

**ASPECTOS DA ABORDAGEM PROBABILÍSTICA NA ANÁLISE ESTRUTURAL  
DE VASOS DE PRESSÃO DE APLICAÇÃO NUCLEAR**

Sérgio de Gouvêa Franco

Dissertação apresentada como parte dos requisitos para obtenção do Grau de "Mestre na Área de Concentração em Reatores Nucleares de Potência e Tecnologia do Combustível Nuclear".

Orientador: Dr. Ronaldo de Breyne Salvagni

SÃO PAULO

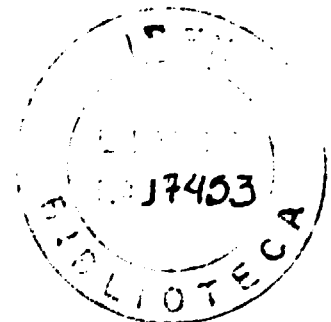
1984

**INSTITUTO DE PESQUISAS ENERGÉTICAS E NUCLEARES**  
**AUTARQUIA ASSOCIADA À UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**

**ASPECTOS DA ABORDAGEM PROBABILÍSTICA NA ANÁLISE ESTRUTURAL  
DE VASOS DE PRESSÃO DE APLICAÇÃO NUCLEAR**

**Sérgio de Gouvêa Franco**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos para obtenção do Grau de "Mestre na Área de Concentração em Reatores Nucleares de Potência e Tecnologia do Combustível Nuclear".



**Orientador: Dr. Ronaldo de Breyne Salvagni**

**SÃO PAULO**

**1984**

INSTITUTO DE PESQUISAS ENERGÉTICAS E NUCLEARES

## AGRADECIMENTOS

A este Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares, na pessoa de seu Superintendente Dr. Durvaldo Gonçalves, pela oportunidade de pesquisa;

Ao PRONUCLEAR, pelo suporte financeiro;

Ao Dr. Ronaldo de Freyne Salvagni, por sua orientação técnica-científica competente;

Aos Dr. Wagner de Souza Borges e Dr. José Messias de Oliveira Neto pela leitura dos originais e pelas sugestões feitas;

Ao Francisco José Falcão Pimentel, pelo incentivo amigo;

Aos meus pais, por tudo.

Título: "ASPECTOS DA ABORDAGEM PROBABILÍSTICA NA ANÁLISE ESTRUTURAL DE VASOS DE PRESSÃO DE APLICAÇÃO NUCLEAR".

Autor: Sérgio de Gouvêa Franco

P E S U M O

O presente trabalho procura apresentar um procedimento útil à verificação e controle da segurança de vasos de pressão de uso nuclear, pela introdução de métodos probabilísticos à sua análise estrutural.

Título: "SOME ASPECTS OF THE PROBABILISTIC APPROACH TO NUCLEAR  
PRESSURE VESSELS STRUCTURAL ANALYSIS".

Autor: SÉRGIO DE GOUVÊA FRANCO

ABSTRACT

This study has sought to provide a useful procedure to check and to control the safety of nuclear pressure vessels, introducing probabilistics methods of structural analysis.

## INDICE GERAL

	Pag.
1. INTRODUÇÃO : APRESENTAÇÃO DO TRABALHO .....	1
2. INTRODUÇÃO DA ABORDAGEM PROBABILÍSTICA AO CÁLCULO ESTRUTURAL .....	4
2.1 INTRODUÇÃO HISTÓRICA .....	4
2.2 A PROBABILIDADE DE RUÍNA .....	7
2.3 ECONOMIA E SEGURANÇA .....	9
2.4 NÍVEIS NO TRATAMENTO PROBABILÍSTICO .....	10
2.5 O CASO UNIDIMENSIONAL .....	13
3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DA ABORDAGEM PROBABILÍSTICA AO CÁLCULO ESTRUTURAL .....	16
3.1 FATORES QUE INFLUENCIAM NA SEGURANÇA .....	16
3.2 OS MODELOS MATEMÁTICOS PROBABILÍSTICOS NO CÁLCULO ESTRUTURAL .....	17
3.3 O MODELO DE FERRY BORGES E CASTANHETA .....	21
3.3.1 TEORIA ESTATÍSTICA DAS ESTRUTURAS .....	21
3.3.2 COMBINAÇÃO DAS AÇÕES .....	24
3.3.2.1 INTRODUÇÃO .....	24
3.3.2.2 VARIAÇÃO NO TEMPO .....	25
3.3.2.3 INTERVALOS ELEMENTARES DE TEMPO ..	25
3.3.2.4 COMBINAÇÃO PROBABILÍSTICA DAS CARGAS .....	26
3.3.2.5 TRANSFORMAÇÃO DAS CARGAS EM ESFORÇOS SOLICITANTES .....	28
3.3.2.6 PROBABILIDADES DE RUÍNA PARA A COMBINAÇÃO DE CARGAS .....	32
3.4 O ALGORÍTMO DE RACKWITZ-FIESSLER .....	33
3.5 A REGRA DE TURKSTRA .....	34
4. O VASO DE PRESSÃO .....	36
4.1 INTRODUÇÃO .....	36
4.2 O VASO DE PRESSÃO NUCLEAR .....	37
4.3 O VASO DE PRESSÃO DO PWR .....	37
4.4 OS MÉTODOS TRADICIONAIS DE CÁLCULO DE VASOS DE PRESSÃO .....	39

	Pag.
<b>5. AÇÕES E RESISTÊNCIAS ASSOCIADAS A VASOS DE PRESSÃO NUCLEAR .....</b>	<b>48</b>
<b>5.1 DISTRIBUIÇÕES ESTATÍSTICAS PARA A DESCRIÇÃO DAS AÇÕES E RESISTÊNCIAS .....</b>	<b>48</b>
<b>5.2 AÇÕES EM VASOS DE PRESSÃO NUCLEAR .....</b>	<b>51</b>
<b>5.2.1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>51</b>
<b>5.2.2 CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES .....</b>	<b>51</b>
<b>5.2.2.1 QUANTO À NATUREZA .....</b>	<b>51</b>
<b>5.2.2.2 TENDO EM VISTA A DISTRIBUIÇÃO ESTADÍSTICA .....</b>	<b>53</b>
<b>5.2.3 IDEALIZAÇÕES DAS AÇÕES .....</b>	<b>55</b>
<b>5.3 RESISTÊNCIAS EM VASOS DE PRESSÃO NUCLEAR .....</b>	<b>57</b>
<b>6. RESULTADOS E APLICAÇÃO NUMÉRICA .....</b>	<b>60</b>
<b>6.1 PASSOS DO MÉTODO DE FERRY BORGES E CASTANHETA ..</b>	<b>60</b>
<b>6.2 DIFICULDADES DE APLICAÇÃO .....</b>	<b>60</b>
<b>6.3 APLICAÇÃO NUMÉRICA .....</b>	<b>62</b>
<b>6.3.1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>62</b>
<b>6.3.2 AS CARGAS .....</b>	<b>63</b>
<b>6.3.2.1 CARGA PERMANENTE .....</b>	<b>63</b>
<b>6.3.2.2 CARGA VARIÁVEL .....</b>	<b>64</b>
<b>6.3.2.3 CARGA EXCEPCIONAL .....</b>	<b>64</b>
<b>6.3.2.4 AS FUNÇÕES DENSIDADE DE DISTRIBUIÇÃO DE CADA CARGA .....</b>	<b>65</b>
<b>6.3.3 COMBINAÇÃO DAS CARGAS .....</b>	<b>65</b>
<b>6.3.4 A RESISTÊNCIA .....</b>	<b>66</b>
<b>6.3.5 A PROBABILIDADE DE RUÍNA .....</b>	<b>67</b>
<b>6.3.6 O PROGRAMA COMPUTACIONAL .....</b>	<b>71</b>
<b>6.3.7 RESULTADOS .....</b>	<b>71</b>
<b>6.3.8 SIMULAÇÃO NUMÉRICA .....</b>	<b>73</b>
<b>6.3.9 COMENTÁRIOS SOBRE O EXEMPLO NUMÉRICO ....</b>	<b>74</b>
<b>6.3.10 COMENTÁRIOS RELATIVOS AOS PROGRAMAS COMPUTACIONAIS .....</b>	<b>75</b>
<b>7. COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES .....</b>	<b>77</b>
<b>APÊNDICE A : PARÂMETROS DE ALGUMAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS. IMPORTANTES .....</b>	<b>79</b>

APÉNDICE B : O MATERIAL COMPUTACIONAL .....	Pag. 85
BIBLIOGRAFIA .....	129



## ÍNDICE DAS FIGURAS

	Pag.
Figura 2.1 : Distribuição estatística de cargas e resistências .....	6
Figura 2.2 : Ilustração de verificação ao Nível I ..	11
Figura 2.3 : Ilustração de verificação ao Nível II ..	12
Figura 2.4 : Ilustração de verificação ao Nível III..	13
Figura 3.1 : Gráfico tensão/deformação probabilístico .....	23
Figura 4.1 : Crescimento da experiência de operação de vasos de pressão de reatores de água leve .....	43
Figura 4.2 : Secção transversal de uma Central PWR típica .....	44
Figura 4.3 : Corte longitudinal do vaso e seus componentes internos .....	45
Figura 4.4 : O vaso de pressão PWR com quatro "loops"	46
Figura 4.5 : Diagrama simplificado de um sistema nuclear de gerador de vapor com quatro "loops" .....	47
Figura 6.1 : Ilustração da aplicação numérica .....	62
Figura 6.2 : Ilustração da composição elementar das forças .....	66

## ÍNDICE DE TABELAS

	Pag.
Tabela 3.1 : Ilustração de valores de repetição para as cargas .....	26
Tabela 4.1 : Valores típicos das dimensões de um Vaso de Pressão PWR com 4 loops .....	38
Tabela 4.2 : Valores típicos de um Vaso de Pressão de um PWR com 4 loops .....	39

## NOTAÇÃO E NOMENCLATURA

$b$	função determinística
$C$	custo
$c$	coeficiente de variação
$E$	módulo de elasticidade
$F ( )$	distribuição de probabilidades
$f ( )$	distribuição de densidade de probabilidades
$g ( )$	reção de $R^n$
$i$	índice
$m$	média
$N ( )$	contador em processos estocásticos
$P, p$	probabilidades
$\dot{p}$	pressão
$Q, q$	esforços solicitantes para cargas
$R, r$	referem-se a resistências
$r_{1,2,3}$	repetições do modelo de Ferry Borges e Castanheta
$\bar{r}$	raio
$S, s$	referem-se a solicitação
$t$	parâmetro de processos estocásticos
$t$	espessura
$U, u$	esforços solicitantes para expressar a resistência da estrutura
$X$	variável aleatória
$\hat{X} (x)$	processo estocástico
$\bar{x}$	valor médio de $X$
$\tilde{x}$	moda de $X$
$\check{x}$	mediana de $X$
$Y$	variável aleatória
$Z$	variável aleatória
$z$	variável aleatória da normal reduzida
$R$	conjunto dos números reais
$\{\}$	vetor
$[ ]$	matriz
$a$	parâmetro
$\alpha$	coeficiente de dilatação térmica

$\beta$	parâmetro
$\Gamma$	função gama
$\Delta$	domínio elementar
$c$	parâmetro
$\epsilon$	deformação relativa
$\phi$	função distribuição reduzida da distribuição normal
$\bar{\phi}$	função densidade reduzida da distribuição normal
$\nu$	coeficiente de poisson
$\mu$	média
$\rho$	peso específico
$\sigma$	desvio padrão
$\bar{\sigma}$	tensão
$\sigma^2$	variância
$\Omega$	região do $R^n$

## CAPITULO 1

### INTRODUÇÃO : APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O cálculo estrutural de equipamentos nucleares reveste-se de grande responsabilidade técnica. Eventuais falhas nestes equipamentos podem ter implicações sérias, devido à possibilidade de liberação de grandes quantidades de radiação. Como se sabe, altos níveis de radiação não são suportáveis pela saúde humana, e por esse motivo as normas técnicas na área nuclear procuram garantir altos níveis de segurança. Neste sentido, o desenvolvimento de equipamentos de segurança ou emergência para a indústria nuclear deve, por exemplo, satisfazer certos critérios de redundância e, de um ponto de vista mais geral, os níveis reais de segurança das centrais nucleares devem ser constantemente avaliados.

É esta filosofia de manutenção de um alto nível de segurança em centrais nucleares que produz um constante esforço no aperfeiçoamento dos métodos de cálculo estrutural de seus equipamentos. Nesses métodos, situações extremas que normalmente não são levadas em conta em outros campos da Engenharia, precisam ser consideradas. Um exemplo típico é dos vasos de pressão, onde se aloja o núcleo do reator.

O cálculo estrutural de vasos de pressão tem merecido estudo cuidadoso, e no presente trabalho procura-se apresentar alguns esforços dedicados ao aperfeiçoamento desses métodos de cálculo, no sentido de aumentar seu controle de segurança e sua confiabilidade. Mais especificamente, inserindo-se em uma tendência muito mais ampla no Cálculo Estrutural, o presente trabalho procura descrever a aplicação de métodos probabilísticos à análise estrutural de vasos de pressão.

De fato, muitas são as incertezas associadas ao comportamento estrutural de um vaso de pressão, além de ser grande, a variação do nível de solicitação a que o mesmo está sujeito. Assim, a quantificação desta incerteza e desta variação, e a apresentação de um procedimento útil à verificação da segurança de um vaso de

pressão nuclear constituem o objetivo principal deste trabalho, incluindo uma aplicação numérica.

Os métodos probabilísticos não podem mais ser desprezados como recurso na análise estrutural de vasos de pressão. De fato, verifica-se hoje uma tendência no sentido de empregar métodos probabilísticos no cálculo estrutural. As Normas Brasileira (ABNT) incorporam nestes últimos anos vários elementos da análise probabilística, seguindo uma tendência mais ampla verificada nas normas internacionais. (Conferir, por exemplo, nas Normas Brasileiras o projeto de norma de fevereiro de 1984, "Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento", número 2.03.17/004<sup>(4)</sup>).

Como as abordagens probabilísticas têm sido parciais e não muito rigorosas, este trabalho procura introduzir um nível de sofisticação maior no emprego dos métodos probabilísticos, buscando não só um processo de cálculo mais preciso, mas também uma forma de calcular a probabilidade de ruína da estrutura em questão. O trabalho procura estudar tanto as ações quanto o comportamento estrutural dos vasos de pressão nuclear, colocando, contudo, maior ênfase no estudo das ações e suas combinações, onde as incertezas são maiores.

No segundo capítulo mostra-se o desenvolvimento da abordagem probabilística do cálculo estrutural e as limitações dos métodos tradicionais, estabelece os conceitos básicos da abordagem probabilística e esclarece suas vantagens, e apresenta um procedimento para calcular a probabilidade de ruína nos casos mais simples.

No terceiro capítulo apresenta-se os fundamentos de alguns métodos probabilísticos aplicáveis ao cálculo estrutural, com especial atenção ao modelo de Ferry Forges e Castanheta. Apresenta-se um método para calcular a probabilidade de ruína em casos mais complexos, e procedimentos simplificadores.

No quarto capítulo descreve-se o vaso de pressão nuclear e indica-se algo sobre seu método tradicional de cálculo estrutural, incluindo algumas especificações das normas norte-americanas.

No quinto capítulo faz-se um estudo das ações e resistências

associadas ao vaso de pressão nuclear, sugerindo-se distribuições estatísticas para descrevê-las.

No sexto capítulo apresenta-se os passos para a aplicação do método proposto nesta dissertação à verificação e cálculo de vasos de pressão de uso nuclear. Ainda faz-se uma aplicação numérica do método a um cilindro equivalente a um vaso de pressão típico PWR. E desenvolve-se um programa computacional que calcula a probabilidade de ruína deste vaso.

No sétimo capítulo aparecem as conclusões de caráter geral.

Em apêndice estão os parâmetros das distribuições de densidade de probabilidade mais úteis ao cálculo estrutural (apêndice A), e o programa computacional, os principais resultados e gráficos ilustrativos referentes à aplicação numérica (apêndice B).

## 2. INTRODUÇÃO DA ABORDAGEM PROBABILÍSTICA AO CÁLCULO ESTRUTURAL

### 2.1 INTRODUÇÃO HISTÓRICA

A abordagem probabilística aplicada ao cálculo estrutural é relativamente recente. Max Mayer é arontado<sup>(19)</sup> como o primeiro a introduzir alguma base estatística à análise estrutural em 1926. Após a II Guerra Mundial esta abordagem probabilística recebeu um grande impulso e diversos congressos internacionais foram organizados para a sua discussão e promoção. Ferry Borges e Castanheta relacionam<sup>(19)</sup> os principais trabalhos, ao longo das últimas décadas, que desenvolveram esta abordagem. No Brasil pouco ainda foi feito, podendo-se citar os trabalhos de Langendonck<sup>(34)</sup>, Figueiredo Ferraz<sup>(17)</sup>, Silva Leme<sup>(46)</sup> e mais recentemente Zagottis<sup>(55)</sup>, Fusco<sup>(22,23)</sup>, a dissertação de Freitas relativa ao cálculo de estruturas de madeira<sup>(20)</sup>, a de Pachich relativa à solos<sup>(27)</sup>, a de Hirth Jr. relativa à barragens de concreto<sup>(29)</sup> e a de Batista sobre a composição de ações<sup>(6)</sup>.

O certo é que esta abordagem probabilística ao cálculo estrutural é resultado do desenvolvimento do próprio cálculo. É fruto do melhor conhecimento dos fenômenos envolvidos, e de um melhor tratamento das questões de segurança e economia. De fato, chegou-se a perceber que os métodos convencionais não forneciam um justo controle da segurança das estruturas; e uma abordagem probabilística na verificação da segurança estrutural cada vez mais se faz necessária.

A preocupação com a segurança nas estruturas remonta às origens mesmas da construção e do cálculo estrutural. Esta preocupação pode ser constatada em um progressivo movimento ao longo da história do cálculo estrutural no sentido de regular a segurança por meio de fatores de carga e coeficientes de segurança. Inicialmente muito empíricos, estes coeficientes gradualmente passaram a receber valores mais científicos. Tais coeficientes procuram dar conta das incertezas e aleatoriedades associadas às propriedades dos materiais integrantes da estrutura, bem como das ações à que a estrutura fica sujeita.



