3	212.0	2936.9	1.06	0.00	2.10	70
5	-2450.2	-4910.4	4936.4	0.00	2.64	2.10	70
VIGA 2							
1	-2150.0	-4277.1	4026.4	0.00	2.28	2.10	70
2	494.5	-349.5	2740.6	1.06	1.06	2.10	70
3	1342.5	1100.0	500.0	1.06	0.00	2.10	70
4	441.9	-117.5	2190.4	1.06	1.06	2.10	70
5	-1501.0	-3695.5	3709.1	0.00	1.95	2.10	70
VIGA 3							
1	-1501.0	-3695.5	4308.0	0.00	1.95	2.10	70
2	441.9	-117.5	2451.7	1.06	1.06	2.10	70
3	1342.5	1100.0	500.0	1.06	0.00	2.10	70
4	441.9	-117.5	2453.2	1.06	1.06	2.10	70
5	-2150.0	-4277.1	4225.4	0.00	2.28	2.10	70
VIGA 4							
1	-2450.2	-4910.4	5436.7	0.00	2.84	2.10	70
2	1143.3	212.0	3293.0	1.06	0.00	2.10	70
3	2729.4	2114.4	602.6	1.42	0.00	2.10	70
4	2976.5	600.7	2303.8	1.14	0.00	2.10	70
5	-699.2	-3553.3	4359.9	0.00	1.87	2.10	70
VIGA 5							
1	-1572.4	-5012.3	6509.0	0.00	2.71	2.65	70
2	2560.5	118.7	3633.2	1.33	0.00	2.10	70
3	3016.5	2449.2	777.4	1.90	0.00	2.10	70
4	1373.9	277.2	3465.5	1.06	0.00	2.10	70
5	-3024.1	-6364.4	5661.0	0.00	3.57	2.28	70
VIGA 6							
1	-2486.4	-5444.5	5767.7	0.00	2.97	2.23	70
2	644.4	-303.2	3761.2	1.05	1.06	2.10	70

VIG 7	1	2021.4	1493.4	585.2	1.06	0.00	2.10	70
	2	966.1	-103.1	2700.1	1.06	1.06	2.10	70
	3	-2025.0	-4863.5	4532.4	0.00	2.62	2.10	70

VIG 7	1	-2021.6	-4063.2	5476.4	0.00	2.62	2.10	70
	2	507.0	-104.6	3473.9	1.06	1.06	2.10	70
	3	2021.1	1492.2	548.7	1.06	0.00	2.10	70
	4	543.6	-303.0	2911.9	1.06	1.06	2.10	70
	5	-2407.3	-5446.8	4875.7	0.00	2.97	2.10	70

VIG 8	1	-3023.4	-6388.5	6821.7	0.00	3.57	2.82	70
	2	1372.4	257.5	4446.2	1.06	0.00	2.10	70
	3	3617.5	2488.9	486.9	1.90	0.00	2.10	70
	4	2567.6	717.0	2830.8	1.33	0.00	2.10	70
	5	-1573.4	-5010.9	5546.3	0.00	2.70	2.11	70

VIG 9	1	-2419.6	-5693.2	7245.7	0.00	3.12	3.05	70
	2	2640.4	374.5	4343.6	1.37	0.00	2.10	70
	3	4013.1	3034.5	947.8	2.12	0.00	2.10	70
	4	1307.5	160.5	4003.2	1.06	0.00	2.10	70
	5	-3776.1	-7098.4	6331.4	0.00	4.04	2.55	70

VIG 10	1	-2719.7	-5372.8	5830.9	0.00	3.06	2.27	70
	2	703.1	-327.8	3917.1	1.06	1.06	2.10	70
	3	2104.9	1687.2	5804.1	1.13	0.00	2.10	70
	4	514.5	-57.1	3003.5	1.06	1.06	2.10	70
	5	-2304.2	-4700.1	4670.0	0.00	2.69	2.10	70

VIG 11	1	-2304.2	-4980.1	5570.5	0.00	2.69	2.12	70
	2	914.5	-57.1	3656.7	1.06	1.06	2.10	70
	3	2184.9	1687.2	547.9	1.13	0.00	2.10	70
	4	703.1	-327.8	3202.3	1.06	1.06	2.10	70
	5	-2719.7	-5503.4	4930.4	0.00	3.06	2.10	70

VIG 12	1	-3776.1	-7098.4	7263.4	0.00	4.04	3.07	70
	2	1307.5	160.5	4995.2	1.06	0.00	2.10	70
	3	4013.1	3034.5	1110.3	2.12	0.00	2.10	70
	4	2640.4	3471.9	3471.9	1.37	0.00	2.10	70
	5	-2419.6	-5093.2	6313.7	0.00	3.12	2.54	70

VIG 13	1	-1336.3	-3993.2	5206.4	0.00	2.11	2.10	70
	2	2135.2	787.6	2990.6	1.14	0.00	2.10	70

NUMERO	REACTIVACIONES	MOM. MAXIMO (KGFM)	MOM. MINIMO (KGFM)	COSTANTE (KGF)	ARMAD. INF. (CMZ)	ARMAD. SUP. (CMZ)	ARM. TRANSV. (CMZ/M)	AVUOLO
VIGA 14								
3	2826.5	2422.6	893.5	1.47	0.00	2.10		70
4	1119.3	44.4	3270.8	1.06	0.00	2.10		70
5	-2854.0	-5426.4	5270.4	0.00	2.96	2.10		70
VIGA 14								
1	-2059.4	-4564.1	4744.0	0.00	2.44	2.10		70
2	654.1	-471.7	2938.9	1.06	1.06	2.10		70
3	1463.9	1333.4	665.0	1.06	0.00	2.10		70
4	924.4	-109.6	2474.9	1.06	1.06	2.10		70
5	-1560.2	-3982.1	4258.2	0.00	2.11	2.10		70
VIGA 15								
1	-1560.2	-3982.0	4518.2	0.00	2.11	2.10		70
2	924.4	-199.5	2883.1	1.06	1.06	2.10		70
3	1463.9	1333.4	647.7	1.06	0.00	2.10		70
4	654.1	-471.7	2721.1	1.06	1.06	2.10		70
5	-2059.4	-4568.1	4509.4	0.00	2.44	2.10		70
VIGA 16								
1	-2858.0	-5426.4	5703.1	0.00	2.96	2.10		70
2	1119.3	44.4	3594.3	1.06	0.00	2.10		70
3	2826.5	2422.6	971.0	1.47	0.00	2.10		70
4	2175.2	787.6	2899.1	1.14	0.00	2.10		70
5	-1333.4	-3993.2	4650.0	0.00	2.11	2.10		70

SOLICITACIONES DE CALCULO E ARMADURAS NECESARIAS DAS VIGAS NA DIRECCAO Y

VIGAS	MOM. MAXIMO (KGFM)	MOM. MINIMO (KGFM)	COSTANTE (KGF)	ARMAD. INF. (CMZ)	ARMAD. SUP. (CMZ)	ARM. TRANSV. (CMZ/M)	AVUOLO
VIGA 1							
1	1761.2	-2537.1	3961.4	2.21	3.58	3.41	70
2	1194.4	-1004.7	3237.5	1.39	1.15	2.72	70
3	317.7	170.8	2474.8	0.50	0.00	2.10	70
4	1834.4	-414.4	3212.8	1.14	1.04	2.71	70
5	1588.2	-7469.1	3903.4	1.94	3.50	3.37	70
VIGA 2							
1	797.9	-2572.3	3316.3	0.90	3.08	2.86	70
2	914.7	-631.4	2307.1	1.04	0.70	2.10	70
3	434.4	337.2	1444.0	0.50	0.00	2.10	70
4	643.5	-763.4	2577.6	0.72	0.88	2.10	70
5	339.5	-2800.3	3500.1	0.50	3.68	3.23	70
VIGA 3							
1	1831.4	-2430.9	7013.4	1.08	5.01	2.90	70
2	3570.4	-1500.0	4259.8	1.88	1.88	2.10	70
3	2703.0	2480.0	2403.7	1.56	0.00	2.10	70