Para definir-se os coeficientes de segurança, frequentemente lança-se mão de um estudo estatístico das resistências dos materiais e das cargas associadas a uma dada estrutura. Sai-se, assim, à procura de um valor "mínimo"  $R_1$  para a resistência de um material; usualmente calculado como  $R_1 = (\bar{m} - k\delta)$ , onde  $\bar{m}$  é a média dos valores das resistências obtidas em ensaios experimentais e  $\delta$  o desvio padrão desta distribuição de resistências. Em vários casos o parâmetro  $k$  foi escolhido em torno do valor 2.33, de forma que admitida a distribuição gaussiana das resistências, a probabilidade de uma resistência menor que  $R_1$  realmente ocorrer seja somente 1%; ou então, definiu-se  $k$  para que esta probabilidade fosse 5%. De modo semelhante procurou-se determinar uma carga "máxima"  $S_1$  que na prática tivesse poucas chances de ocorrência ao longo da vida da estrutura. Verifica-se aqui também a tendência de definir  $S_1$  a partir da probabilidade de ocorrência. O conceito de  $R_1$  pode ser expandido para a estrutura e fala-se em "resistência da estrutura", ou seja em sua capacidade portante (ou de utilização). Estes valores,  $R_1$  e  $S_1$ , foram então, utilizados para definir o coeficiente de segurança em muitas esferas da atividade estrutural:

$$n = \frac{R_1}{S_1} \quad (2.1)$$

A crítica usual a este procedimento convencional é óbvia observando-se a Figura (2.1), que mostra a distribuição de probabilidades da resistência da estrutura  $R$  e das cargas  $S$  nas mesmas bases.

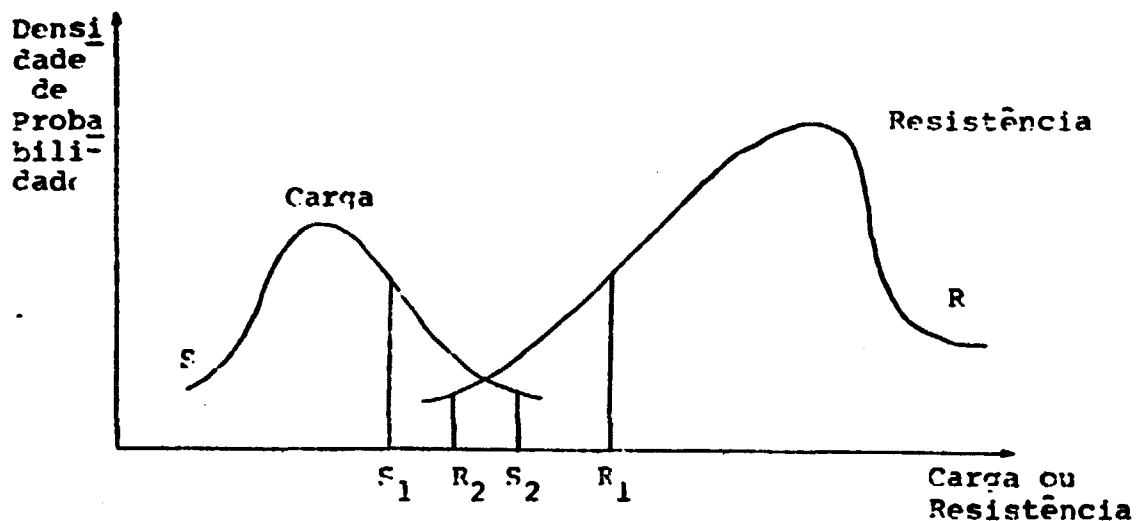


Figura 2.1 - Distribuição estatística de cargas e resistências.

A não ser que a forma das duas curvas seja rigorosamente controlada o resultado será a superposição das curvas. Esta superposição implica na possibilidade de uma estrutura com uma resistência  $R_2$ , substancialmente menor que  $R_1$ , suportar uma carga  $S_2$  muito maior que  $S_1$ , de modo tal que  $S_2$  exceda a  $R_2$  e ocorra a ruína. Se as duas curvas forem estritamente gaussianas terão uma cauda que se estende indefinidamente de forma que a superposição será inevitável. Em muitos casos práticos, mesmo que as curvas não sejam perfeitamente gaussianas (eventualmente pode haver mesmo um limite inferior  $R_0$  para a resistência), alguma superposição é inevitável, correspondendo a alguma chance de ruína. Assim um procedimento de cálculo baseado em  $R_1$  e  $S_1$ , aparentemente garante a impossibilidade da ruína, mas de fato não pode excluir a probabilidade de uma ruína, nem mesmo quantificá-la, nem fornece qualquer recurso para diminuir esta probabilidade.

A idéia de avaliar a probabilidade de ruína da estrutura implícita na superposição das caudas da Figura 2.1 surgiu inicialmente no mundo da aviação militar<sup>(43)</sup>. Nos anos 30 a produção de aviões militares cresceu e com ela os acidentes. Então surgiu a idéia de "risco de acidente". Embora as causas de acidentes fossem várias e poucas diretamente relacionadas à falhas da estrutura do avião, chegou-se a determinar um valor limite aceitável para acidentes estruturais, em aviões militares, em termos de ho

ras de vôo: 1 acidente para cada  $10^7$  horas de vôo. Posteriormente a experiência de vôos civis confirmou esta tendência e este valor. Assim, uma nova filosofia de segurança das estruturas estava começando a ser aceita. Também no cálculo de estruturas navais a abordagem probabilística desenvolveu-se desde cedo, já que a aleatoriedade dos parâmetros que definem as ondas do mar é evidente (43,35). Muitos outros campos do cálculo estrutural começaram também a receber esta nova abordagem. Logo aplicou-se conceitos probabilísticos à verificação da segurança de automóveis e de trens. E hoje constata-se uma tendência generalizada no sentido de ampliar a todas as esferas do cálculo estrutural a conceituação probabilística na verificação da segurança das estruturas. Mesmo em problemas relacionados à solos, rochas, fundações e obras de terra já se está começando a usar métodos probabilísticos. Mais ainda, no cálculo de edifícios e de grandes estruturas. E então procura-se determinar a probabilidade de ruína associada a cada estrutura sujeita a um certo tipo de carregamento. E o que se pode esperar para um futuro próximo é uma evolução tanto dos métodos de análise estrutural quanto de sua normalização, no sentido de aceitar e quantificar esta probabilidade.

## 2.2 A PROPABILIDADE DE RUÍNA

De fato o que estava sendo colocado em questão era a abordagem determinística do cálculo estrutural, seguindo uma tendência que estava ocorrendo em outros campos da Ciência. À medida que se ia aprofundando o estudo de muitos fenômenos da natureza, percebia-se a inadequação de uma abordagem determinística. Frequentemente, apesar de que possa existir uma lei determinística que relaciona diretamente causa e efeito, em muitos fenômenos naturais o que ocorre é que nem sempre é possível ou prático derivá-la. No cálculo estrutural, logo se verificou a aleatoriedade dos parâmetros mecânicos e geométricos das estruturas. E ao serem feitos ensaios para a determinação da resistência de um material qualquer, verificou-se que a resistência é uma variável aleatória contínua, à qual se deve associar uma lei de distribuição de densidade de probabilidades. Na verdade, todas as características geométricas e mecânicas das estruturas também são variáveis aleatórias, e ainda com muito mais razão as cargas também o são. E a

conclusão é que qualquer estrutura projetada para suportar determinadas ações, com qualquer procedimento para introdução da segurança, possuirá sempre uma probabilidade de ruína maior que zero. Mesmo que se tivesse uma resistência mínima maior que zero, projetar a estrutura com segurança absoluta seria ou impossível ou anti-econômico.

A probabilidade de ruína  $p$  da estrutura será a probabilidade de ter-se em uma situação  $R \leq S$ ,

$$p = p [R \leq S] \quad (2.2)$$

O conceito de probabilidade pode ser entendido como o limite para o qual tenderia a frequência relativa da ocorrência de um dado evento (no caso, a ruína) quando o número de repetições das situações em que possa ocorrer o evento tenda ao infinito (definição proposta pela escola frequencionalista de probabilidade). Mas o conceito de probabilidade pode ser entendido também como uma medida subjetiva do grau de confiança que se pode ter na ocorrência de um dado evento (definição da escola personalista, mais aceita atualmente). Esta segunda interpretação é interessante visto que nem sempre é possível falar-se de muitas repetições de situações onde possa ocorrer o evento.

Com a probabilidade de ruína podemos dizer que estamos com uma medida conceitualmente perfeita da segurança de uma estrutura. O que não era o caso dos antigos coeficientes de segurança. Aqueles davam a falsa impressão de que a segurança era absoluta. Além disto o seu valor era inadequado para precisar a segurança (e o risco) de uma dada estrutura. Por exemplo, quando se falava em um coeficiente de segurança igual a 2 para uma estrutura de aço e também para uma estrutura de madeira, isto não significava que ambas as estruturas possuíssem a mesma segurança. Na verdade, a estrutura de aço, com uma dispersão e incertezas muito menores acerca de suas resistências mecânicas, possui uma segurança muito maior que a estrutura de madeira (apesar de que o coeficiente de segurança fosse o mesmo). De forma que o coeficiente de segurança era um mau indicador da segurança (e do risco) de uma estrutura.

Cabe observar que a probabilidade de ruína é a probabilidade de se alcançar um estado limite da estrutura, pode se referir tanto aos estados limites últimos, quanto aos estados limites de utilização. Os estados limites últimos são os que correspondem ao esgotamento da capacidade portante da estrutura. E os estados limites de utilização são os que correspondem a exigências funcionais e de durabilidade da estrutura.

É importante notar que a aceitação da conclusão de que a segurança estrutural é um problema probabilístico implica em uma nova postura profissional da parte do calculista. De fato, rompe a ilusão de uma segurança absoluta, cabe ao engenheiro projetar e construir estruturas que apresentem risco de ruína baixo e compatível aos riscos inevitáveis à que já está sujeita a vida humana. Assim, comparando aos riscos de acidentes em outras atividades humanas, admite-se que a probabilidade de ruína entre  $10^{-3}$  e  $10^{-6}$  é normalmente aceitável. Mas em última instância a determinação desta probabilidade de ruína aceitável escapa ao campo meramente técnico. É aqui o engenheiro esbarra em uma questão ética e político-social. Certamente o risco que se considerará aceitável deverá depender das próprias características da sociedade em questão e de seu grau de avanço tecnológico.

### 2.3 ECONOMIA E SEGURANÇA

Uma vantagem importante da abordagem probabilística é a superação do conflito entre segurança e economia, presente em uma visão determinística. Agora, não só os custos diretos da estrutura podem ser levados em conta, mas também aqueles referentes a eventuais prejuízos que a estrutura possa causar, durante o tempo previsto para a sua utilização. Assim, dentro de uma visão probabilística da segurança, com a introdução do conceito de custo generalizado ( $C_g$ ), consegue-se quantificar economicamente a segurança<sup>(6)</sup>:

$$C_g = C_0 + P_f \cdot C_f \quad (2.3)$$

$C_0$  - custo inicial da estrutura somado ao custo de manutenção e

subtraído o valor da estrutura quando posta fora de uso;

$C_f$  - custo resultante dos prejuízos de diversas naturezas provocados pela ultrapassagem de um determinado estado limite, que tem probabilidade  $P_f$  de ocorrência.

Se se desejar otimizar o cálculo da estrutura, basta calcular o valor de  $P_f$  que minimize o custo geral  $C_g$ , por exemplo por meio da expressão (6):

$$\frac{\partial C_g}{\partial P_f} = \frac{\partial C_o}{\partial P_f} + P_f \frac{\partial C_f}{\partial P_f} + C_f = 0 \quad (2.4)$$

Certamente que a maior dificuldade deste cálculo reside na quantificação dos fatores que entram na composição de  $C_f$ , especialmente quando entra em jogo a perda de vidas humanas.

#### 2.4 NÍVEIS NO TRATAMENTO PROBABILÍSTICO

Atualmente, o cálculo da probabilidade de ruína em uma estrutura não pode ser feita senão mediante simplificações. Especialmente no caso de solicitações e resistências multidimensionais o problema é complexo, e a composição das ações é difícil. Em situações complexas então, por ora, é preciso aceitar o cálculo aproximado do valor da probabilidade de ruína. Assim, correspondendo à diferentes níveis de rigor conceitual, é possível definir três níveis no tratamento probabilístico aplicado ao cálculo estrutural.

Considerando-se a aleatoriedade das ações (para uma melhor conceituação de "ações" e "resistência" veja o próximo capítulo, item 3.1), elas ou os esforços delas decorrentes podem ser descritos de forma simbólica pela expressão:

$$S = S(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.5)$$

onde as variáveis  $X_i$  ( $i = 1, 2, \dots, m$ ) medem as grandezas aleatórias que afetam o "nível de solicitação" simbolizado por  $S$ .

De forma análoga, a capacidade resistente da estrutura pode ser posta sob uma forma simbólica:

$$R = R (Y_1, Y_2, \dots, Y_n) \quad (2.6)$$

onde as variáveis  $Y_j$  ( $j = 1, 2, \dots, n$ ) medem as grandezas aleatórias que afetam a capacidade resistente, simbolizada por  $R$ .

Assim temos <sup>(22,23)</sup>, no nível I, o processo dos valores extremos, cuja condição de verificação da segurança é expressa por

$$S (x_{1,extr}, \dots, x_{m,extr}) \leq R (y_{1,extr}, \dots, y_{n,extr}) \quad (2.7)$$

A segurança é introduzida através das probabilidades  $P_{x_i,extr}$  e  $P_{y_i,extr}$ , que determinam respectivamente os valores extremos  $x_{i,extr}$  e  $y_{i,extr}$ , com os quais são calculados limites das solicitações  $S$  e das resistências  $R$ . (Veja a Figura 2.2).

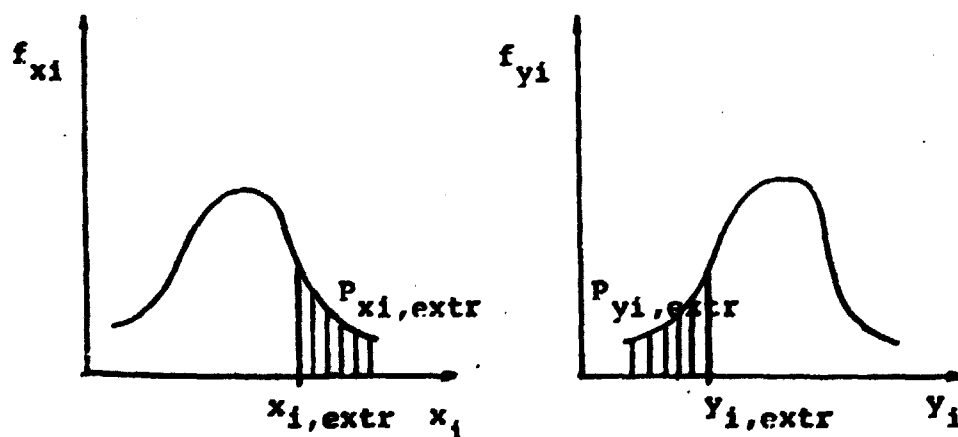


Figura 2.2 - Ilustração de verificação ao Nível I.

O nível II emprega o processo dos extremos funcionais, cuja condição de verificação da segurança é dada por

$$S_{\text{extr}}(X_1, X_2, \dots, X_m) \leq R_{\text{extr}}(Y_1, Y_2, \dots, Y_n) \quad (2.8)$$

No processo dos extremos funcionais a segurança é introduzida pelas probabilidades  $P_{S,\text{extr}}$  e  $P_{R,\text{extr}}$ , que definem os extremos probabilísticos das funções  $S(X_1, \dots, X_m)$  e  $R(Y_1, \dots, Y_n)$ , respectivamente. (Veja a Figura 2.3)

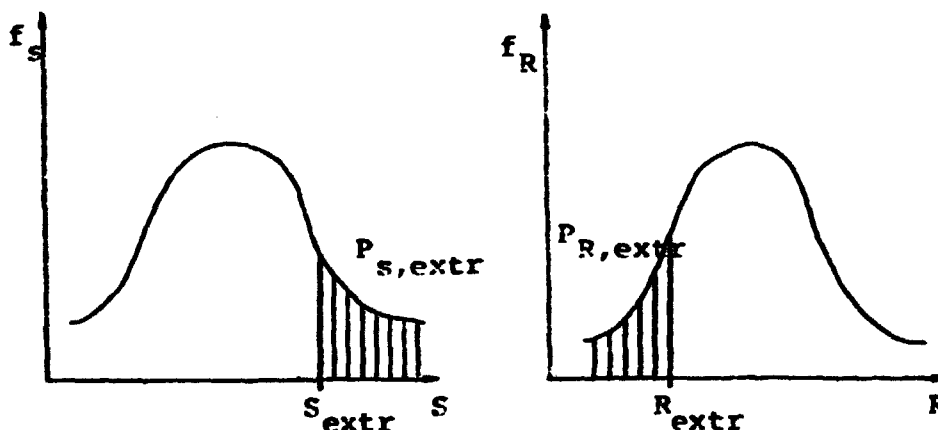


Figura 2.3 - Ilustração de verificação ao Nível II

Ao nível III corresponde ao processo exato, cujas condições de verificação da segurança são dadas pelas expressões seguintes

$$R(Y_1, Y_2, \dots, Y_n) - S(X_1, X_2, \dots, X_m) \geq 0 \quad (2.9)$$

ou, de modo equivalente



$$\frac{R (Y_1, Y_2, \dots, Y_n)}{S (X_1, X_2, \dots, X_m)} \geq 1 \quad (2.10)$$

Neste processo, a segurança é medida pela probabilidade  $P_{RS}$  de ruína, a qual ocorre quando  $R/S \leq 1$  ou  $(R - S) \leq 0$ , (veja Figura 2.4).

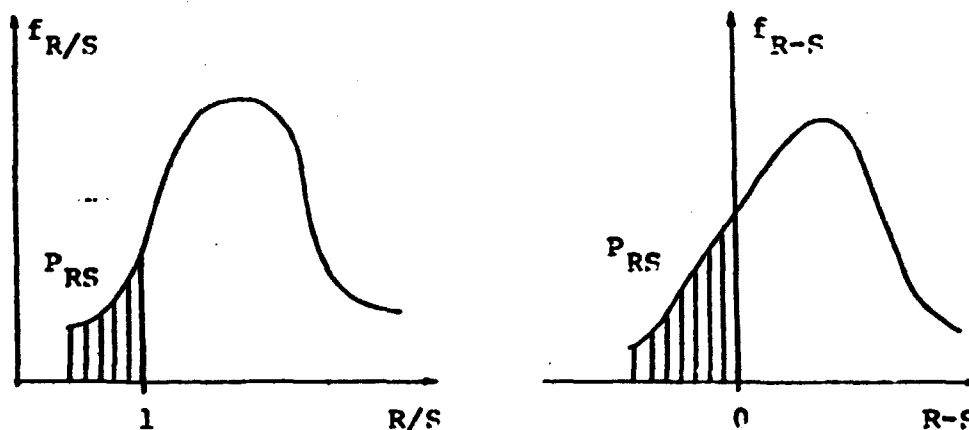


Figura 2.4 - Ilustração de verificação ao Nível III

Assim, no método probabilístico de cálculo, a segurança é medida essencialmente por probabilidades associadas à ocorrência de estados limites, variando apenas a maneira de se considerar essas probabilidades, em função do nível de precisão empregado.