	4	386.1	-970.9	4445.6	2.04	1.06	2.10	90
	5	2190.4	-7627.1	6545.2	1.13	4.42	2.63	90
View 4								
	1	1592.1	-2302.4	3047.8	1.75	3.16	3.00	70
	2	1077.1	-402.4	3030.7	1.24	1.02	2.50	70
	3	316.0	124.0	2645.7	0.50	0.00	2.10	70
	4	894.5	-651.9	2044.4	1.00	0.96	2.20	70
	5	1413.5	-2204.2	3254.6	1.64	3.13	2.64	70
View 5								
	1	616.4	-2293.6	3405.0	0.94	3.14	3.01	70
	2	444.4	-504.4	2900.0	0.50	0.53	2.10	70
	3	544.0	427.3	1320.7	0.60	0.00	2.10	70
	4	632.9	-720.1	2042.1	0.71	0.41	2.10	70
	5	261.4	-2874.2	3354.5	0.50	3.75	2.99	70
View 6								
	1	1259.2	-9920.7	4275.4	1.06	6.23	3.61	70
	2	3607.1	-1585.4	6333.0	1.74	1.06	2.53	70
	3	4025.0	3056.9	2703.4	2.13	0.00	2.10	70
	4	4493.3	-1052.3	5201.4	2.40	1.06	2.10	70
	5	1417.0	-9335.2	7354.7	1.06	5.90	3.10	70
View 7								
	1	1630.9	-2442.5	3825.9	2.01	3.44	3.26	70
	2	1033.2	-402.0	3400.4	1.20	1.10	2.64	70
	3	316.4	132.4	2294.4	0.50	0.00	2.10	70
	4	969.0	-875.0	2076.4	1.10	0.99	2.32	70
	5	1550.0	-2316.5	3313.7	1.50	3.19	2.67	70
View 8								
	1	631.1	-2327.4	3400.4	0.70	3.21	2.99	70
	2	809.1	-604.4	2543.5	0.97	0.67	2.10	70
	3	556.0	374.2	1325.4	0.62	0.00	2.10	70
	4	579.3	-701.4	2000.4	0.64	0.74	2.10	70
	5	196.4	-2003.3	3073.2	0.50	3.73	2.49	70
View 9								
	1	1211.8	-4440.0	4076.0	1.06	5.42	3.51	70
	2	3440.2	-1343.1	6104.7	1.72	1.06	2.49	70
	3	4084.8	292.4	2333.3	2.17	0.00	2.10	70
	4	4565.8	-1163.4	5131.4	2.44	1.06	2.10	70
	5	1218.4	-9413.3	7210.1	1.06	5.80	3.01	70
View 10								
	1	1594.7	-2405.2	3030.4	1.95	3.17	3.06	70
	2	1074.0	-404.4	3031.7	1.24	1.03	2.50	70
	3	317.5	122.2	2248.0	0.50	0.00	2.10	70

883.1 1.00 0.90 2.28 70
 1412.7 1.59 3.15 2.05 70

VIGN 11

1 614.5 0.68 3.14 3.01 70
 2 847.2 0.50 0.63 2.10 70
 3 544.0 0.50 0.00 2.10 70
 4 637.2 0.71 0.81 2.10 70
 5 263.0 0.50 3.75 2.99 70

VIGN 12

1 1259.7 1.06 6.23 3.51 70
 2 3647.2 1.94 1.06 2.53 70
 3 4024.7 2.13 0.00 2.10 70
 4 4493.0 2.40 1.06 2.10 70
 5 1616.7 1.06 5.90 3.10 70

VIGN 13

1 1761.2 2.21 3.50 3.41 70
 2 1194.9 1.34 1.15 2.72 70
 3 317.9 0.50 0.00 2.10 70
 4 1034.0 1.14 1.04 2.71 70
 5 1544.2 1.94 3.50 3.37 70

VIGN 14

1 797.4 0.90 3.06 2.86 70
 2 414.7 1.04 0.70 2.10 70
 3 434.4 0.50 0.00 2.10 70
 4 653.5 0.72 0.86 2.10 70
 5 339.5 0.50 3.66 3.23 70

VIGN 15

1 1831.4 1.06 5.01 2.90 70
 2 3770.4 1.86 1.06 2.10 70
 3 2453.7 1.56 0.00 2.10 70
 4 3844.1 2.04 1.06 2.10 70
 5 2190.4 1.13 4.42 2.63 70

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES

Conforme se mencionou no capítulo I, o presente trabalho representa um esforço inicial no sentido de se desenvolver um sistema computacional destinado ao projeto de edificações. Longe de pretender ser completo e definitivo, o programa PROADE foi concebido de forma a favorecer alterações e implementações que o tornem mais potente e eficiente.

Apesar de suas limitações, o uso do programa já proporciona uma economia de tempo e um auxílio considerável ao trabalho do projetista estrutural. Em se tratando de vigas e pilares, não resta muito a fazer. Uma vez que o programa fornece as áreas das armaduras, resta ao usuário a escolha das bitolas dos ferros e a determinação dos comprimentos de ancoragem, além do detalhamento.

Outro aspecto a salientar é a facilidade que tem o usuário de, uma vez constatadas anomalias no pré-dimensionamento através dos resultados, corrigir as peças mal dimensionadas e processar novamente o problema. Desta forma, tendo os resultados de um primeiro processamento, o projetista pode facilmente modificar os dados no sentido de diminuir as seções das peças que resultaram com armadura mínima e aumentar as das que exigiram armadura em demasia.