## 2.5 O CASO UNIDIMENSIONAL

No caso do problema unidimensional, ou seja, quando as variáveis  $R$  e  $S$  são definidas ambas por uma única variável, o cálculo da probabilidade de ruína é mais fácil. No emprego do processo exato (nível III), para se evitar a complexidade do estudo das distribuições da função  $R/S$ , é preferível a consideração isolada das distribuições de  $R$  e  $S$ . A probabilidade de ruína pode, então, ser calculada por uma integral.

Se R e S são determinadas pelas variáveis aleatórias não negativas  $Z_R$  e  $Z_S$ , respectivamente, a condição de ruína pode ser escrita por  $Z_R \leq Z_S$ , e a probabilidade de ruína pode ser indicada por

$$P_f = P (Z_R \leq Z_S) \quad (2.11)$$

Dadas as funções de densidade de probabilidade  $f_R(z)$  e  $f_S(z)$  de  $Z_R$  e  $Z_S$ , respectivamente e sendo

$$F_R(z) = P (Z_R \leq z) = \int_0^z f_R(s) ds \quad (2.12)$$

$$F_S(z) = P (Z_S \leq z) = \int_0^z f_S(s) ds \quad (2.13)$$

a probabilidade de ruína, admitindo-se  $Z_R$  e  $Z_S$  independentes é dada por

$$P_f = \int_0^{\infty} f_S(z) \left[ \int_0^z f_R(s) ds \right] dz \quad (2.14)$$

$$P_f = \int_0^{\infty} F_R(z) f_S(z) dz \quad (2.15)$$

ou, invertendo-se a ordem de integração

$$P_f = \int_0^{\infty} \left[ 1 - F_S(z) \right] f_R(z) dz \quad (2.16)$$

É importante notar que estas integrais só são válidas caso  $Z_R$  e  $Z_S$  forem independentes, ou seja, que a resistência e o carregamento sejam independentes. Isto é bem razoável quase sempre, mas não é absolutamente preciso. Uma dependência simples de ser constatada é que o peso próprio reaciona-se de alguma maneira com a resistência.

Ainda no contexto dos métodos probabilísticos, pode-se definir coeficientes de segurança, tomando-se, por exemplo, as relações

$$\gamma_0 = \frac{R_0}{S_0} \quad \text{e} \quad \gamma_k = \frac{R_k}{S_k} \quad (2.17)$$

Chama-se  $\gamma_0$  de coeficiente central de segurança, definido pela razão entre os valores médios da resistência ( $R_0$ ) e das solicitações ( $S_0$ ). E chama-se  $\gamma_k$  de coeficiente característico de segurança, definido pela razão entre os valores característicos da resistência ( $R_k$ ) e das solicitações ( $S_k$ ). Chama-se usualmente resistência característica ( $R_k$ ) à resistência que tem probabilidade de 95% de ser superada durante a vida real da estrutura; e chama-se usualmente solicitação característica à solicitação por carga permanente que tem 95% de probabilidade de não ser superada durante a vida real da estrutura. A definição de resistência característica ( $R_k$ ) e de solicitação característica ( $S_k$ ) vem do CEP Comoté Européen du Béton (6).

E assim é possível associar a cada valor de  $\gamma_0$  ou de  $\gamma_k$  valores de probabilidade de ruína  $P_f$ . Ferry Forges e Castaneta (19) realizaram este estudo para vários tipos de distribuições de R e S.

## CAPITULO 3

### 3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE ABORDAGEM PROBABILÍSTICA AO CÁLCULO ESTRUTURAL

#### 3.1 Fatores que Influenciam a Segurança

Vamos definir inicialmente "ações" e "resistências" associadas a uma estrutura. Chamamos "ações" (ou solicitações) à qual quer influência ou conjunto de influências capazes de produzir estados de tensão em uma estrutura. Quanto à sua natureza, as ações podem ser "diretas" ou "indiretas". As ações diretas correspondem aos carregamentos, como os pesos próprios, pesos de equipamentos fixos, cargas estáticas e dinâmicas de utilização, cargas de vento, etc. As ações indiretas correspondem às deformações reológicas, deslocamentos de apoio, etc<sup>(55)</sup>. Os valores de ações ou esforços solicitantes que correspondem a um dado estado (limite ou de utilização) da estrutura são chamados "resistências" da estrutura. Assim as resistências expressam o comportamento estrutural em termos de ações ou esforços solicitantes<sup>(19)</sup>.

A teoria das estruturas em corrente uso possui um caráter determinístico. A geometria da estrutura, as propriedades mecânicas dos materiais e o comportamento estrutural são definidos por quantidades determinadas, bem como as ações. Em uma abordagem probabilística, resistências e ações são consideradas grandezas aleatórias e expressas por distribuições estatísticas.

Vários fatores produzem esta aleatoriedade e geram incertezas. Assim, na análise da segurança estrutural, no que se refere às ações temos<sup>(55)</sup>:

1. A variabilidade da intensidade das ações;
2. A probabilidade da ação simultânea de diversas ações que a estrutura deve suportar.

Se a comparação entre ações e resistências for feita através de esforços solicitantes, haverá de se levar em conta os

fatores que afetam os esforços solicitantes das ações<sup>(55)</sup>:

1. Simplificações teóricas da análise estrutural;
2. Imprecisões numéricas de cálculo;
3. Imprecisões geométricas construtivas;
4. Variabilidade das características mecânicas de deformabilidade dos materiais em laboratório;
5. Variabilidade das características mecânicas de deformabilidade dos materiais do laboratório para a obra.

No que se refere às resistências, os fatores que influem nos esforços solicitantes limites são os seguintes<sup>(55)</sup>:

1. Variabilidade das características mecânicas de resistência dos materiais em laboratório;
2. Variabilidade das características mecânicas de resistência dos materiais do laboratório para a obra;
3. Simplificações teóricas no cálculo dos esforços solicitantes limites;
4. Imprecisões geométricas construtivas locais.

Ainda há que levar se em conta os fatores que influem na responsabilidade da estrutura<sup>(55)</sup>:

1. Tipo e montante dos danos produzidos pela eventual ruína da estrutura;
2. Capacidade de redistribuição dos esforços e de aviso de ruína iminente.

### 3.2 Os Modelos Probabilísticos no Cálculo Estrutural

Uma abordagem probabilística exata e global esbarra em várias dificuldades decorrentes de pelo menos os seguintes fatores<sup>(55)</sup>:

1. Dificuldades na definição estatística dos fatores que influem nas ações;
2. Dificuldades na definição estatística dos fatores que influem nos esforços solicitantes;
3. Dificuldades na definição estatística dos fatores que influem nos esforços solicitantes limites;
4. Dificuldades na análise teórica do comportamento estrutural.

Assim modelos simplificadores são necessários. Conforme o seu rigor na aplicação de métodos probabilísticos, podem ser classificados em três níveis, como exposto no capítulo anterior.

Um trabalho de interesse na aplicação de métodos probabilísticos à verificação da segurança de vasos de pressão é o de H. G. Arnold, "Pressure Vessel Reliability as a Function of Allowable Stress" (3). Faz um estudo da probabilidade de ruína do vaso levando em conta tanto os carregamentos estáticos, quanto dinâmicos. Uma de suas vantagens é trabalhar diretamente com tensões, admissíveis e induzidas, o que permite uma fácil comparação com os critérios propostos em norma pela secção III da ASME Boiler and Pressure Vessel Code (2). A principal limitação de seu trabalho reside na composição das ações, visto que seu estudo é unidimensional. Emprega uma expressão equivalente à expressão (2.14) do capítulo anterior. Em seu exemplo numérico limita-se a analisar a ação da pressão interna.

Assim um problema fundamental é como combinar as várias modalidades de ações à que fica sujeito o vaso de pressão nuclear. Uma abordagem mais completa do assunto terá que resolver o problema da composição de vários tipos de ações. A questão reside no modo de representar estes vários tipos de ações e no modo de combiná-los. Patista em sua dissertação "Segurança Estrutural: Caracterização e Combinação de Ações" (6), estuda vários modos de combinar as ações.

O problema consiste em determinar a probabilidade, cha<sup>m</sup>ada probabilidade de ruína, do vetor de cargas atingir a condi

ção de ruína ao menos uma vez durante a vida de estrutura. Apenas em casos excepcionais este cálculo é feito de modo exato; usualmente aproximações são necessárias. O número de passagens na ra a situação de ruína pode ser avaliado por meio de processos estocásticos de contagem. Estes processos descreveriam várias situações de ocorrência de passagens. Define-se um processo de contagem, como um processo estocástico de valores inteiros  $N(t)$ ,  $t > 0$ , que conta o número de pontos, distribuídos por um certo mecanismo estocástico, que aparecem em um dado intervalo. Os pontos representam os instantes nos quais tenham ocorrido eventos com certa característica especificada. Várias designações se dão ao processo de acordo com a distribuição dos pontos. Patista cita <sup>(6)</sup> expressões para vários tipos de processos que calculem o valor da probabilidade de ruína. A influência do tipo de processo adotado foi analisada por L. Sentler em "Stochastic Representation of Loads" através de simulações, informa Patista <sup>(6)</sup> e apresenta os gráficos resultantes destas simulações. E conclui: "Os resultados obtidos sugerem que idealizações muito complexas para os modelos são desnecessárias e, na faixa de interesse, as discrepâncias são pequenas" <sup>(\*)</sup>. E na conclusão de seu trabalho escreve: "Em geral, para as combinações, imprecisões cometidas nos parâmetros de finidores dos processos não afetam sensivelmente os resultados sendo, entretanto, eventualmente importantes no estudo individual das ações. Em particular, a representação das ações através dos modelos de Ferry Borges e Castanheta tem-se mostrado suficiente para a análise das combinações" <sup>(\*\*)</sup>.

Olhando desde a perspectiva do desenvolvimento do cálculo estrutural nas últimas décadas, vimos assistindo o aparecimento de vários trabalhos que procuram dar início ao uso de técnicas probabilísticas no cálculo estrutural. Os trabalhos publicados nos anos 20 e 30 foram essencialmente qualitativos. Nos anos 40 e 50 surgiram os primeiros trabalhos que distinguiam entre distribuições estatísticas das tensões induzidas e das tensões correspondentes a estados limites. Algumas regras para a combinação das duas distribuições foram dadas para poder-se determinar a probabilidade de ruína. Winzhicki em 1939 sugere a comparação da probabi

---

(\*) Patista, pg 4.40 e 4.41.

(\*\*) Patista, pg 6.1 e 6.2

lidade de ruína estrutural com a probabilidade de acidente em outros tipos de atividades humanas<sup>(19)</sup>. Torroja e Paez sugeriram a diferenciação das causas de incertezas envolvidas. Johnson fez os primeiros estudos sobre as distribuições estatísticas mais adequadas na definição de cargas e resistências<sup>(19)</sup>. Vários outros de desenvolvimentos podem ser apontados nas obras de Benjamim e Cornell<sup>(8)</sup>, Freudenthal<sup>(21)</sup>, Pugsley<sup>(43)</sup>, Turkstra<sup>(6)</sup>, etc.

No Brasil podemos citar Langendonck<sup>(34)</sup>, Figueiredo Ferraz<sup>(17)</sup>, Silva Leme<sup>(45)</sup>, Zagottis<sup>(55)</sup> e Fusco<sup>(22,23)</sup> como os que contribuíram para a introdução de técnicas probabilísticas ao cálculo estrutural.

Entre estas várias contribuições destaca-se o trabalho de Ferry Borges e Castanheta que apresenta uma abrangência muito maior que muitos trabalhos que oferecem contribuições localizadas ao problema. Procurando sintetizar os avanços e contribuições destes vários autores organiza um método de cálculo bem acurado, mas que, no entanto, evita as formulações matemáticas mais complicadas. No Brasil os resultados de Ferry Borges e Castanheta foram difundidos, especialmente pelo curso a nível de pós-graduação na Escola Politécnica da USP em 1975 ministrado por Ferry Borges<sup>(18)</sup>.

Na Engenharia Nuclear, por outro lado, os métodos probabilísticos passaram a ser cada vez mais empregados nas análises de confiabilidade. Conferências foram organizadas<sup>(33,47)</sup>, a análise de segurança por meio de árvores de falhas começam a ser utilizadas<sup>(25,31,32,52)</sup> e toda a uma conceituação probabilística se firma<sup>(36,37,41,54,3)</sup>.

O método de Ferry Borges e Castanheta<sup>(18,19)</sup> apresenta a vantagem da possibilidade de combinação de vários tipos de ações, o que não é tão acessível no trabalho de Arnold<sup>(3)</sup>. Evita complicações conceituais de outros métodos, por exemplo expostos por Batista<sup>(6)</sup>. Sintetiza vários trabalhos anteriores e está de acordo com a tendência geral de ampliar o uso de métodos probabilísticos na Energia Nuclear. Sua utilização garante a introdução



de uma análise probabilística na própria formulação do cálculo estrutural.

Assim, dado o grau de desenvolvimento do modelo de Ferry Borges e Castanheta, sua relativa simplicidade e seu suficiente rigor, este modelo será escolhido neste trabalho. De fato a solução exata da combinação das ações e sua comparação às resistências da estrutura, dentro de uma idealização probabilística, implica em uma descrição global dos processos estocásticos definindo a variação no tempo de cada carga e das resistências. O modelo de Ferry Borges e Castanheta introduz simplificações nos processos estocásticos, que entretanto mantêm boa exatidão dos resultados, conforme nos informa Batista<sup>(6)</sup>.

O modelo de Ferry Borges e Castanheta consiste basicamente em se definir para cada categoria de ação intervalos elementares, isto é, intervalos tais que os valores máximos da ação atingidos em intervalos sucessivos possam ser admitidos com correlação nula entre si. Admite-se ainda que, durante cada intervalo elementar, a ação tenha valor constante e igual ao seu máximo. Neste modelo pode-se tratar como ações distintas, que pertençam a populações estatísticas diferentes. Para ações de elevado caráter intermitente, deve-se introduzir parâmetros que possam considerar e medir esta intermitência.

Neste capítulo apresenta-se o modelo de Ferry Borges e Castanheta em vistas à aplicações específicas desta dissertação. Introduce-se também conceitos e simplificações que se assentam sobre outros autores como Silva Leme, Zagottis, Rackwitz-Fussler e Turkstra.

(18,19)

### 3.3 O Modelo de Ferry Borges e Castanheta

#### 3.3.1 Teoria estatística das estruturas

A partir da formulação do problema básico da segurança estrutural, o cálculo da probabilidade de ruína é baseado na distribuição estatística das cargas e resistências. A cada es

tado último de ruptura ou disfunção corresponde uma distribuição estatística que representa a probabilidade deste estado último ser atingido para um dado valor das ações. Esta distribuição estatística deve incluir todos os dados pertinentes ao comportamento estrutural deste estado último. A definição desta probabilidade estatística do comportamento estrutural é um problema básico. Em princípio, esta distribuição pode ser obtida de duas maneiras: experimental ou analiticamente. É claro que a determinação experimental demanda a observação de uma população de estruturas similares, de onde se pode estimar os parâmetros estatísticos. Analiticamente, a teoria estatística das estruturas procura levantar estes parâmetros através das distribuições estatísticas das propriedades mecânicas dos materiais e das dimensões dos elementos. Até ao presente os resultados ainda são limitados. Mas um modo simplificado de se estimar as distribuições que representam o comportamento estrutural consiste em tomar um valor de referência e admitir que a distribuição seja de um determinado tipo. Usualmente as teorias determinísticas podem ser usadas para transformar as características mecânicas dos elementos em características do comportamento da estrutura.

Uma teoria das estruturas com bases estatísticas vai procurar relacionar a aleatoriedade das dimensões e propriedades mecânicas dos materiais com a aleatoriedade do comportamento estrutural. Em uma definição determinística as propriedades mecânicas dos materiais como, por exemplo, a tensão de ruptura (à compressão ou tração), são descritas por uma única variável. Mas no modelo probabilístico temos uma função de distribuição destas variáveis que indica a probabilidade de se obter ruptura para vários valores. Assim a relação tensão/deformação de um material é definida por um conjunto de funções e não por uma só função. Veja figura 3.1.

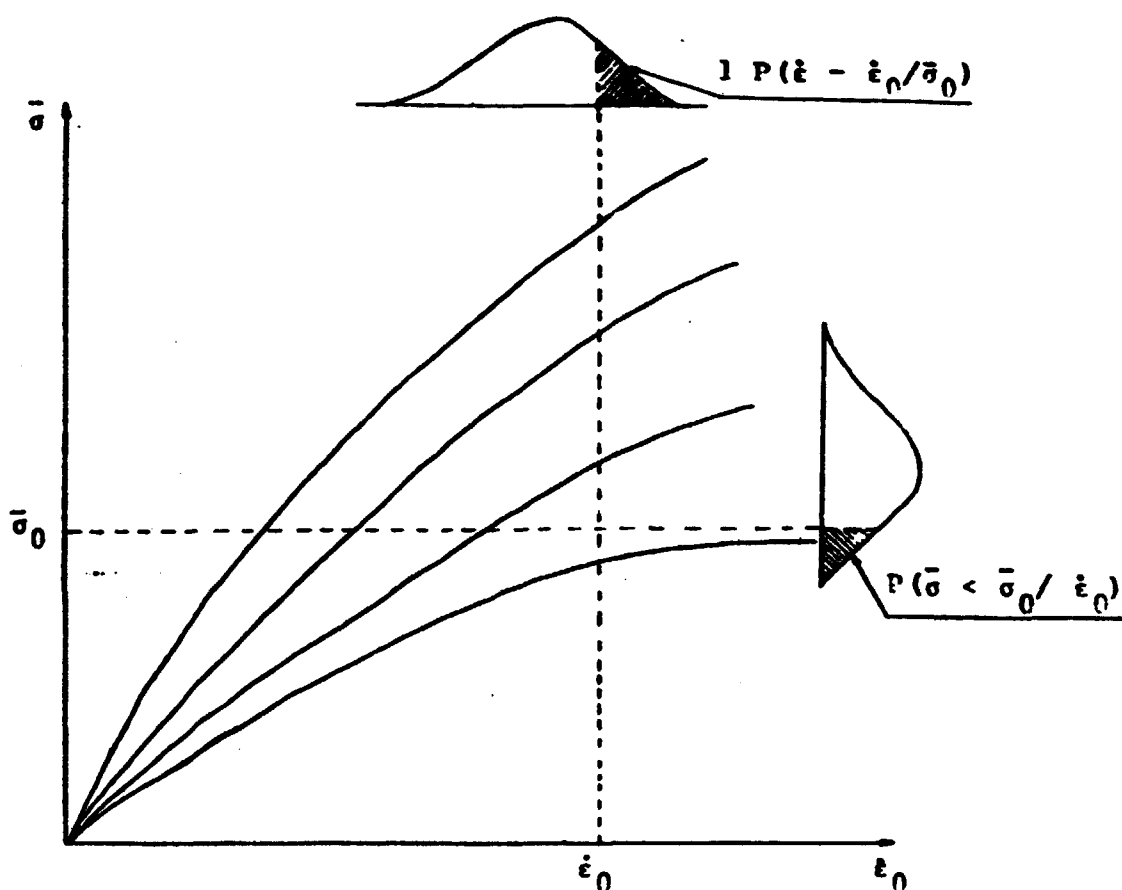


Figura 3.1 - Gráfico tensão/deformação probabilístico.

Na verdade, o conceito de resistência de um material já sofreu uma evolução tal que hoje não se admite que a resistência seja uma propriedade intrínseca da matéria. A resistência, passa a ser vista, como um atributo do corpo, dependendo do material, mas das dimensões e das distribuições de tensões no interior do corpo também. Assim é que fica claro a necessidade da introdução de uma abordagem probabilística, mesmo ao nível da resistência mecânica dos materiais, quanto mais ao nível do comportamento estrutural. Conferir trabalho de Silva Leme<sup>(46)</sup>.

Quando se estabelece a relação tensão/deformação de um material acaba-se obtendo duas distribuições estatísticas. Uma indica a probabilidade de se obter tensões menores que  $\bar{\sigma}$  para um dado valor de deformação  $\bar{\epsilon}_0$ , ou seja  $p(\bar{\sigma} < \bar{\sigma}_0 / \bar{\epsilon}_0)$ . A outra indica a probabilidade de se obter deformações menores que  $\bar{\epsilon}_0$  para um valor de tensão  $\bar{\sigma}_0$ , ou seja  $p(\bar{\epsilon} < \bar{\epsilon}_0 / \bar{\sigma})$ . Veja a figura 3.1.

Ferry Forges e Castanheta<sup>(13)</sup> propõem um método para associar elementos que possuam uma definição estatística das propriedades mecânicas. Desprezando a variação das dimensões a fim de simplificar o problema, é possível, por fim, obter uma distribuição estatística dos valores das resistências das estruturas.

### 3.3.2 Combinação das ações

#### 3.3.2.1 Introdução

O cálculo da probabilidade de ruína quando a ação e resistência são ambas definidas por uma única variável pode ser feito pela expressão (2.14) do capítulo anterior. A generalização para o caso de várias ações agindo simultaneamente envolve o estudo estatístico da combinação dos vários tipos de ações. Assim já não é suficiente considerar o valor máximo de cada ação, mas é necessário levar em conta a variação das ações com o passar do tempo. E de fato, a solução do problema sob a perspectiva probabilística implica em uma descrição do processo estocástico definindo a variação no tempo de cada ação. No entanto, simplificações são necessárias para a obtenção de soluções práticas.

No modelo de Ferry Forges e Castanheta, não só várias ações são consideradas, mas também a resistência da estrutura é expressa por várias variáveis. E realmente é importante a formulação de uma teoria que leve em conta a combinação de várias ações. Isto porque, os fatores de carga adotados atualmente que procuram levar em conta a combinação das cargas são meramente intuitivos e frequentemente falhos.

No modelo de Ferry Forges e Castanheta os seguintes aspectos serão levados em conta no estudo das combinações de ações:

1. a definição estatística das ações;
2. a variação no tempo, no espaço e de estrutura para estrutura;
3. a transformação da distribuição estatística das cargas

em distribuições estatísticas dos esforços solicitantes:

4. a distribuição estatística da resistência expressa por várias variáveis;
5. o cálculo da probabilidade de ruína.

### 3.3.2.2 Variação no tempo

A variação no tempo depende substancialmente do tipo de ação em questão. Para as cargas permanentes (veja uma definição de cargas permanentes, variáveis e excepcionais, no item 5.2.2.2) a variação no tempo geralmente pode ser desprezada, apesar de que realmente ocorra uma variação devido à corrosão ou outro fenômeno semelhante. Assim a distribuição estatística das cargas permanentes depende basicamente da distribuição estatística das dimensões e da massa específica dos elementos da estrutura. Para as cargas variáveis é possível admitir-se variações drásticas, de modo independente uma das outras, ao longo da vida das estruturas. Para as cargas excepcionais, como terremotos, choques, explosões, etc, há que se considerar a sua abrupta variação de não atuante para atuante e vice versa.

### 3.3.2.3 Intervalos elementares de tempo

Para se considerar a variação no tempo dos diferentes tipos de carga, imagina-se intervalos elementares de tempo. Admite-se que durante estes intervalos a intensidade da carga seja constante e igual à seu máximo. Admite-se também que as intensidades das cargas em intervalos sucessivos sejam independentes (com correlação nula entre si). Note-se que de um lado tem-se a hipótese de independência para o valor máximo entre intervalos sucessivos levando a defini-los relativamente longos e por outro, a hipótese de valor constante da ação durante cada intervalo, levando a defini-los o mais curto possível. Na escolha dos intervalos deve-se compatibilizar, dentro do possível, as duas hipóteses com vistas às finalidades práticas.

A tabela 3.1 abaixo indica a duração

usual de alguns intervalos elementares para alguns tipos de cargas em edifícios e o total de repetições independentes para uma vida de 50 anos da estrutura, aqui apresentada à título de ilustração (6).

Ação	Duração do Intervalo Elementar	Número de Repetições Independentes
Permanente	50 anos	
Carga de utilização em edifícios	2 a 10 anos	25 a 5
Ventos	1 hora	$50 \times 10^3$
Sismos	30 s	$50 \times 10^6$

Tabela 3.1 - Ilustração de valores de repetição para as cargas.

#### 3.3.2.4 Combinação Probabilística das cargas

Considere-se uma estrutura sob diferentes tipos de cargas definidas pelo vetor  $S$  com componentes  $s_1, s_2, s_3, \dots, s_n$ . O número de repetições independentes de cada uma das cargas durante a vida da estrutura é  $r_1 < r_2 < r_3 \dots r_n$  respectivamente. A condição  $r_1 = 1$  significa que  $s_1$  é uma carga permanente.

Seja um domínio de variação de  $S$  em  $R_n$  definido pelos limites  $s_1' < s_1 < s_1''$ . Durante um intervalo elementar de tempo a probabilidade da carga se recair neste domínio é  $F_1(s_1'') - F_1(s_1')$ ; onde  $F(S)$  é a distribuição estatística da aleatoriedade das cargas, e sua derivada, a densidade de probabilidade, é  $f(s)$ . Se o domínio é elementar esta probabilidade pode ser expressa por  $dF_1(s_1)$ . A probabilidade da carga  $s_1$  recair fora deste domínio é

$$1 - F_1(s_1'') - F_1(s_1') \quad (3.6)$$

$$\text{Elementarmente temos : } 1 - dF_1(s_1). \quad (3.7)$$

De acordo com a suposição de independência das cargas em intervalos sucessivos,

$$(1 - (F_i(s_i'') - F_i(s_i')))^{r_i}$$

representa a probabilidade da carga permanecer fora do intervalo para  $r_i$  repetições; isto é, de não ocorrer durante a vida da estrutura.

Finalmente

$$F_{r_i}(s_i'', s_i) = 1 - (1 - (F_i(s_i'') - F_i(s_i)))^{r_i} \quad (3.8)$$

representa a probabilidade da carga  $s_i$  recair no domínio  $s_i' < s < s_i''$  ao menos uma vez durante a vida da estrutura. Para um domínio elementar

$$dF_{r_i}(s_i) = 1 - (1 - cF_i(s_i))^{r_i} \quad (3.9)$$

Se o número de repetições independentes  $r$ , é o mesmo para diversos tipos de cargas  $s_1 \dots s_k$ , a probabilidade da carga recair ao menos uma vez no domínio

$$\Delta s_{i,k} = (\Delta s_1, \dots, \Delta s_k) \text{ é}$$

$$F_r(\Delta s_{i,k}) = 1 - (1 - \prod_{j=1}^k (F_j(s_j'') - F_j(s_j')))^r \quad (3.10)$$

Para um domínio elementar

$$dF_r(s_1, \dots, s_k) = 1 - (1 - \prod_{j=1}^k dF_j(s_j))^r \quad (3.11)$$

Se o número de repetições não é o mesmo para os diferentes tipos de cargas a expressão acima pode ser generalizada para

$$F_{r_1 \dots r_n}(\Delta s) = 1 - \left[ 1 - (F_1(s_1'') - F_1(s_1')) (1 - \left[ 1 - (F_2(s_2'')) (1 - \left[ 1 - (F_3(s_3'')) - F_3(s_3')) (\dots) \right]^{r_3/r_2} \right]^{r_2/r_1}) \right]^{r_1}$$

para o domínio elementar

$$dF_{r_1 \dots r_n}(s) = 1 - \left[ 1 - dF_1(s_1) \left( 1 - \left[ 1 - dF_2(s_2) \left( 1 - \left[ 1 - dF_3(s_3) \dots \right]^{r_3/r_2} \right) \right]^{r_2/r_1} \right) \right]^{r_1} \quad (3.13)$$

A função  $dF_{r_1 \dots r_n}(s)$  como definida acima indica a probabilidade de o vetor de cargas  $s$  recair no domínio  $d_{s_1 \dots s_n}$  ao menos uma vez durante a vida da estrutura, mas não deve ser entendida como a função densidade.

Em regiões de especial interesse para o projeto de estruturas, onde as probabilidades das cargas são baixas a expressão pode ser aproximada por:

$$\begin{aligned} dF_{r_n}(s_1 \dots s_n) &\approx r_n f_1(s_1) \dots f_r(s_n) d_{s_1 \dots s_n} = \\ &= r_n \prod_{i=1}^n f_i(s_i) d_{s_i} \end{aligned} \quad (3.14)$$

### 3.3.2.5 Transformação de cargas em esforços solicitantes

A probabilidade de falha em uma estrutura ou em um de seus elementos é computada por meio de uma integral de convolução entre a distribuição estatística das cargas e a distribuição estatística das resistências. Por isto, tanto as cargas quanto as resistências têm que ser expressas por variáveis comuns.

Uma maneira de tratar o problema consiste em transformar as cargas  $\{s\}$  em esforços solicitantes  $\{Q\}$  de componentes  $q_i$  e expressar a resistência pelo vetor  $\{U\}$  de componentes  $\{u_i\}$  também em termos de esforços solicitantes. Isto é conveniente já que as resistências das estruturas podem ser facilmente expressas em termos de esforços solicitantes. Cada um dos veto



res  $\{Q\}$  e  $\{U\}$  referem-se à uma mesma seção de um elemento da estrutura e que no caso geral possui seis componentes: uma força axial, duas forças cortantes, dois momentos fletores e um momento torçor. Esta noção de esforços solicitantes pode ser generalizada pela consideração simultânea de mais de uma seção.

Para o caso no qual a relação entre cargas e esforços solicitantes é linear, é possível admitir a existência de uma matriz de transformação:

$$\{Q\}_m = [A]_{m \times n} \cdot \{S\}_n \quad (3.15)$$

sendo "m" e "n" o número de componentes dos vetores de esforços solicitantes e de cargas, respectivamente.

O problema é obter-se a distribuição estatística dos esforços solicitantes em função da distribuição das cargas. A função densidade das cargas é  $f(s) ds_1 \dots ds_n$ , que indica a densidade de probabilidade do vetor recair ao menos uma vez em um volume elementar  $ds_1 \dots ds_n$ , durante a vida da estrutura.

Para o caso de  $n = m$  a relação entre distribuições é <sup>(19)</sup> :

$$f(q_1 \dots q_n) dq_1 \dots dq_n = f(s_1 = c_{11} q_1 + \dots + c_{1n} q_n, \dots,$$

$$s_n = c_{n1} q_1 + \dots + c_{nn} q_n) \frac{\partial (s_1, \dots, s_n)}{\partial (q_1, \dots, q_n)} dq_1 \dots dq_n \quad (3.16)$$

onde  $[c]$  é a inversa de  $[A]$  e seus elementos são  $c_{11} \dots c_{1n}$ ,  $\dots$ ,  $c_{n1} \dots c_{nn}$ .

O valor do jacobiano é

$$\frac{\partial(s_1 \dots s_n)}{\partial(q_1 \dots q_n)} = \frac{\partial(s_i)}{\partial(q_i)} = \frac{1}{\begin{vmatrix} a_{11} & \dots & a_{1n} \\ \vdots & & \vdots \\ a_{n1} & & a_{nn} \end{vmatrix}} = \frac{1}{|A|} \quad (3.17)$$

Quando  $n < m$ , temos

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= a_{11} s_1 + \dots + a_{1n} s_n \\ \vdots & \\ q_n &= a_{n1} s_1 + \dots + a_{nn} s_n \\ q_{n+1} &= a_{n+1,1} s_1 + \dots + a_{n+1,n} s_n \\ \vdots & \\ q_m &= a_{m1} s_1 + \dots + a_{n+1,n} s_n \end{aligned} \right\} A$$

Invertendo a matriz quadrada  $n \times n$ , temos

$$\left. \begin{aligned} s_1 &= c_{11} q_1 + \dots + c_{1n} q_n \\ \vdots & \\ s_n &= c_{n1} q_1 + \dots + c_{nn} q_n \end{aligned} \right\} B$$

E

$$q_{n+1} = c_{n+1,1} q_1 + \dots + c_{n+1,n} q_n \quad (3.18)$$

onde  $c_{n+1,j}$  é obtido pela substituição de B em A.

A função densidade de esforços solicitantes fica

$$f(q_1 \dots q_n) dq_1 \dots dq_n = f(s_1 = c_{11} q_1 + \dots + c_{1n} q_n \dots ,$$

$$s_n = c_{n1} q_1 + \dots + c_{nn} q_n) \frac{1}{A} ds_1 \dots ds_n \quad (3.19)$$

sendo

$$\left. \begin{aligned} q_{n+1} &= c_{n+1,1} q_1 + \dots + c_{n+1,n} q_n \\ &\cdot \\ &\cdot \\ q_m &= c_{m1} q_1 + \dots + c_{mn} q_n \end{aligned} \right\} \quad (3.20)$$

se  $n > m$

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= a_{11} s_1 + \dots + a_{1n} s_n + a_{1,n+1} s_{n+1} + a_{1n} s_n \\ q_m &= a_{m1} s_1 + \dots + a_{mn} s_n + a_{m,m+1} s_{m+1} + \dots + a_{mn} s_n \end{aligned} \right\} \quad (3.21)$$

Invertendo a matriz  $[A]_{m \times n}$

$$\left. \begin{aligned} s_1 &= c_{11} q_1 + \dots + c_{1m} q_m + c_{1,n+1} s_{n+1} + \dots + c_{1n} s_n \\ &\cdot \\ &\cdot \\ s_m &= c_{1m} q_1 + \dots + c_{nm} q_n + c_{n,m+1} s_{n+1} + \dots + c_{mn} s_n \end{aligned} \right\} \quad (3.22)$$

Então

$$f(q_1 \dots q_n) dq_1 \dots dq_n = \int_{R_{n-m}} f(s_1 = c_{11} q_1 + \dots + c_{mn} s_n \dots ,$$

$$s_n = c_{1m} q_1 + \dots + c_{mn} s_n) ds_{n+1} \dots ds_n \frac{1}{A} ds_1 \dots ds_n$$

Para o caso de um comportamento não linear entre cargas e esforços solicitantes é possível utilizar-se fatores de correção aplicados aos elementos da matriz de transformação  $[A]$ . Estes coeficientes devem ser discutidos em cada caso, no entanto, os fatores de ductilidade dos materiais em questão podem ser utilizados como tais coeficientes em muitos casos.

De modo geral podemos dizer que já há uma teoria suficientemente desenvolvida<sup>(19)</sup> que procura levar em conta a variação das dimensões dos elementos e das propriedades mecânicas dos materiais na relação estatística entre cargas e esforços solicitantes. Esta transformação de cargas em esforços solicitantes pode permanecer linear mesmo para relações estatísticas. Isto é feito pela associação de uma função de distribuição à cada elemento de transformação da matriz  $[A]$ . No caso mais geral a transformação pode ser não-linear.

Ainda de modo geral podemos afirmar que a aleatoriedade das cargas predomina sobre a aleatoriedade do comportamento estrutural e a sua consideração pouco influencia o resultado final. Tomá-la em consideração provoca um pequeno aumento da dispersão dos esforços solicitantes.

### 3.3.2.6 Probabilidade de ruína para combinação de cargas

Por definição, a ruína ocorre quando os esforços solicitantes correspondentes às cargas excedem os esforços solicitantes definidos como condição de ruína. Se estas quantidades são consideradas independentes, a probabilidade de ruína é dada pela integral

$$P_f = \int_{R_n} f_s(\sigma_1 \dots \sigma_n) F_R(u_1 \dots u_n) d\sigma_1 \dots d\sigma_n \quad (3.24)$$

que admite que todos os esforços solicitantes se influenciem e determinem a condição de ruína, fazendo uma varredura por todas as

combinações possíveis. Em muitos casos é possível simplificar esta integral, levando em conta somente alguns esforços solicitantes, ou pelo menos em grupos separadamente. Em uma barra primária, por exemplo, é possível considerar os momentos fletor e forças axiais juntos, e depois as forças cortantes e momento torçor.

Como na condição de ruína  $u_i$  e  $\sigma_i$  coincidem, então podemos escrever:

$$n_f = \int_{R_n} f_s(\sigma_1 \dots \sigma_n) F_R(q_1 \dots q_n) d\sigma_1 \dots d\sigma_n \quad (3.25)$$

Observe-se que de acordo com a definição  $f_s(q_1 \dots q_n)$  é a densidade de probabilidade do vetor  $\{Q\}$  recair no volume elementar  $dq_1 \dots dq_n$  ao menos uma vez durante a vida da estrutura. De forma que a possibilidade de ruínas repetidas durante a vida da estrutura não é levada em conta.

A integral anterior deve ser estendida para todo o espaço  $R_n$ . Entretanto, de fato, o produto  $f_s \cdot F_R$  precisa ser computado somente na região onde atinge valores significativos, ou seja em torno da intersecção de duas distribuições.

### 3.4 O Algoritmo de Rackwitz-Fiessler<sup>(6)</sup>

Observa-se que no modelo de Ferry Forges e Castanheta, a combinação das ações fica simplificada no caso das distribuições serem normais. As densidades de probabilidades das combinações das ações e também as integrais de convolução são muito mais facilmente calculadas quando só se têm distribuições normais. Apesar de que no geral as distribuições normais não são realmente adequadas para a idealização das cargas variáveis, Rackwitz-Fiessler propõe um algoritmo para substituir outras distribuições por distribuições normais.