A facilidade do reprocessamento favorece também uma investigação mais meticulosa no que diz respeito às combinações dos estados de cargas. Podem ser investigadas várias hipóteses de distribuição da carga acidental vertical pela estrutura. A especificação de coeficientes de majoração distintos para cada ti-

po de carga torna o programa mais versátil, permitindo que o usuário verifique quantas alternativas quiser. Pode-se, inclusive, levar em consideração somente determinados estados de carga. Por exemplo, se num determinado problema, se quiser obter um dimensionamento sem levar em conta a influência do vento, basta especificar um valor nulo para o coeficiente de majoração da carga de vento.

A atual entrada de dados está relativamente bem esquematizada, com sua organização por pisos e a comodidade do formato livre. No entanto, para estruturas maiores, o volume de cartões de dados já se torna excessivo. A solução estaria na transformação de PROADE numa linguagem orientada, tipo LORANE, com uso de comandos otimizando a entrada de dados.

Cabe, aqui, uma consideração sobre o tratamento do problema por subestruturas. Dividindo-se o pórtico espacial em pórticos planos e estes, por sua vez, em subestruturas tipo piso, resulta uma grande economia de tempo de processamento. O programa SATE gastou cinco vezes menos tempo de processamento que o sistema LORANE para a análise da estrutura do exemplo do capítulo V.

A parte de análise, mesmo sendo a mais desenvolvida, apresenta várias limitações. Entre as que mais restringem o uso do programa para fins práticos, destacam-se o fato de só permitir plantas com eixos ortogonais e lajes nas quais em cada lado só ocorre uma laje adjacente. Além disso, não se consideram lajes em balanço (marquises).

Assim, uma das primeiras modificações a serem realizadas é na análise a nível de pórtico plano, com a implementação de uma subestrutura do tipo da figura 2.5, dotada de vigas em balanço em ambas as extremidades. Isto acarretaria uma pequena alteração no cálculo das forças de engastamento perfeito.

Para se poder levar em conta campos de lajes mais complexos, deve ser implementada a análise de vigas secundárias. Esta análise deve ser levada a cabo antes da análise dos pórticos planos, uma vez que as reações daquelas se constituirão em cargas para estes. A consideração das vigas secundárias acarreta, nas vigas integrantes dos pórticos, um novo tipo de carga,

além dos mostrados na figura 2.14. Trata-se de uma ou mais cargas concentradas no interior do vão, resultantes do descarregamento das vigas secundárias; portanto, mais uma modificação na determinação das forças de engastamento perfeito.

Uma vez vencida esta etapa, poder-se-ia pensar na inclusão de lajes com contorno não retangular e com paredes diretamente sobre elas apoiadas.

A exemplo da análise, também na parte de dimensionamento há muito por fazer. Destacam-se aí várias providências iniciais.

A primeira é a implementação do dimensionamento de peças com seção transversal diferente da retangular; isto permitiria abranger os casos comuns de vigas e pilares com seção L, vigas de seção T e pilares de seção circular.

As outras são a programação do dimensionamento das lajes e das fundações, da escolha das bitolas das barras de aço e da determinação dos comprimentos de ancoragem.

Uma vez vencida esta etapa, poder-se-ia pensar em termos de detalhamento das armaduras. Uma vez que se dispusesse de um plotador apropriado, um vasto campo de trabalho se abriria na expansão do sistema PROADE.

Outra idéia seria o acoplamento de PROADE com um programa de otimização estrutural. Desta maneira, o usuário faria o pré-dimensionamento (aos moldes atuais) e o programa, trabalhando de forma iterativa, realizaria o redimensionamento, fornecendo a solução ótima.

APÊNDICE AESQUEMA DE ENTRADA DE DADOSA.1 - FACILIDADES PARA A CODIFICAÇÃO

Veremos, inicialmente, algumas facilidades oferecidas ao usuário na codificação dos dados do programa PROADE. Conforme foi mencionado no capítulo IV, a especificação dos diversos ítems em um cartão é em formato livre, ou seja, basta que estejam separados por um ou mais brancos.

Caso diversos ítems em sequência tenham o mesmo valor, especifica-se este valor seguido do símbolo # e do número de vezes que ele aparece. Como exemplo, suponhamos que quatro ítems em sequência tivessem o valor 2.5. As duas maneiras de se especificar, respectivamente, a convencional e a otimizada, aparecem a baixo:

2.5 2.5 2.5 2.5

2.5#4

Caso um cartão não seja suficiente para a especificação dos ítems a ele destinados, continua-se em outro e põe-se, no fim do primeiro, o símbolo * para indicar tal continuação.