A técnica consiste na substituição de uma função de distribuição  $F$  e de densidade  $f$  por uma distribuição normal que apresente o mesmo valor em um dado ponto escolhido  $x$ . Para a distribuição normal tem-se a média e o desvio padrão dados por:

$$\left. \begin{aligned} \mu &= x - \sigma \phi^{-1}(F(x)) \\ \sigma &= \phi \left[ \phi^{-1}(F(x)) \right] / f(x) \end{aligned} \right\} D$$

onde  $\phi$  e  $\phi$  são a função de distribuição e função densidade reduzidas da distribuição normal, respectivamente.

Considere-se o cálculo da função distribuição da soma  $x_1(t)$  e  $x_2(t)$  em um certo  $z$ . Toma-se um par  $(x_1, x_2)$  tal que  $x_1 + x_2 = z$ . As distribuições de  $x_1(t)$  e  $x_2(t)$  são aproximadas nos pontos  $x_1$  e  $x_2$  pelas distribuições normais dadas pelas expressões com parâmetros  $(\mu_1, \sigma_1)$  e  $(\mu_2, \sigma_2)$ . Assim a função distribuição da soma tem o seu valor aproximado, no ponto  $z$ , pela distribuição de parâmetros  $\mu = \mu_1 + \mu_2$  e  $\sigma^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2$ , que são função de  $x_1$  e  $x_2$  escolhidos.

Em uma segunda aproximação, um novo par de valores é escolhido na reta  $x_1 + x_2 = z$ , de modo que o produto das funções densidade de probabilidade normais  $(\mu_1, \sigma_1)$  e  $(\mu_2, \sigma_2)$  seja máximo. O novo par de pontos fica

$$(x_1, x_2) = (\mu_1 + \beta \alpha_1 \sigma_1, \mu_2 + \beta \alpha_2 \sigma_2)$$

onde

$$\beta = \frac{z - \mu}{\alpha} \quad \alpha_1^2 = \frac{\sigma}{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}$$

Repete-se o procedimento até que a diferença entre os resultados consecutivos seja considerada pequena. É possível generalizar para  $z(t) = x_1(t) + x_2(t) + \dots + x_n(t)$ .<sup>(6)</sup>

### 3.5 A Regra de Turkstra<sup>(6)</sup>

Trata-se de uma simplificação: admite-se que o valor máximo da soma de vários processos estocásticos ocorra em um instante em que há a ocorrência do valor máximo de um dos processos envolvidos. Batista<sup>(6)</sup> fornece expressões que permitem estimar o valor da soma de várias ações, para uma dada probabilidade de

ocorrência, utilizando a regra Turkstra. A simplificação de Turkstra mostra-se consistente com uma abordagem probabilística rigorosa (6).

## CAPITULO 4

### 4. O VASO DE PRESSÃO

#### 4.1 Introdução

Vasos de pressão são estruturas hermeticamente fechadas sujeitas a cargas de pressão significativas, usualmente internas. Possuem as mais variadas formas geométricas, como esferas, cilindros, elipsóides, ou alguma composição destas. Podem ser constituídos de vários tipos de materiais, sendo o mais usual o aço. Suas aplicações são diversas. Submarinos e naves espaciais, reservatórios utilizados na indústria química e petrolífera bem como o vaso de pressão usado em uma usina nuclear, são exemplos destas aplicações.

Os vasos de pressão sujeitos a condições mais severas de funcionamento estão submetidos à tensões provenientes da pressão, temperatura, peso próprio, impactos físicos, envolvendo fenômenos como a fadiga, a deformação lenta e variações abruptas da secção. Além disto eventualmente há interferência significativa do meio ambiente no comportamento do material. No caso nuclear, a radiação altera de modo sensível as propriedades e comportamento dos materiais constituintes.

Assim, é bastante complexo o trabalho envolvido no projeto de vasos de pressão. De fato, este projeto há de considerar que usualmente os vasos vão precisar suportar grandes pressões e eventualmente possuirão grandes diâmetros. Além disto, o projeto há de levar em conta também a necessidade de redução do peso a fim de poupar material, de redução dos custos de fabricação e facilidade de fabricação e transporte. Isto tudo leva a utilização de tensões de trabalho elevadas, bem como a utilização de materiais de alta resistência. O projetista procura obter um vaso de grande confiabilidade, mas com pouco peso. Isto só é possível com um acurado conhecimento do comportamento dos materiais envolvidos. Assim é bem justificável todo esforço de aprimoramento dos métodos de cálculo estrutural de vasos de pressão.



#### 4.2 O Vaso de Pressão Nuclear

Várias descobertas científicas, sobretudo a partir do século passado e início deste, produziram um conhecimento do átomo tal, que permitiu que os alemães Hahn e Strassman, em 1938, fissionassem pela primeira vez o urânio por meio de bombardeamento com neutrons. Em 1942, Enrico Fermi conseguiu colocar em funcionamento o primeiro reator nuclear na Universidade de Chicago. Em 1955 já tínhamos um reator nuclear produzindo energia elétrica. Desde lá verifica-se o crescimento do uso da energia nuclear em todo o planeta. De fato, em fins de 1982 haviam 297 reatores de potência em operação produzindo um total de 173.039 MWe; e estavam em construção 216 outros reatores com potência prevista de 204.780 MWe, além dos reatores de pesquisa<sup>(40)</sup>. Todos estes reatores de potência utilizam vasos de pressão de vários tipos para o seu funcionamento. Assim, um dos usos mais importantes dos vasos de pressão é exatamente o uso nuclear. Em uma central, o vaso de pressão abriga o reator nuclear, sendo uma parte integrante do chamado "circuito primário" da central.

Os reatores presentemente em uso, e provavelmente os que entrarem em funcionamento até ao fim do século, são todos de fissão nuclear; ou seja são reatores que derivam sua energia da fissão (quebra) de núcleos de átomos pesados. O Departamento de Energia norte-americano preve que só no próximo século um reator de fusão comercial será acessível, ou seja um reator que aproveita a energia liberada pela combinação de dois núcleos de átomos leves<sup>(10)</sup>. Os reatores de fissão podem ser de vários tipos. Variam no seu material combustível, no tipo de refrigerante que empregam, no tipo de moderador e no tipo de refletor que utilizam. Os reatores nucleares para a produção de energia elétrica são: Pressurized Water Reactor (PWR), Boiling Water Reactor (BWR), Fast Breeder Reactor (FBR), Heavy Water Reactor (HWR), Gas Cooled Reactor (GCR), Molten Salt Breeder Reactor (MSBR), entre outros<sup>(13)</sup>.

#### 4.3 O Vaso de Pressão do PWR

Há dois tipos principais de reatores de água leve, o BWR e o PWR. Sua principal diferença é a pressão de operação do

do refrigerante - o PWR opera a cerca de 16 MPa e o PWR a cerca de 7 MPa. Os reatores do tipo PWR são os mais utilizados atualmente. Em fins de 1982 representavam 56,5% dos reatores em operação e 68,0% dos reatores em construção<sup>(40)</sup>. No Brasil, os reatores Angra I e II são do tipo PWR.

Todos os reatores do tipo PWR utilizam vasos de pressão de aço como continente do núcleo do reator e do refrigerante do primário. Estes vasos devem poder suportar altas pressões e irradiação neutrônica ao longo de toda a sua vida, não só sob normais mas também sob condições de acidentes hipoteticamente postulados. O vaso de pressão dos reatores PWR possui um corpo cilíndrico, uma tampa inferior hemisférica soldada ao corpo e uma tampa superior, também hemisférica, flangeada ao corpo principal. O vaso é constituído de aço de baixo carbono. E as partes que devem operar em contacto direto com água são revestidas com uma camada de pelo menos 1/8" de espessura de aço inoxidável austenítico. O vaso de pressão dos reatores PWR, quando em terra firme, fica apoiado sobre os tubos de entrada e saída do refrigerante. O apoio na parte inferior do vaso é evitado para não haver restrição à dilatação. Na parte inferior do vaso não há qualquer abertura, de forma que no caso de um acidente com perda de refrigerante, a água dentro do vaso não se esgota. Os tubos de entrada e saída do refrigerante ficam acima do nível interno da água. E a água refrigerante é forçada a circular por todo o vaso devido a presença do "core barrel", passando pelos elementos combustíveis de baixo para cima. Veja figuras e tabelas adiante.

TABELA 4.1 - Valores Típicos das Dimensões de um Vaso de Pressão PWR com 4 Loops.

Altura total do vaso completo	13770mm
Diâmetro interno	4390mm
Espessura da parede oposta ao "core"	215mm
Espessura da parede no "flange"	500mm
Espessura nominal do encamisamento	6mm
Diâmetro interno da abertura de entrada	700mm
Diâmetro interno da abertura de saída	740mm
Número de Parafuso de fechamento	54mm
Diâmetro dos parafusos de fechamento	173mm
Peso do vaso seco	434800kg

TABELA 4.2 - Valores Típicos de Operação de um Vaso de Pressão com 4 loops.

Pressão normal de operação	15.98 MPa
Pressão de projeto	17.13 MPa
Pressão hidráulica inicial	21.42 MPa
Temperatura normal de operação de entrada	288º C
Temperatura normal de operação de saída	327º C
Temperatura de projeto	343º C
Temperatura sem carga	292º C
Vida projetada	40 anos com 80% de fator de carga

#### 4.4 Os Métodos Tradicionais de Cálculo de Vasos de Pressão são (2,26,28,36,48)

O cálculo estrutural de vasos de pressão até ao presente momento tem sido feito utilizando-se basicamente de uma abordagem determinística. São empregadas expressões analíticas que se baseiam na teoria da elasticidade. E fica admitido o comportamento elástico dos materiais, tomando-se como verdadeira a lei de Hooke. Eventuais plastificações localizadas são admitidas e suas implicações para a segurança levadas em conta. Usualmente admite-se que as cargas sejam estaticamente aplicadas ao vaso, o que certamente não corresponde sempre à realidade. O material é considerado como dúctil e capaz de permitir uma redistribuição de tensões localizadas. Devido às características cíclicas de muitas das ações a que ficam sujeitos muitos vasos de pressão, a verificação à fadiga acaba desempenhando, em muitos casos, papel primordial, tornando-se mesmo, eventualmente, no fator mais determinante. O cálculo de vasos de pressão, hoje, leva em conta com muito rigor as chamadas cargas excepcionais: terremotos, explosões, colisões sobre a estrutura, etc.

A questão das tensões localizadas é considerada com cuidado. Verificações adicionais são feitas nos pontos de aplicação das cargas, nos pontos de descontinuidade da estrutura, nas aberturas, etc, que são pontos onde eventualmente desenvolvem-se tensões localizadas. As tensões residuais, ou seja aquelas pro

venientes do próprio processo de fabricação do aço, usualmente não são levadas em conta, embora possam chegar a ser importantes, sobretudo em vasos constituídos de aços mais quebradiços ("brittle"). As expressões empregadas no cálculo estrutural de vasos de pressão admitem que as secções permaneçam planas durante e após a aplicação das ações, o que nem sempre é verdade. Assim esta fonte de tensões localizadas não é levada em conta.

Os vasos de pressão de uso nuclear frequentemente possuem dimensões tais que, permitem que se considerem como solicitações internas predominantes as chamadas tensões de membrana. Ou seja, a espessura do vaso é suficientemente pequena em relação as demais dimensões, para poder-se supor que sua parede comporta-se como uma membrana. E o vaso só desenvolve pequenas tensões à flexão e acaba possuindo altas resistências à forças no plano da parede, do vaso. Chama-se "tensão de membrana" à tensão calculada sem se levar em conta a flexão. E de fato é bem desejável que a parede do vaso possua características de membrana, permitindo as sim deformações da parede sem provocar grandes tensões de flexão. Uma formulação geral que permite calcular a tensão de membrana em qualquer ponto do vaso sob pressão, em função da espessura da parede, dos raios de curvatura e da pressão, está acessível na literatura especializada. Veja por exemplo <sup>(28)</sup>. Ainda é possível comparar a tensão de membrana com tensões de outras naturezas, como as tensões térmicas. Estas podem ser calculadas a partir das diferenças de temperatura envolvidas, do módulo de elasticidade do material (E) e do seu coeficiente de dilatação térmica ( $\alpha$ ) <sup>(28)</sup>. A composição das tensões de várias origens permite um estudo completo das concentrações de tensões e uma boa análise do comportamento estrutural.

Nos Estados Unidos o projeto de vasos de pressão de reatores do tipo PWR e BWR está normalizado pela ASME Boiler and Pressure Vessel Code <sup>(2)</sup>, na sua secção III. O parágrafo NB 3112 especifica um conjunto de cargas, pressão, temperatura, cargas mecânicas, para o projeto. As cargas são projetadas em vários níveis de operação do reator: A, B, C e D, que correspondem aos seguintes estados respectivamente: normal, excepcional, emergência, falta de condições adequadas. Vários tipos de acidentes são postulados e o vaso deve ser capaz de resistir os impactos provocados pelos gradientes de temperatura e pressão associados à estes aci

dentes.

Uma vez admitida as condições de operação a norma específica a análise de tensões em dois níveis. O primeiro estágio consiste na análise da tensão quando se supõe não haja defeitos estruturais no vaso. As tensões obtidas devem ser consistentes com os limites do "stress intensity" (intensidade de tensão), derivados das propriedades mecânicas do material. Veja NP 3000<sup>(2)</sup>. O segundo estágio é a verificação da integridade do vaso caso haja uma falha na estrutura. O apêndice G da ASME III - Protection Against Non-Ductile Failure - especifica uma fissura padrão para esta verificação: uma fissura na direção da máxima tensão de profundidade 0.25 vezes a espessura da secção e de comprimento de 1.5 vezes a espessura da secção.

A intensidade de tensão é calculado a partir das tensões que ocorrem no vaso, sendo uma composição de:

1. tensão primária:
  - i. tensão de membrana primária geral;
  - ii. tensão de membrana primária local;
  - iii. tensão à flexão primária.
2. tensão secundária
3. tensão de pico.

A tensão primária é aquela que surge para fazer frente às forças e momentos aplicados ao vaso, e garantir assim o equilíbrio. Não é uma tensão auto-limitada e não diminui com o escoamento do aço. Tanto os momentos fletores, quanto as tensões de membrana e local são exemplos desta categoria. A tensão secundária é a tensão que surge devido à auto-restricção da estrutura ou restricção imposta por um material adjacente. Trata-se de uma tensão auto-limitada e que se esvanece com o escoamento. As tensões térmicas, as tensões devido aos momentos fletores em pontos de grande discontinuidade estrutural são exemplos da tensão secundária. A tensão de pico é a tensão complementar que se soma à tensão primária e secundária, e que surge de discontinuidades localizadas e tensões térmicas localizadas e inclui também o efeito

de concentração de tensões. Não causa grandes distorções, mas no de ser importante no estudo da fadiga. Uma detalhada exposição da cálculo do "stress intensity" pode ser encontrada no artigo NF 3215<sup>(2)</sup>.

No artigo NF 3222.4 faz-se a normalização da verificação das tensões cíclicas causadoras da fadiga. As normas da Secção III da ASME Boiler and Pressure Vessel Code<sup>(2)</sup> são frequentemente respeitadas mesmo para vasos de pressão projetados e fabricados fora dos Estados Unidos.

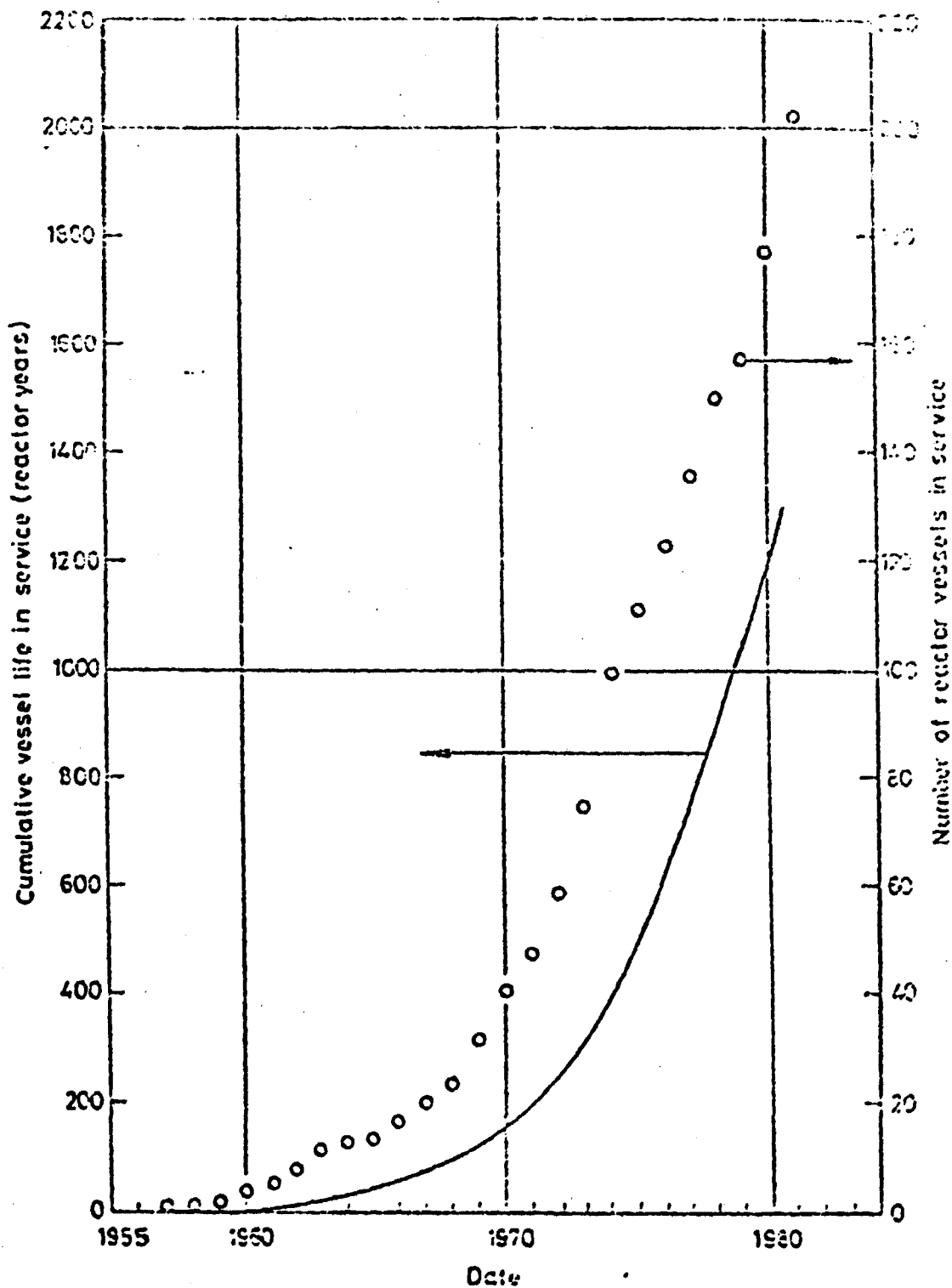


Figura 4.1 - Crescimento da experiência de operação de vasos de pressão de reatores de água leve.