Quando os últimos ítems do cartão têm valor nulo, não se precisa especificá-los.

No esquema de entrada de dados que apresentaremos a seguir, usar-se-á a letra i para indicar números inteiros e a letra r para reais. Cumpre destacar que, quando um ítem real tiver sua parte decimal nula, pode-se especificá-lo como inteiro, ou seja, sem o ponto decimal.

A.2 - DADOS DE CONTROLE

Primeiramente, temos um conjunto de 9 cartões de dados de controle, conforme segue:

cartão ϕ - us de problema

1º cartão - título, podendo constar de qualquer texto.

2º cartão - $i_1 i_2 i_3 i_4 i_5$

onde i_1 = número de pisos;

i_2 = número de eixos auxiliares na direção X;

i_3 = idem, na direção Y;

i_4 = número de classes de pilares;

i_5 = número de classes de vigas.

3º cartão - $i_1 i_2 r_1 r_2 r_3 r_4 r_5 r_6 r_7$

onde i_1 = indicador do tipo de análise:

{	= 0	realiza-se a análise estática e dinâmica;
	= 1	só análise estática;
	= 2	só análise dinâmica.

i_2 = indicador de opção de impressão:

{	= 0	é impressa toda a informação, incluindo resultados intermediários;
	= 1	são impressos os esforços nos membros para cada estado de carga e os resultados finais (solicitações de cálculo e áreas de armadura);
	= 2	são impressos somente os resultados finais.

r_1 = módulo de elasticidade standard;

r_2 = módulo de corte standard;

r_3 = peso específico do concreto;

r_4 = coeficiente de majoração das ações de peso próprio;

r_5 = idem, sobrecarga;

r_6 = idem, vento;

r_7 = idem, sismo.

4º cartão - $r_1 r_2 r_3 r_4$
 onde $r_1 = f_{ck}$;
 $r_2 = f_{yk}$;
 $r_3 = f_{cd}$;
 $r_4 = f_{yd}$.

Caso se tenham os coeficientes de minoração de 1,4 para o concreto e de 1,15 para o aço, não se necessitam especificar r_3 e r_4 .

5º cartão - $r_1 r_2 r_3 \dots r_N$
 onde $r_1 =$ altura do piso i , considerando a numeração dos pisos de cima para baixo.

6º cartão - $r_1 r_2$
 onde $r_1 =$ dimensão horizontal do desenho;
 $r_2 =$ dimensão vertical do desenho.

Estes dados não têm significado no atual estágio do programa. Serão necessários quando se usar plotador.

7º cartão - $r_1 r_2 r_3$
 onde $r_1 =$ espessura de laje standard;
 $r_2 =$ carga permanente standard;
 $r_3 =$ carga acidental standard.

8º cartão - $r_1 r_2 r_3 \dots r_{NEX}$
 onde $r_1 =$ distância do eixo auxiliar x_i ao eixo global X.

9º cartão - $r_1 r_2 r_3 \dots r_{NEY}$
 onde $r_1 =$ distância do eixo auxiliar y_i ao eixo global Y.

A.3 - PROPRIEDADES DE PILARES E VIGAS

Seguem-se as propriedades dos pilares. Para cada classe de pilares, especifica-se um cartão com o seguinte formato:

$i_1 r_1 r_2 r_3 r_4 r_5 r_6 r_7 r_8$
 onde $i_1 =$ indicador do tipo da seção (ver capítulo IV, seção 4.2.2);

$r_1 = a$;

$r_2 = b;$
 $r_3 = c;$
 $r_4 = d;$
 $r_5 = e;$
 $r_6 = f;$
 $r_7 = \text{módulo de elasticidade};$
 $r_8 = \text{módulo de corte}.$

a, b, c, d, e, f são as dimensões da seção transversal, conforme o estabelecido no capítulo IV, seção 4.2.2. Caso os módulos de elasticidade e corte sejam iguais aos valores fornecidos como standard, não se especificam r_7 e r_8 , pois PROADE faz automaticamente esta atribuição.

Convém ressaltar que estas classes de seções são automaticamente numeradas a partir de 1, na ordem de entrada dos cartões.

Após os pilares, temos a especificação das propriedades das vigas. Para cada classe de vigas, tem-se um cartão com formato idêntico aos dos pilares, valendo também aqui as considerações feitas acima.

A.4 - ENTRADA DE DADOS POR PISOS

Descreve-se a seguir a especificação dos dados de geometria e carregamento vertical dos pilares, das vigas e das lajes. Esta especificação é distribuída por pisos, iniciando-se pelo mais alto e, seguindo-se pelo imediatamente inferior, até o mais baixo. Assim, o conjunto de cartões a seguir descrito repete-se para cada piso.

Primeiramente, temos os dados referentes à localização dos pilares. O primeiro cartão tem o seguinte formato:

$i_1 \ i_2$

Temos três alternativas para os valores de i_1 e i_2 . Na primeira delas, i_1 é o número de pilares existentes no piso, não se especificando i_2 . Neste caso, segue-se, para cada pilar, um cartão com o seguinte formato:

$$i_3 \ i_4 \ i_5 \ i_6 \ r_1 \ r_2$$

onde i_3 = classe;

i_4 = número do eixo auxiliar x;

i_5 = número do eixo auxiliar y;

i_6 = indicador da posição da seção (ver capítulo IV, seção 4.2.2);

r_1 = distância do ponto característico da seção ao eixo auxiliar x correspondente (DX da figura 4.1);

r_2 = idem, com respeito ao eixo auxiliar y.

A segunda alternativa ocorre quando todos os pilares são idênticos aos de outro piso, já dados. Neste caso, especifica-se zero para i_1 e i_2 toma o número do piso ao qual se faz a atribuição (numeração dos pisos de cima para baixo).

A terceira alternativa ocorre quando todos os pilares, menos alguns, são idênticos aos de outro piso. Neste caso, i_2 é o número do referido piso e i_1 o número de pilares que mudam. Segue-se, para cada pilar que muda, um cartão com o mesmo formato descrito acima ($i_3 \ i_4 \ i_5 \ i_6 \ r_1 \ r_2$).

Após os pilares, temos a especificação da localização das vigas na direção X. As três alternativas usadas nos pilares são também válidas aqui. Assim, temos o cartão inicial com o formato $i_1 \ i_2$. Após, se for o caso, os cartões com o formato seguinte:

$$i_3 \ i_4 \ i_5 \ i_6 \ i_7 \ r_1 \ r_2 \ r_3 \ r_4$$

onde i_3 = classe;

i_4 = número do eixo auxiliar x correspondente ao desenvolvimento da viga;

i_5 = número do eixo auxiliar y correspondente ao início da viga;

i_6 = idem, com referência ao fim da viga;

i_7 = indicador da posição da seção;

r_1 = distância do eixo longitudinal da viga ao eixo auxiliar x correspondente;

r_2 = altura do ponto característico da seção em relação ao piso;

r_3 = tramo rígido no início da viga (EX1 da figu

ra 4.2);

r_4 = idem, com referência ao fim da viga.

Segue-se a especificação das cargas distribuídas das vigas na direção X. Temos novamente o cartão com o formato i_1 i_2 . No caso da primeira alternativa, segue-se um cartão com o formato

r_1 r_2 r_3 . . . r_{NVPX}
onde r_1 = carga distribuída da viga 1.

No caso da terceira alternativa, segue-se, para cada viga que muda o valor da carga, um cartão com o formato

i_3 r_1
onde i_3 = número da viga;
 r_1 = valor da carga.

Temos a seguir a especificação da localização e das cargas das vigas na direção Y, para as quais valem as considerações feitas para as vigas na direção X.

Finalmente, tem-se a especificação das propriedades, localização e cargas das lajes. Após o cartão com o formato i_1 i_2 , tem-se, se for o caso um grupo de cartões com o formato seguinte:

i_3 i_4 i_5 i_6 i_7 i_8 i_9 i_{10} i_{11} r_1 r_2 r_3
onde i_3 = eixo x_{j1} da figura 4.3;
 i_4 = eixo x_{j2} ;
 i_5 = eixo y_{k1} ;
 i_6 = eixo y_{k2} ;
 i_7 = ind_1 ;
 i_8 = ind_2 ;
 i_9 = ind_3 ;
 i_{10} = ind_4 ;
 i_{11} = ind_5 ;
 r_1 = espessura da laje;
 r_2 = carga permanente;
 r_3 = carga acidental.

Os indicadores ind_i ($i = 1, \dots, 5$) são os estabelecidos no capítulo IV, seção 4.2.2, fazendo-se a numeração dos lados da laje conforme a figura 4.3.