Extraído de Marshall, N.J (ed) - An assessment of the integrity of PWR pressure vessels, fig. 2.1(36)

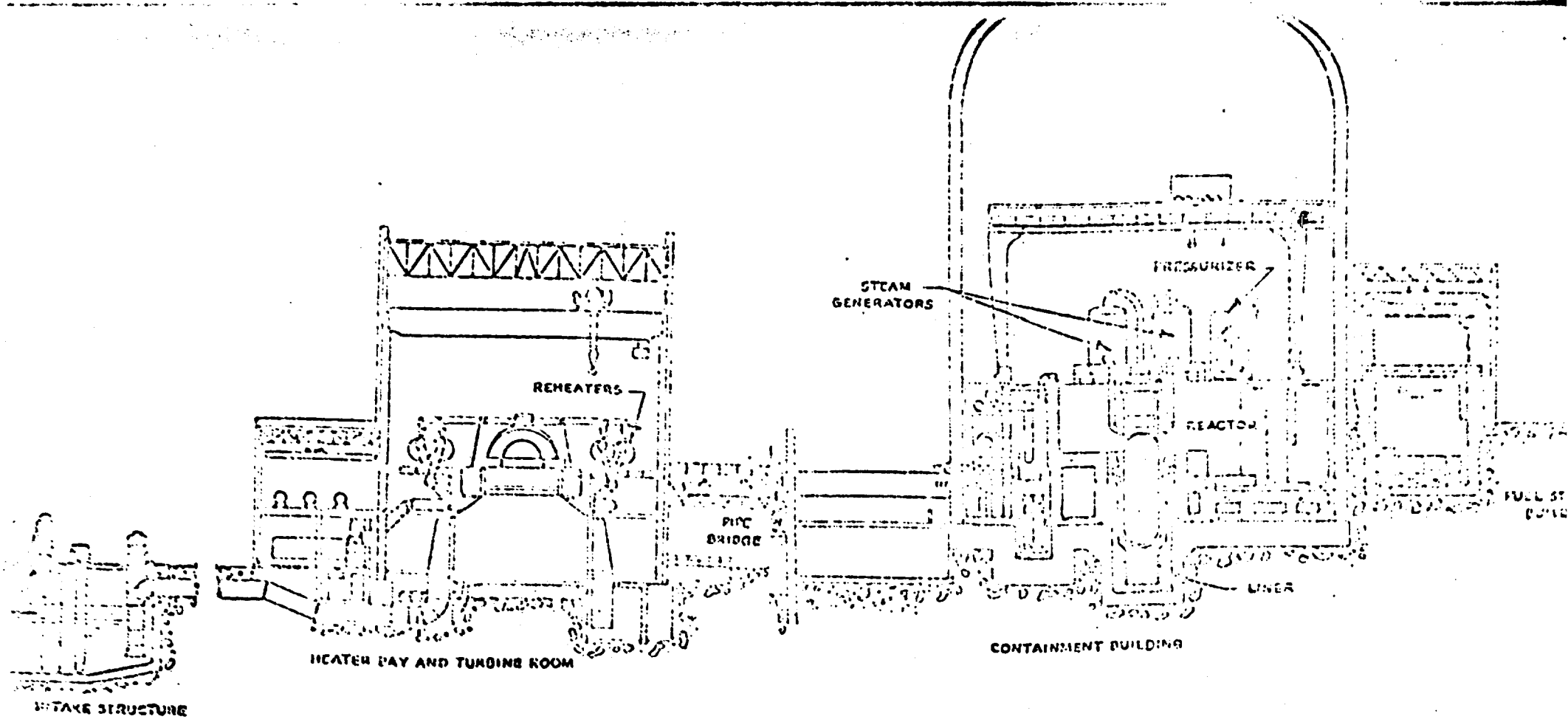


Figura 4.2 - Secção transversal de uma Central PWR típica

Extraído de CINTRA F9, J.S. - Engenharia Nuclear II, pag. 49 (13)



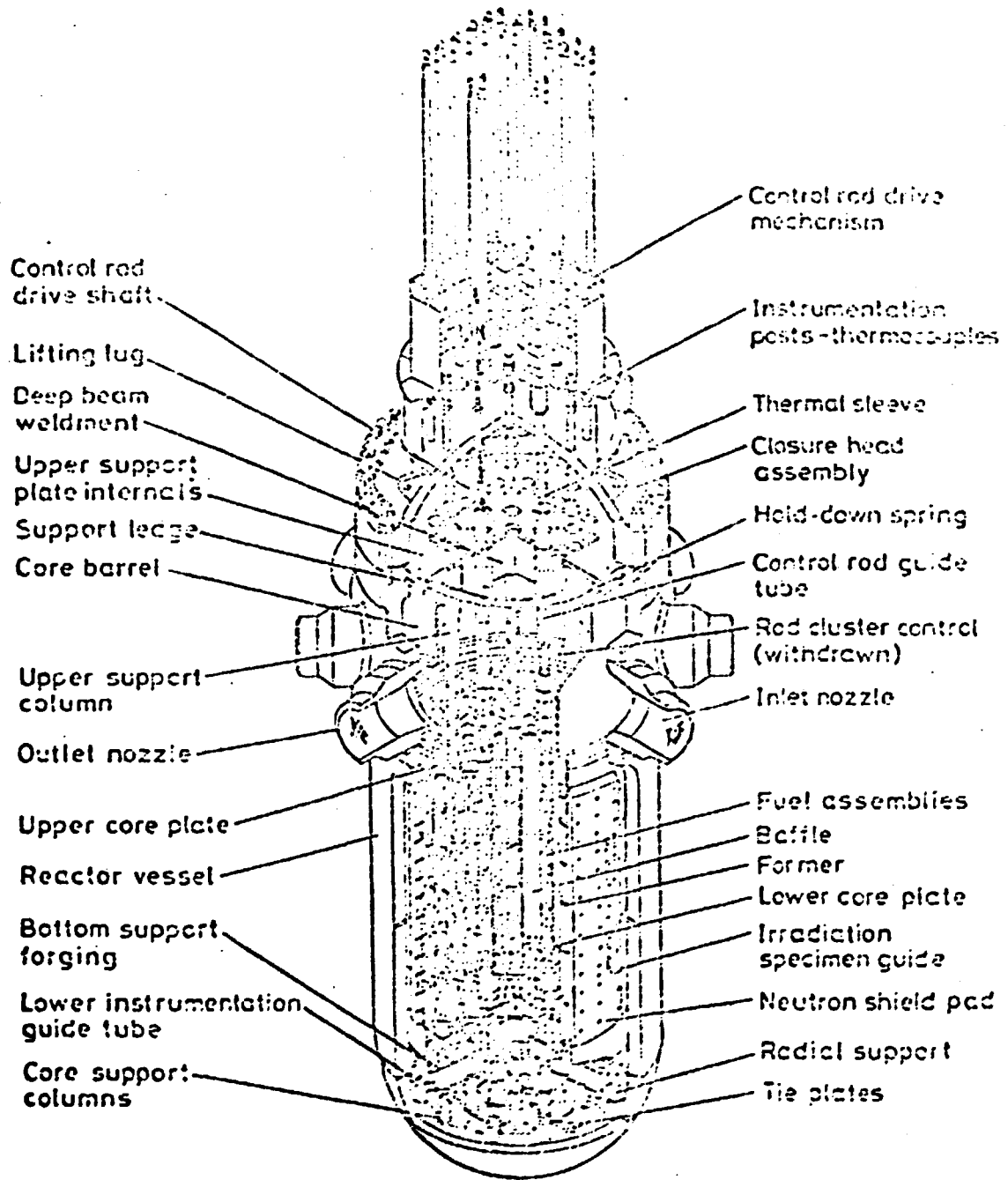


Figura 4.3 - Corte longitudinal do vaso e seus componentes internos.

Extraído de Marshall, W. (ed) - An assessment of the integrity of PWR pressure vessels, fig. 2.4<sup>(36)</sup>.

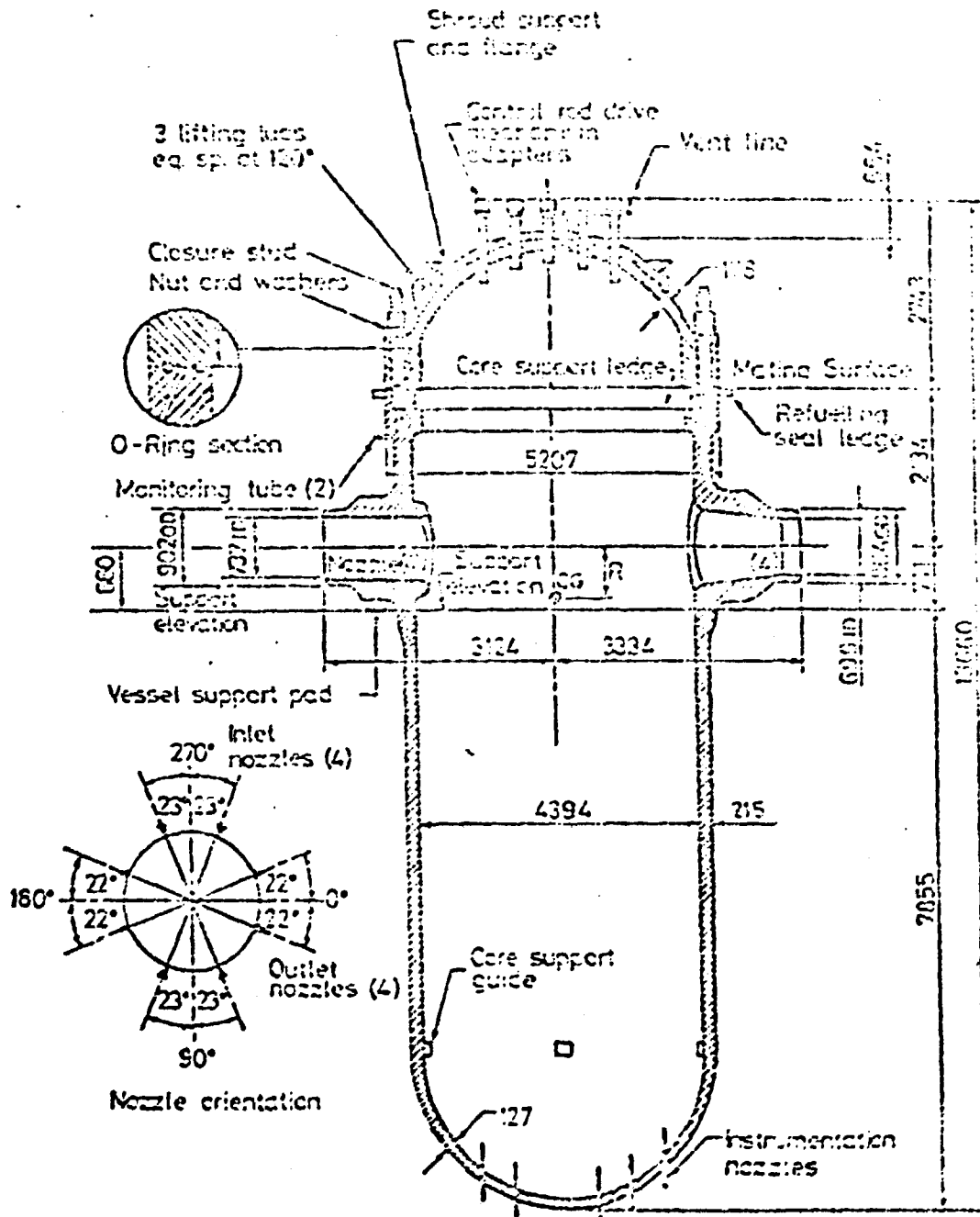


Figura 4.4 - O vaso de pressão PWR com 4 "Loons" (dimensões em mm).

Extraído de Marshall, W. (ed) - An assessment of the integrity of PWR pressure vessels, fig. 2.5 (36).

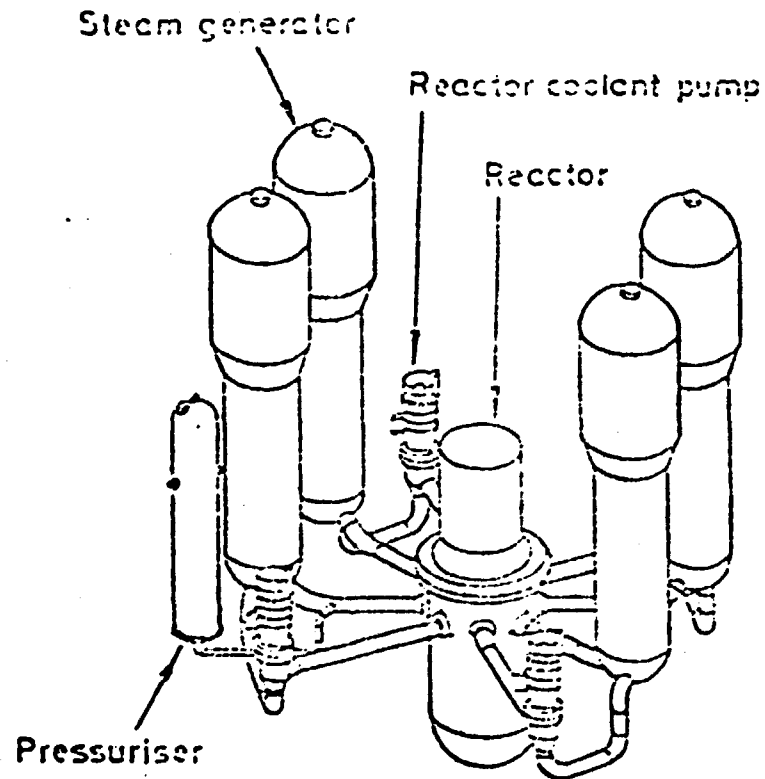


Figura 4.5 - Diagrama simplificado de um sistema nuclear de gerador de vapor com 4 loops.

Extraído de Marshall, W. (ed) - An assessment of the integrity of PWR pressure vessels, fig. 2.3 (36).

## CAPITULO 5

### 5. ACÕES E RESISTÊNCIAS ASSOCIADAS A VASOS DE PRESSÃO NUCLEAR

#### 5.1 Distribuições Estatísticas para a Descrição das Ações e Resistências.

Dois tipos de distribuições especiais têm sido usualmente associadas com sucesso as funções de densidade de probabilidade de das ações e resistências: a distribuição normal e as distribuições de extremos.

A distribuição normal é assintoticamente obtida quando a variável aleatória em questão é composta pela adição de várias outras variáveis aleatórias, mesmo que estas não possuam distribuição normal (teorema do limite central). Assim temos a função distribuição

$$F_N(x_1) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_1} \exp - \frac{(x - \bar{x})^2}{2 \sigma^2} dx \quad (5.1)$$

E a sua derivada, a função densidade

$$f_N(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \exp \left[ - \frac{1}{2 \sigma^2} (x - \bar{x})^2 \right] \quad (5.2)$$

Vê-se que a distribuição normal é definida pelos parâmetros  $\bar{x}$ , valor médio, e  $\sigma^2$ , variância

A distribuição menos usada, mas de grande interesse é a distribuição log-normal. Uma variável aleatória terá uma distribuição log-normal quando o logaritmo dessa variável possuir distribuição normal. Assim

$$F_{LN}(x_1) = \frac{1}{\alpha \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_1} \frac{1}{x} \exp \left[ -\frac{\ln^2(x/\beta)}{2\alpha^2} \right] dx \quad (5.3)$$

e

$$f_{LN}(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \alpha x} \exp \left[ -\frac{\ln^2(x/\beta)}{2\alpha^2} \right] \quad (5.4)$$

onde :

$$\alpha = \sigma_{\ln x} \quad ,$$

$$\ln \beta = \bar{x}_{\ln x}$$

As distribuições de extremos correspondem a distribuições de valores mínimos e máximos que são obtidos em condições bem gerais. Gumbel<sup>(23)</sup> classificou as distribuições de extremos em três tipos e especificou suas propriedades. As distribuições que interessam às questões de segurança são:

a) Distribuição de Extremos Tipo I (máxima) a distribuição é dada por

$$F_I(x) = \exp \left[ -\exp(-\alpha(x - \bar{x})) \right] \quad (5.5)$$

e

$$f_I(x) = \alpha \exp \left[ -\alpha(x - \bar{x}) - \exp(-\alpha(x - \bar{x})) \right] \quad (5.6)$$

válidas para  $-\infty < x < +\infty$ ,  $\alpha > 0$  é uma medida de dispersão e  $\bar{x}$  a moda da distribuição.

b) Distribuição de Extremo Tipo I (mínima)

$$F_I(x) = 1 - \exp \left[ -\exp \left[ \alpha(x - \bar{x}) \right] \right] \quad (5.7)$$

e

$$f_I(x) = \alpha \exp \left[ \alpha (x - \bar{x}) - \exp \left[ \alpha (x - \bar{x}) \right] \right] \quad (5.8)$$

válidos para  $-\infty < x < +\infty$ . Onde  $\bar{x}$  é a moda e  $\alpha > 0$  é uma medida da dispersão.

c) Distribuição de Extremos Tipo II (máxima)

$$F_{II}(x) = \exp \left[ - (kx)^{-\beta} \right] \quad (5.9)$$

e

$$f_{II}(x) = \beta k (kx)^{-(\beta+1)} \exp \left[ - (kx)^{-\beta} \right] \quad (5.10)$$

válidos para  $\beta > 0$ ,  $x > 0$  e  $k > 0$ .

Os parâmetros  $k$  e  $\beta$  podem ser determinados a partir da média e desvio padrão da distribuição. As distribuições tipo II podem ser transformadas em tipo I e vice-versa por uma transformação de variáveis. A relação que existe entre as distribuições tipos II e I é a mesma que existe entre as distribuições log-normal e normal.

d) Distribuição de Extremos Tipo III (mínima)

$$F_{III}(x) = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{x - \epsilon}{k - \epsilon} \right)^\beta \right] \quad (5.11)$$

e

$$f_{III}(x) = \frac{\beta}{k - \epsilon} \left( \frac{k - \epsilon}{k - \epsilon} \right)^{\beta-1} \exp \left[ - \left( \frac{k - \epsilon}{k - \epsilon} \right)^\beta \right] \quad (5.12)$$

válidos para  $x > \epsilon$ ,  $\beta > 0$ ,  $k > \epsilon > 0$ .