A.5 - CENTROS DE GRAVIDADE DOS PISOS

Seguem-se dois cartões com o seguinte formato:

$$r_1 \ r_2 \ r_3 \ \cdot \cdot \cdot \ r_{N_0}$$

onde r_1 = coordenada X do centro de gravidade do piso 1, no primeiro cartão;

r_2 = coordenada Y do centro de gravidade do piso 1, no segundo cartão.

A.6 - MATRIZES DE RIGIDEZ

As matrizes de rigidez são especificadas para cada pórtico plano. Especificam-se primeiro as dos pórticos associados aos eixos auxiliares x_1 , seguindo a ordem de numeração destes e, após, as dos pórticos associados aos eixos y_1 .

Assim, para cada pórtico, temos o conjunto de cartões que a seguir se descreve. Inicialmente, um cartão com o formato

$$i_1$$

1º caso) $i_1 = 1$ - segue-se um conjunto de N cartões (N = número de pisos) contendo as linhas da matriz de flexibilidade, com o formato

$$r_1 \ r_2 \ r_3 \ \cdot \cdot \cdot \ r_N$$

onde r_1 = elemento da matriz de flexibilidade;

2º caso) $i_1 = 2$ - válido somente para muros; segue um cartão com o formato

$$r_1 \ r_2 \ r_3 \ r_4$$

onde r_1 = módulo de elasticidade;

r_2 = módulo de corte;

r_3 = base do muro;

r_4 = altura do muro;

3º caso) $i_1 = 3$ - segue-se um conjunto de N cartões, contendo as linhas da matriz de rigidez, com o formato

$$r_1 \ r_2 \ r_3 \ \cdot \cdot \cdot \ r_N$$

- onde r_i = elemento da matriz de rigidez;
- 4º caso) $i_1 = 4$ - quando a matriz é igual à de outro pórtico, já dado; segue-se um cartão com o formato
- $$i_2$$
- onde i_2 = número do pórtico ao qual se faz a atribuição;
- 5º caso) $i_1 = 5$ - quando a matriz é calculada pela subrotina PORT; neste caso, não se segue nenhum cartão.

A.7 - DADOS DE VENTO E SISMO

Segue-se um cartão com os dados referentes ao vento, tendo o seguinte formato:

$$r_1 \ r_2 \ r_3 \ \cdot \cdot \cdot \ r_{N+2}$$

onde r_1 = velocidade básica do vento, em m/s;

r_2 = fator topográfico;

r_{i+2} = fator S_2 para o piso i .

Caso for requerida a análise dinâmica, seguir-se-ão três cartões. O primeiro terá o formato

$$r_1 \ r_2 \ r_3 \ \cdot \cdot \cdot \ r_N$$

onde r_i = massa do piso i .

O formato do segundo é idêntico e r_i = inércia rotacional do piso i .

O terceiro terá o formato

$$r_1 \ r_2 \ r_3$$

onde $r_1 = K_1$;

$r_2 = K_2$;

$r_3 = T_0$.

K_1 , K_2 e T_0 são os parâmetros do espectro de projeto, mostrado na figura 2.2 e referido no capítulo II, seção 2.1.3.

APÊNDICE B

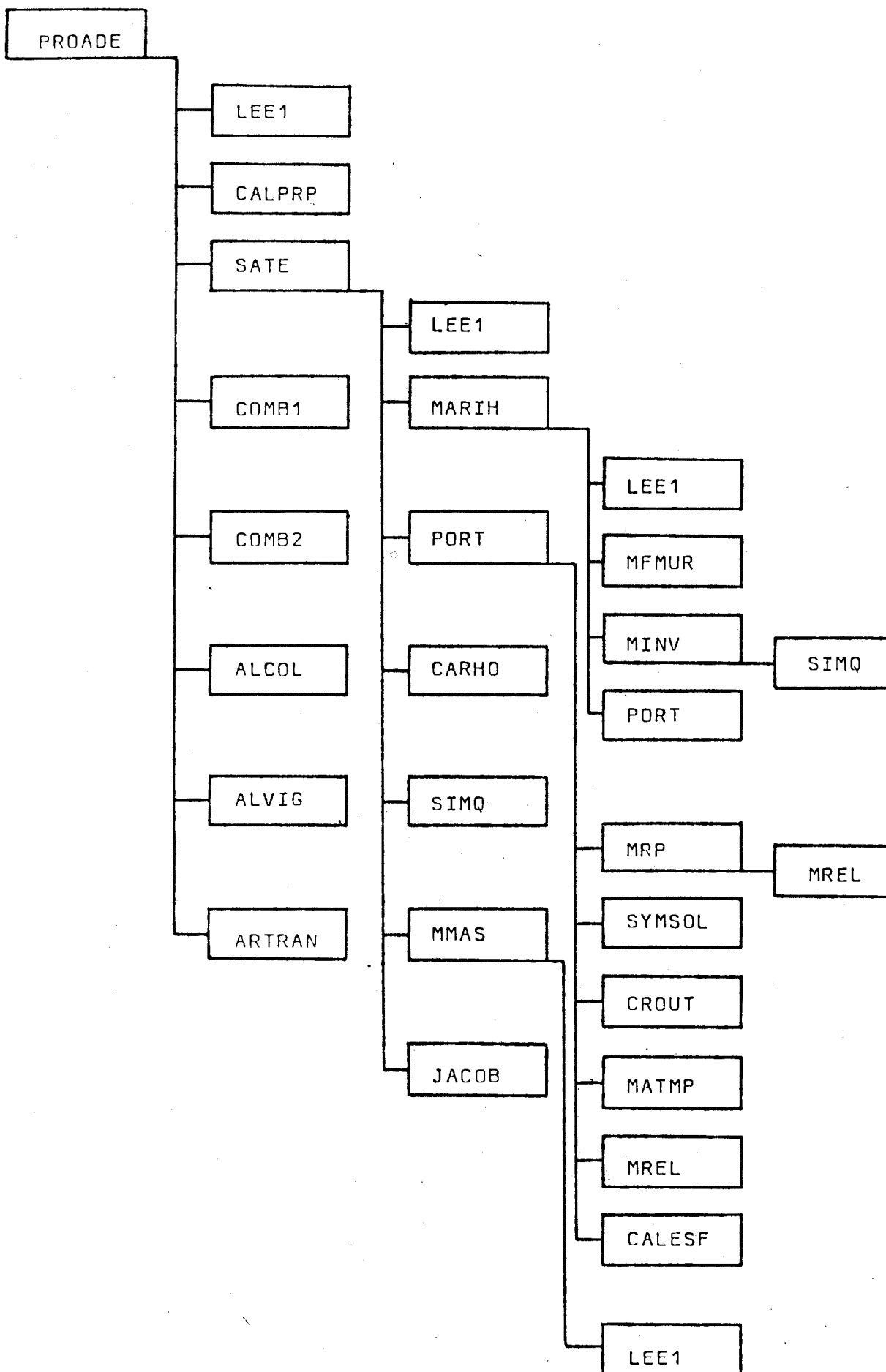
ORGANIZAÇÃO INTERNA DO SISTEMA

Na página seguinte, temos um diagrama representando a organização interna do sistema em subrotinas. Essas subrotinas são representadas por retângulos os quais estão vinculados entre si por traços. Esses traços representam as chamadas das subrotinas; mais exatamente, uma subrotina chama as subrotinas representadas pelos retângulos a ela vinculados e situados a sua direita.

Assim, por exemplo, a subrotina PROADE, a mais global de todas, está situada mais à esquerda. As subrotinas por ela chamadas são LEE1 e CALPRP, encarregadas da leitura e armazenamento de dados, SATE, responsável pela análise, COMB1 e COMB2, que pesquisam os estados de solicitações mais desfavoráveis, ALCOL, ALVIG e ARTRAN, que determinam as áreas de armadura.

A subrotina SATE, por sua vez, chama outro grupo de subrotinas. São elas, além da LEE1, a MARIH (determinação da matriz de rigidez horizontal), a PORT (análise do pórtico plano), a CARHO (determinação do vetor de cargas horizontais), a SIMQ (resolução de sistema de equações), a MMAS (determinação da matriz de massas) e a JACOB (determinação de frequências e modos de vibrar).

MARIH e PORT também possuem grupos de subrotinas por elas chamadas, cuja relação completa se pode ver no diagrama da página seguinte.



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. Forças devidas ao vento. (PNB-599/77)
2. _____ . Projeto e execução de obras de concreto armado. (NB-1/78)
3. BREBBIA, C.A. & FERRANTE, A.J. Computational methods for the solution of engineering problems. London, Pentech Press, 1978.
4. JIMENEZ MONTOYA, P.; GARCIA MESEGUER, A.; MORAN CABRE, F. Hormigón Armado. 7.ed. Barcelona, Gustavo Gili, 1973. v.1.
5. SANTOS, Lauro Modesto dos. Cálculo de concreto armado segundo a NB-1/76 e o CEB/72. São Paulo, Edgard Blücher, 1977.
6. TONG, Pin & ROSSETOS, John N. Finite-element method; basic technique and implementation. Cambridge, Mass., MIT Press 1977.