Esta distribuição foi introduzida por Weibull e por isto é conhecida pelo seu nome. A determinação dos parâmetros  $\epsilon$ ,  $k$ ,  $\beta$  vem do conhecimento da média, do desvio-padrão e do

coeficiente de assimetria da distribuição. As expressões que relacionam os parâmetros de todas estas distribuições ao valor médio, desvio padrão e coeficiente de assimetria (no caso de distribuição de Weibull) estão indicadas em apêndice).

As distribuições de extremos de máximo podem ser usadas para expressar cargas e as distribuições de extremos de mínimo para expressar resistências. As distribuições normal e log-normal podem ser usadas tanto para cargas quanto para resistências.

## 5.2 Ações

### 5.2.1 Introdução

Definimos anteriormente ações como qualquer influência ou conjunto de influências capazes de produzir estações de tensão em uma estrutura. Resta-nos organizar estas ações e associar a elas distribuições de probabilidades e o número de repetições independentes  $r$ , para a aplicação no modelo de Ferry Borges e Castanheta (18,19).

Por questões de simplicidade e praticidade é preciso associar um grupo de forças, tratando-o como uma única ação. É certo que tal procedimento deve ser realizado com o devido cuidado de não comprometer o estudo da combinação das ações. Quando se agrupa um subconjunto de forças, considerando-o como uma única ação, tais forças não mais serão consideradas variando independentemente entre si. Mas, certamente em muitos casos este agrupamento de forças só traz vantagens, por exemplo, podemos agrupar em uma única ação o peso próprio de todo o vaso de pressão, ao invés de estudar o peso de cada uma das suas partes separadamente.

### 5.2.2 Classificação das ações

#### 5.2.2.1 Quanto a natureza das ações

Indispensável para o agrupamento de forças e para a associação de funções de distribuição às ações e determinação do número  $r_1$  de repetições independentes do modelo de Ferry Borges e Castanheta é a classificação das ações. Quanto a classificação, pode ser feita segundo a própria natureza física das ações ou de acordo com os modelos estáticos de idealização e combinação das ações.

Assim é que se pode falar em ações que dependem ou não de decisões humanas. Os sismos, por exemplo, são ações não controladas pela vontade humana. Já a pressão interna do vaso de pressão está diretamente relacionada à sua operação, e em condições normais é dependente diretamente da vontade humana.

Uma ação pode ser independente de outra, por exemplo, as variações de temperatura independem dos recalques de apoio. Duas ações podem possuir dependência positiva, quando uma só pode ocorrer na presença de outra, por exemplo, a pressão interna do vaso só pode existir se houver o peso próprio do vaso. Ou duas ações podem possuir dependência negativa quando são mutuamente exclusivas.

De acordo com a resposta da estrutura às ações, estas podem ser classificadas de vários modos. São ditas estáticas ou dinâmicas. Tem um caráter dinâmico em relação a uma estrutura quando as forças de inércia que nela se desenvolvem, quando de sua aplicação, constituem parcela ponderável em relação às demais forças que intervêm no equilíbrio da estrutura. São ditas diretas ou indiretas. As ações diretas correspondem aos carregamentos, como os pesos próprios, pesos de equipamentos fixos, cargas estáticas e dinâmicas de utilização, carga de vento, etc. As ações indiretas correspondem às deformações reológicas, deslocamentos de apoio, etc. São ditas ações evanescentes ou persistentes. Evanescentes são aquelas que podem ser anuladas por uma deformação não prejudicial à estrutura.



### 5.2.2.2 Tendo em vista a distribuição estatística

Certamente que a classificação mais importante para este trabalho tem a ver com a questão das distribuições estatísticas das ações e suas variações no tempo.

É preciso introduzir aqui os conceitos de valor e variação significativas. Chamamos um valor e uma variação de significativa se suas consequências sobre a segurança das estruturas não pode ser desprezada. Pode-se considerar como não significativos valores de uma ação inferiores a  $0,1 F_k$ , e variações não significativas às compreendidas entre  $\pm 0,1 F_k$ , onde  $F_k$  é o valor característico máximo já definido anteriormente <sup>(6)</sup>.

Considera-se uma ação como de mesmo sinal quando esta adquire apenas valores não significativos de sinal oposto.

Considera-se ações limitadas superiormente às ações que não podem superar de um valor significativo o valor característico estimado ( $F_k$ ). De modo semelhante define-se ações limitadas inferiormente.

Ao estabelecermos modelos representativos das ações, podemos associá-los a processos estocásticos estacionários ou evolutivos. Intuitivamente as representações estatísticas das ações relacionadas a processos estocásticos estacionários (cujo parâmetro é o tempo) não apresentam variações significativas ao longo da duração prevista de uso de estrutura <sup>(6)</sup>.

Por fim classificamos as ações de acordo com a sua variação ao longo do tempo. Para os fins de combinação de ações, a variação no tempo é essencial, logo esta classificação reveste-se de grande interesse. Assim é que se fala em ações permanentes, variáveis e excencionais.

Ações permanentes são aquelas cujo valor, seja na fase de construção ao longo de uma etapa considerada, seja em operação, não apresentam variações significativas. Nes

ta classe podem também ser incluídas as ações cujo valor muda um pequeno número de vezes ao longo da vida de estrutura, ou variando de maneira contínua, sempre no mesmo sentido. A maioria das ações permanentes são consideradas limitadas e/ou de baixo coeficiente de variação. No caso do vaso de pressão nuclear temos:

1. ações permanentes diretas : os pesos próprios dos elementos de construção do vaso, incluindo o peso próprio de estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos hidrostáticos dos líquidos;
2. ações permanentes indiretas : os recalques de apoio.

Ações variáveis são aquelas que apresentam variações significativas, seja ao longo da execução (ainda que durante uma mesma fase de trabalho) seja em operação, um número de vezes que não pode ser considerado pequeno. Podem ser subdivididas em cíclicas ou intermitentes, sendo as primeiras de aplicação constante (por exemplo as variações de temperatura), ou de aplicação descontínua no segundo caso. O valor médio no tempo de uma ação cíclica tem geralmente importância significativa. A distribuição no tempo de uma ação intermitente compõe-se de duas populações distintas: os intervalos de tempo nos quais a grandeza da ação é nula, e aqueles nos quais a ação toma valores significativos. As ações variáveis são todas as cargas acidentais associadas à estrutura, bem como os seus efeitos. No caso do vaso de pressão nuclear temos: as pressões internas e externas, as cargas devidas às variações de temperatura, o peso dos componentes removíveis, a pressão hidrodinâmica dos líquidos, as cargas dos equipamentos adicionais, a ação dos ventos, o atrito nos apoios.

Finalmente as ações excepcionais que se caracterizam por:

1. são eventualmente importantes, mal conhecidas e de difícil de definição estatística;
2. média dos máximos periódicos baixa e elevado coeficiente de variação;
3. duração relativa de aplicação praticamente nula;

#### 4. efeitos sobre a estrutura de difícil previsão.

No caso do vaso de pressão nuclear temos: ações decorrentes de causas como as explosões, choques de objetos sobre a estrutura, incêndios, enchentes e os sismos.

#### 5.2.3 Idealização das ações

Para podermos associar distribuições de probabilidades e o número  $r_i$  de repetições independentes do modelo de Ferry Forges e Castanheta a cada ação, precisamos de um conhecimento experimental e histórico do comportamento destas ações em muitos vasos de pressão nuclear ao longo de muitos anos. Infelizmente não possuímos a plenitude destes dados hoje. Mas é verdade que a quantidade de informações acerca de distribuições estatísticas de diversos tipos de cargas têm crescido muito nestes últimos anos. E é verdade também que quando consideramos as ações segundo as classificações anteriormente descritas, é possível trazer a experiência de outros campos da Engenharia para a análise do vaso de pressão nuclear. Além disto, o modelo de Ferry Forges e Castanheta mostram como não é necessário uma quantidade enorme de observações das ações (veja as razões abaixo).

Por fim, espera-se que cada vez mais realmente se processe uma observação ordenada do comportamento das ações em vasos de pressão.

As ações permanentes por sua própria natureza possuem uma dispersão baixa. Como são compostas basicamente de pesos próprios possuem uma variação em dimensões e massa limitada pelos próprios processos de fabricação dos elementos constituinte da estrutura. As normas, como a ASTM, indicam as tolerâncias máximas da variação das massas das chapas metálicas. De modo geral as ações permanentes ficam bem representadas por distribuições normais. Os parâmetros desta distribuição podem ser obtidos a partir das informações dos fabricantes sobre a média e a dispersão das dimensões e massa de suas peças. Eventualmente pode-se mesmo considerar as ações permanentes dentro do enquadramento determinístico.

Para as ações variáveis não reste outra alternativa se não o levantamento de dados experimentais destas ações em vasos de pressão. Contudo a observação experimental não precisa ser tão extensa quando se adota as hipóteses do modelo de Ferry Forges e Castanheta. Neste modelo admite-se a independência do valor da intensidade das ações de intervalos elementares. Assim a variação de estrutura para estrutura é equivalente à variação no tempo. Logo a observação de  $s \times t$  intervalos elementares de tempo em uma só estrutura equivale a observar  $s$  estruturas durante  $t$  intervalos de tempo elementares.

Para algumas ações uma definição precisa da função distribuição de probabilidades implica em uma definição da função para um campo de variação de 0 até muito próximo de 1, como  $1 - 10^{-12}$ . Este campo de variação pode ser considerado como formado por duas partes inter-relacionadas: de 0 até  $1 - 10^{-6}$ , e de  $1 - 10^{-6}$  até  $1 - 10^{-12}$ , (que descreve valores extremos em muitos anos). Note-se que a distribuição estatística das ações pode ser determinada sem considerar os valores em cada intervalo elementar durante muitos anos. A primeira parte da distribuição pode ser obtida pela análise dos valores em cada intervalo elementar durante alguns poucos anos somente. A segunda parte pode ser definida por meio de valores máximos anuais. Quanto mais anos para estes máximos são conhecidos, mais acurada a definição de distribuição estatística de parte superior do campo. Para algumas ações variáveis pode-se utilizar distribuições normais, mas de modo geral é bem vantajoso (por razões de simplicidade dos cálculos) e bem preciso (a partir dos dados experimentais à mão) o uso de distribuições de extremo tipo I e II. É claro que um conhecimento sobre a história das ações implica em um aumento no valor do coeficiente de variação das distribuições.

Para as cargas de vento (caso haja necessidade de considerá-las) e para as ações excepcionais em geral é possível transportar a experiência acumulada em outros campos da Engenharia para a análise do vaso de pressão, isto porque estas ações não dependem do vaso em si, mas de região onde este se localiza. De modo geral podemos dizer que as distribuições de extremo são as mais adequadas para representar ventos e sismos e as ações excepcionais em geral. Quanto aos ventos vários estudos estatísti

cos já fora, realizados por Pasquill e outros<sup>(52)</sup>. Quanto aos sismos, vários estudos têm sido feitos, já que há um crescente interesse na dinâmica das estruturas. Ferry Borges e Castanheta apresentam o desenvolvimento do estudo dos sismos para a aplicação ao cálculo estrutural desde uma visão probabilística<sup>(19)</sup>. No caso nuclear os sismos são realmente considerados e passam mesmo a ter papel determinante no projeto estrutural. Estudos importantes sobre vento, sismos e impactos sobre estruturas nucleares tem sido feito pela Nuclear Structures and Materials Committee of the Structural Division of the American Society of Civil Engineers<sup>(1)</sup>. Uma vez levantadas as distribuições estatísticas para cada ação é preciso definir os valores  $r_1$  do modelo de Ferry Borges e Castanheta de acordo com o histórico das ações.

### 5.3 Resistência em Vasos de Pressão Nuclear

Definimos a resistência de uma estrutura como a sua capacidade última (limite ou de utilização) de suportar ações, definida em termos de ações, esforços solicitantes ou tensões. De acordo com nossa formulação, o cálculo de probabilidade de ruína é baseado em distribuições estatísticas das ações e resistência. À cada estado último de ruptura ou de utilização corresponde uma distribuição estatística que representa a probabilidade deste estado último ser atingido para um dado conjunto de ações. Esta distribuição estatística deve incluir todas as informações pertinentes ao comportamento estrutural concernente a este estado último. Certamente que o problema reside em definir esta distribuição estatística. Em princípio, esta distribuição pode ser obtida de duas maneiras, experimentalmente ou analiticamente. Para a determinação experimental, uma população de estruturas similares, no caso o vaso de pressão, deve ser observada e os parâmetros da distribuição estatística estimados a partir dos resultados. Por outro lado, a teoria das Estruturas Estatística pretende analiticamente obter esta distribuição estatística, a partir de distribuição estatística das propriedades mecânicas e dimensões estruturais. O presente desenvolvimento destes estudos, no entanto, é ainda limitado. E mesmo o tipo de distribuição estatístico mais adequado para representar a ruptura do aço é ainda disputado. Mas é bem razoável admitir uma distribuição normal da resistência na

ra estruturas feitas com material dúctil, como o aço. A dificuldade em estimar a variância destas distribuições é também importante. A variância dependerá da geometria e dimensões da estrutura e suas variâncias da variância das propriedades mecânicas e do processo tecnológico de produção e controle do aço.

Um modo simplificado de estimar as distribuições que representam o comportamento estrutural consiste em tomar um valor de referência, por exemplo, o valor característico e admitir um certo tipo de distribuição estatística, por exemplo, normal, com uma certa variância. As teorias determinísticas usuais podem facilmente ser utilizadas para transformar um valor característico que representa as propriedades mecânicas em valores característicos que representam o comportamento estrutural. Assim, desprezada a influência das dimensões, a variância do comportamento estrutural será função da variância da tensão de escoamento do aço.

Importa realçar que o coeficiente de variação de tensão de escoamento do aço é baixo, da ordem de 10%, bem menor que por exemplo o coeficiente de variação de tensão de ruptura do concreto que é da ordem de 20%. Assim, desprezadas outras influências logo se conclui que a variação do comportamento estrutural do vaso de pressão é pequeno. Eventualmente este comportamento poderá ser tomado como determinístico, e neste caso a probabilidade de ruína dependerá somente da dispersão das ações. Neste caso as integrais de convolução podem ainda ser utilizadas, bastando tomar o coeficiente de variação para a resistência igual a zero.

A Agência Internacional de Energia Atômica tem promovido estudos que procuram avaliar a resistência e a confiança dos vasos de pressão nuclear<sup>(33)</sup>. Estudos tanto experimentais quanto analíticos têm sido feitos. Relaciona-se a segurança do vaso com defeitos de fabricação, com a presença e tamanho de microfissuras decorrentes do processo de fabricação do aço, com defeitos de solda, etc. Também tem sido estudado a influência da radiação nas propriedades mecânicas do aço<sup>(28)</sup>. Realmente, muitas incertezas estão envolvidas na análise do comportamento de vasos de pressão. É necessário estimar estas incertezas com um instrumental probabilístico. Um estudo bem completo deveria levar em conta todos os itens e influências mencionadas. Ao que parece ainda não se

possui informações plenamente desenvolvidas como se desejaria so  
bre todos estes itens.

## CAPITULO 6

### 6. RESULTADOS E APLICAÇÃO NUMÉRICA

#### 6.1 Passos do Método de Ferry Borges e Castanheta

O cálculo da probabilidade de ruína de um vaso de pressão nuclear pode ser feita, segundo o modelo de Ferry Borges e Castanheta, seguindo os seguintes passos:

1. Agrupar as forças que atuam sobre o vaso de modo adequado à combinação das ações;
2. Definir a função densidade de distribuição de cada ação (composta por um subconjunto de forças do mesmo tipo)  $f(s_i)$ ;
3. Definir o correspondente número de repetições independentes para cada ação para aplicação do modelo de Ferry Borges e Castanheta;
4. Calcular a probabilidade do vetor de ações  $S$  recair em um domínio  $\Delta_s$  ao menos uma vez durante a vida da estrutura;
5. Definir a matriz de transformação da estrutura, que converte ações em esforços solicitantes;
6. Calcular a função de densidade de distribuição dos esforços solicitantes a partir da função de densidade de distribuição das ações;
7. Definir a função distribuição de resistência da estrutura;
8. Calcular a probabilidade de ruína por meio das integrais de convolução.

As expressões para este procedimento encontram-se no capítulo 3.

#### 6.2 Dificuldades de Aplicação

A maior dificuldade atualmente para a aplicação prática



deste procedimento aqui descrito é a falta de dados históricos e experimentais do vaso de pressão nuclear (tanto para as ações, quanto para a resistência da estrutura). Na verdade há três maneiras de se estimar as distribuições de ações e resistências<sup>(36)</sup>:

1. Considerando a experiência de operação comercial e militar de vasos de pressão nuclear;
2. Considerando a experiência de operação de vasos de pressão não nuclear;
3. Calculando teoricamente as distribuições.

A literatura técnica informa<sup>(36)</sup> que, quanto a vasos de pressão nuclear de uso naval, já tinham acumulado um total de 2.000 anos de experiência em operação em 1980; e quanto a reatores de água leve comerciais, têm-se um total de 1.300 anos de experiência de operação de vasos de pressão até fins de 1980. Não se tem notícia de nenhuma ruptura de vasos de pressão neste período de uso. No entanto, esta experiência até ao momento não é suficiente para poder-se estimar as probabilidades de ruína do vaso. Até ao fim do século espera-se ter acumulado um total de  $10^4$  anos de experiência de operação de vasos de pressão nuclear (o que provavelmente já será suficiente para poder-se proceder estimativas estatísticas).

Os estudos até aqui feitos<sup>(36)</sup> procuram mostrar que a experiência acumulada na operação de vasos de pressão não nucleares não são de grande ajuda tão pouco. As óbvias diferenças de características de operação das populações de vasos de pressão não nucleares e das populações de vasos de uso nuclear, dificultam a tal ponto a relação, que o consenso é que, atualmente, não há um modo adequado de relacionar esta experiência não nuclear com a operação de vasos de pressão nucleares.

Assim, hoje, resta uma abordagem teórica da questão. No capítulo 5 foram feitas várias sugestões de como adotar distribuições estatísticas tanto para as ações, quanto para a resistência da estrutura. Frequentemente as teorias determinísticas são capazes de auxiliar na escolha de um valor de referência para a resistência da estrutura e para a construção de tais distribuições.

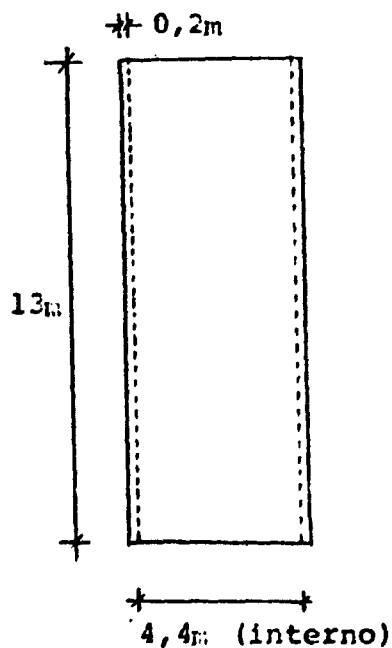
Vários estudos <sup>(36)</sup> têm sido feitos procurando relacionar a confiabilidade do vaso de pressão nuclear com fissuras de fabricação. Estes estudos têm mostrado que a probabilidade de ruína de vasos de pressão nuclear fica entre  $10^{-8}$  e  $10^{-6}$ , na ausência de serviço de inspeção do vaso.

### 6.3 Aplicação Numérica

#### 6.3.1 Introdução

Apresenta-se aqui um exemplo numérico que ilustra a aplicação do método de verificação de segurança e cálculo de probabilidade de ruína proposto nesta dissertação.

Toma-se um cilindro fechado nas extremidades, com características de projeto típicas de um vaso de pressão de um reator nuclear tipo PWR com quatro "loops". As especificações típicas do vaso podem ser encontradas no capítulo 4 desta dissertação.



Obs.: Considera-se o eixo y axial e o eixo x radial.

Figura 6.1 - Ilustração da aplicação numérica.

Adote-se o Sistema Internacional de Unidades. Admite-se várias simplificações descritas adiante por questões de facilidade dos cálculos. Considerar-se-ão as tensões atuantes em pontos do cilindro afastados das extremidades, de modo a poder se desprezar influência destas.

### 6.3.2 As cargas

#### 6.3.2.1 Cargas permanentes

Inclui-se neste grupo o peso do vaso, dos líquidos e de equipamentos não removíveis. Admite-se um enquadramento determinístico para este tipo de carga. Numericamente temos:

$$\begin{aligned} \text{massa total} &= 635.000 \text{ kg} \\ \text{força} &= 635.000 \times 9,8 \approx 6.223.000 \text{ N} \\ \text{tensão} &= \frac{6.223.000}{\pi/4 (4,8^2 - 4,4^2)} \approx 2.153.090 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{fator de repetição} = 1$$

#### 6.3.2.2 Carga variável

Adota-se somente a pressão interna, por razões de simplicidade. Poderia ter-se considerado a carga devido:

1. a variação de temperatura na espessura do vaso;
2. aos gradientes de temperatura e pressão;
3. aos equipamentos removíveis, etc.

Numericamente temos:

$$\begin{aligned} \text{pressão interna média} &= 16 \times 10^6 \text{ Pa} \\ \text{desvio padrão} &= 0,61 \times 10^6 \text{ Pa} \end{aligned}$$

Na direção x<sup>(28)</sup>:

$$\text{tensão} = \frac{\text{pressão} \times \text{raio}}{\text{espessura}} \quad (6.1)$$

numericamente :

$$\text{tensão média} = \frac{16 \times 10^6 \times 2,2}{0,2} = 176 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\text{desvio padrão} = \frac{0,61 \times 10^6 \times 2,2}{0,2} = 6,71 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

na direção y<sup>(28)</sup> :

$$\text{tensão} = \frac{\text{pressão} \times \text{raio}}{2 \text{ espessura}} \quad (6.2)$$

numericamente:

$$\text{tensão média} = \frac{16 \times 10^6 \times 2,2}{2 \times 0,2} = 88 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\text{desvio padrão} = \frac{0,61 \times 10^6 \times 2,2}{2 \times 0,2} = 3,36 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

Obs.: A direção x corresponde à direção radial e a direção y à direção axial.

Admite-se que o raio e a espessura sejam invariantes, não interferindo portanto no desvio padrão da tensão. O fator de repetição para um período elementar de 24 horas e uma vida útil de estrutura de 40 anos é:

$$\text{fator de repetição} = 365 \times 40 = 14.600.$$

### 6.3.2.3 Carga excepcional

Adote-se o efeito de terremotos. Poderia ter-se considerado também o efeito de explosões, choques contra o vaso, enchentes e ventos. Admite-se que terremoto provoque uma aceleração característica de  $10 \text{ m/s}^2$  na estrutura na direção

vertical apenas. Ou seja uma aceleração que corresponda na distribuição normal à probabilidade de somente 5% de ser superada<sup>(19)</sup>.

Assim temos:

$$\begin{aligned} \text{força característica} &= \text{massa} \times \text{aceleração} = 635.000 \times 10 = \\ &= 6.350.000\text{N} \end{aligned}$$

$$\text{tensão característica} = \frac{6.350.000}{\pi/4 (4,8^2 - 4,4^2)} \approx 2.197.000 \text{ N/m}^2$$

Força característica e tensão característica referem-se à aceleração característica. O fator de repetição para um intervalo elementar de 30s e uma vida útil da estrutura de 40 anos:

$$\text{fator de repetição} \approx 40 \times 10^6.$$

#### 6.3.2.4 As funções densidade de distribuição de cada carga

As várias distribuições recomendadas às aplicações estruturais estão estudadas no capítulo 5 e seus parâmetros aparecem em apêndice. Para a carga permanente tomamos o enquadramento determinístico. Para as cargas variáveis pode-se utilizar a distribuição normal, ou as distribuições de extremos tipo I ou II. Adote-se a distribuição normal. Para a carga excêntrica pode-se utilizar uma distribuição de extremo tipo I ou II, ou normal. Adota-se a distribuição normal, com média igual a zero e com aceleração característica igual a 10m/s<sup>2</sup>. Adotando-se as distribuições normais os cálculos ficam mais fáceis.

#### 6.3.3 Composição das cargas

Temos tensão em duas direções, Na direção y vale:

$$\bar{\sigma}_y = \bar{\sigma}_{y1} + \bar{\sigma}_{y2} + \bar{\sigma}_{y3} \tag{6.5}$$

Sendo  $\bar{\sigma}_{y1}$  a distribuição dada pela carga permanente à tensão na direção y ( $\bar{\sigma}_y$ ),  $\bar{\sigma}_{y2}$  a contribuição da carga variável, e  $\bar{\sigma}_{y3}$  a contribuição da carga excepcional. Na direção x temos:

$$\bar{\sigma}_x = \bar{\sigma}_{x2} \quad (6.6)$$

Sendo  $\bar{\sigma}_{x2}$  a contribuição dada à tensão na direção x ( $\bar{\sigma}_x$ ) pela carga variável.

Pensando em termos de esforços solicitantes, temos normais em duas direções ortogonais. Na direção x a normal é decorrente da carga variável, na direção y a normal é decorrente da carga variável, da carga permanente e de carga excepcional.

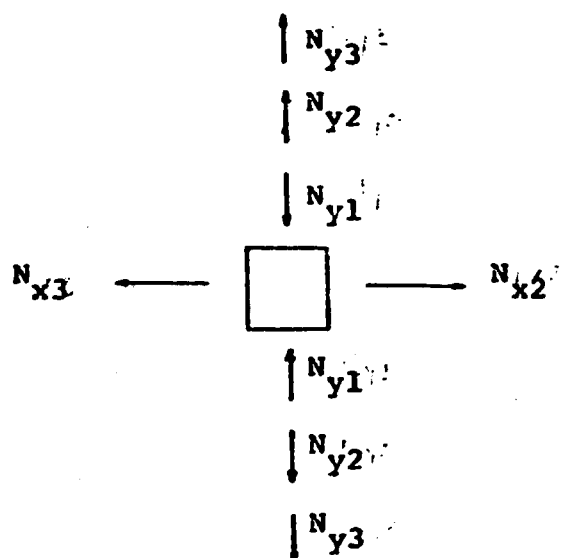


Figura 6.2 - Ilustração de composição elementar das forças.

Admite-se que a normal excepcional ( $N_{y3}$ ) seja de tração, pois esta corresponde ao caso mais desfavorável.

#### 6.3.4 A resistência

Tomemos o aço SA 508 classe 2, ferrítico, usual nos vasos de pressão. São suas características<sup>(38)</sup> :

tensão de projeto	= 26.700 psi
tensão de escoamento médio	= 57.500 psi
desvio padrão	= 3.068 psi
tensão de ruptura média	= 83.000 psi
desvio padrão	= 4.650 psi
$\alpha$	= $13,536 \times 10^{-6} \text{ } \sigma\text{C}^{-1}$
E	= $1,7419 \times 10^5 \text{ MPa}$
$\nu$	= 0,3
$\rho$	= $7.840 \text{ kg/m}^3$

Obs.: Converte-se 1 psi em  $6.892 \text{ N/m}^2$ .

Vamos calcular a probabilidade de alcançar o escoamento de aço do vaso. À esta probabilidade passamos a chamar de probabilidade de ruína. Recomenda-se a distribuição normal para descrever as características do aço<sup>(19)</sup>.

### 6.3.5 A probabilidade de ruína

A probabilidade de ruína é dada por

$$P_f = \int_{R_n} f_s (s_1, s_2 \dots s_n) F_R (r_1, r_2 \dots r_3) d_{s1} d_{s2} \dots d_{sn} \quad (6.7)$$

No caso temos:

$$P_f = \int_{R_2} f_s (\sigma_2, \sigma_3) F_R (u_2, u_3) d_{\sigma_2} d_{\sigma_3} \dots \quad (6.8)$$

tratando a probabilidade em termos de esforços solicitantes e levando em conta que a carga permanente é considerada deterministicamente.

Temos neste caso um estado duplo de tensão, com  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  sendo as tensões principais em um ponto genérico, afastado das extremidades. Nestas condições é preciso considerar conjuntamente os esforços solicitantes nas duas direções. O cálculo

deve considerar a combinação de todos os prováveis valores de um esforço em uma direção com todos os prováveis valores do esforço na outra direção. Uma varredura completa de todas as combinações de ambos os esforços comparado com a resistência é necessário. A resolução da integral é difícil, inclusive porque a probabilidade de ocorrência de cargas em direções ortogonais não é independente.

Não é difícil ver, no entanto, que as cargas variáveis são numericamente muito maiores que as cargas permanentes e excepcionais. Temos, em termos de tensões na direção y:

$$\text{carga permanente} \quad : \quad \bar{\sigma}_{y1} = 2,2 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\text{carga variável} \quad : \quad \mu \bar{\sigma}_{y2} = 88 \times 10^6 \text{ N/m}^2 \quad (\text{média})$$

$$\sigma_{\bar{\sigma}_{y2}} = 3,355 \times 10^6 \text{ N/m}^2 \quad (\text{desvio padrão})$$

$$\text{carga excepcional} \quad : \quad \mu \bar{\sigma}_{y3} = 0 \quad (\text{média})$$

$$\sigma_{\bar{\sigma}_{y3}} = 1,331 \times 10^6 \text{ N/m}^2 \quad (\text{desvio padrão})$$

Para o cálculo do desvio padrão de tensão provocada por cargas excepcionais é preciso recorrer à distribuição normal reduzida, onde encontramos <sup>(14)</sup>:

$$z_{0,05} = 1,65,$$

$$\text{mas se } \frac{x - \mu}{\sigma} = z \quad (6.9)$$

$$\text{logo } \sigma = \frac{x - \mu}{z}$$

$$\text{se } \mu = 0, \quad z = 1,65, \quad x = 2.197.000 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Assim } \sigma = 1,331 \times 10^6 \text{ N/m}^2.$$



Na direção x :

$$\begin{aligned} \text{carga variável} : \mu \bar{\sigma}_{x2} &= 176 \times 10^6 \text{ N/m}^2 && (\text{média}) \\ \sigma_{\bar{\sigma}_{x2}} &= 6,71 \times 10^6 \text{ N/m}^2 && (\text{desvio padrão}) \end{aligned}$$

Assim a tensão equivalente pode ser calculada por:

$$\bar{\sigma}_{eq} = \sqrt{\bar{\sigma}_x^2 + \bar{\sigma}_y^2} - \bar{\sigma}_x \bar{\sigma}_y \quad (6.10)$$

E desprezando a influência das cargas permanentes e excêntricas

$$\bar{\sigma}_x = 2 \bar{\sigma}_y \quad (6.11)$$

Logo

$$\bar{\sigma}_{eq} = \sqrt{\bar{\sigma}_x^2 + \frac{\bar{\sigma}_x^2}{4}} - \frac{\bar{\sigma}_x^2}{2} = \bar{\sigma}_x \frac{\sqrt{3}}{2}$$

A tensão equivalente é dada por:

$$\mu \bar{\sigma}_{eq} = \frac{\sqrt{3}}{2} \bar{\sigma}_x = \frac{\sqrt{3}}{2} \times 176 \times 10^6 \text{ N/m}^2 \quad (\text{média})$$

$$\sigma_{\bar{\sigma}_{eq}} = \frac{\sqrt{3}}{2} \sigma_{\bar{\sigma}_x} = \frac{\sqrt{3}}{2} \times 6,71 \times 10^6 \text{ N/m}^2 \quad (\text{desvio padrão})$$

Se desejarmos trabalhar com esforços solicitantes por unidade de comprimento:

$$\mu \bar{N}_{eq} = 30,4841 \times 10^6 \text{ N/m} \quad (\text{média})$$

$$\sigma \bar{N}_{eq} = 1,1622 \times 10^6 \text{ N/m} \quad (\text{desvio padrão})$$

Para as resistências ao escoamento:

$$\mu \bar{N}_R = 79,2580 \times 10^6 \text{ N/m} \quad (\text{m\u00e9dia})$$

$$\sigma \bar{N}_R = 4,2289 \times 10^6 \text{ N/m} \quad (\text{desvio padr\u00e3o})$$

Neste caso temos que a distribui\u00e7\u00e3o densidade das cargas vale:

$$f_S(x) = r(1 - F_S(x))^{r-1} f_S(x) \quad (6.12)$$

sendo as  $r$  repeti\u00e7\u00f5es do modelo de Ferry Borges e Castanheta.

Assim a express\u00e3o reduz-se a:

$$f_S(\bar{N}_{eq}) = r \left( 1 - \frac{1}{\sigma_{\bar{N}_{eq}} \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp \left[ -\frac{(\bar{N}_{eq} - \mu_{\bar{N}_{eq}})^2}{2 \sigma_{\bar{N}_{eq}}^2} \right] \right)^{r-1} \cdot \frac{1}{\sigma_{\bar{N}_{eq}} \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{(\bar{N}_{eq} - \mu_{\bar{N}_{eq}})^2}{2 \sigma_{\bar{N}_{eq}}^2} \right] \quad (6.13)$$

e a probabilidade de ru\u00edna fica:

$$p_f(N) = \int_{-\infty}^{+\infty} r \left( 1 - \frac{1}{\sigma_{\bar{N}_{eq}} \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^N \exp \left[ -\frac{(N - \mu_{\bar{N}_{eq}})^2}{2 \sigma_{\bar{N}_{eq}}^2} \right] dN \right)^{r-1} \cdot \frac{1}{\sigma_{\bar{N}_{eq}} \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{(N - \mu_{\bar{N}_{eq}})^2}{2 \sigma_{\bar{N}_{eq}}^2} \right] \cdot \frac{1}{\sigma_{\bar{N}_R} \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^N \exp \left[ -\frac{(N - \mu_{\bar{N}_R})^2}{2 \sigma_{\bar{N}_R}^2} \right] dN \quad (6.14)$$

### 6.3.6 O programa computacional

Dada a dificuldade de resolver-se analiticamente a integral, optou-se por uma solução numérica. A pesquisa em bibliotecas de programas computacionais resultou infrutífera. Não se encontrando um sistema computacional capaz de resolver a integral em questão, desenvolveu-se um programa para resolvê-la. O programa calcula a integral pela composição de áreas.

Certamente que a varredura dos IR não precisa ser completa, tomando-se somente um intervalo onde os valores são significativos. No caso adota-se o intervalo de  $1 \times 10^6$  a  $150 \times 10^6$ , que se mostrou suficiente, já que a variação deste intervalo não resultou em alterações significativas nos resultados.

O programa utiliza-se do compilador P extendido que garante uma precisão quatro vezes maior que a precisão em condições normais. Este compilador tornou-se necessário já que os resultados obtidos são expressos por valores pequenos.

Por meio do "Statistical Analysis System" (SAS) obteve-se uma representação gráfica dos resultados. Este sistema se presta especialmente à análise de dados e foi originalmente desenvolvido para resolver problemas estatísticos<sup>(45)</sup>. Na representação gráfica aplicou-se o logaritmo na base dez às probabilidades e densidade de probabilidades, dado o grande campo de variação de seus valores. Nos gráficos, com o símbolo (\*) apresenta-se a curva que representa ponto a ponto o produto de todas as quantidades em questão. E com o símbolo (+) apresenta-se a condição das áreas ("integração") da curva anterior ponto a ponto.

### 6.3.7 Resultados

Os resultados referentes ao exemplo numérico foram obtidos no computador IBM 4341 do IPEN. Chamou-se de caso base às condições descritas acima. Além do caso base estudou-se vários casos adicionais, com alteração da pressão e de espessura do vaso. Ainda calculou-se a probabilidade de se atingir a ruína do aço (para além do escoamento). Os resultados obtidos foram os

que seguem.

CASO 1 : Caso base Probabilidade de ruína obtida:  
 $5,03172 \times 10^{-27}$ .

CASO 2 : Aumento de pressão e de sua instabilidade. Tomou-se a média e o desvio padrão do caso base multiplicado por 1,5. Probabilidade de ruína obtida:  $1,13819 \times 10^{-11}$ .

CASO 3 : Diminuição de espessura da parede do vaso de 20cm para 17,5cm, as demais condições são as básicas. Probabilidade de ruína obtida:  $6,23436 \times 10^{-22}$ .

CASO 4 : Diminuição de espessura da parede do vaso para 15,0cm, as demais condições são as básicas. Probabilidade de ruína obtida:  $5,05312 \times 10^{-16}$ .

CASO 5 : Diminuição de espessura da parede do vaso para 12,5cm, as demais condições são as básicas. Probabilidade de ruína obtida:  $2,04969 \times 10^{-9}$ .

CASO 6 : Diminuição da espessura da parede do vaso para 10,0cm, as demais condições são as básicas. Probabilidade de ruína obtida:  $7,00037 \times 10^{-3}$ .

CASO 7 : Calcula-se a probabilidade do aço do vaso atingir o estado de ruína (para além do escoamento) para as condições básicas. Probabilidade de ruína obtida:  
 $2,71001 \times 10^{-36}$ .

Além disto, calculou-se a probabilidade de se atingir o limite de tensão imposta pela ASME no caso base, se fosse possível considerar a distribuição de densidade da probabilidade das cargas válida à toda a vida da estrutura. Probabilidade obtida :  $2,2556 \times 10^{-4}$ .

Observou-se que o aumento do intervalo considerado e a diminuição do passo do programa não provocaram alterações sensíveis dos resultados obtidos.

### 6.3.8 Simulação numérica

Outra maneira de se calcular a probabilidade de ruína do exemplo é mediante uma simulação numérica. Pode-se, assim, evitar a integral (6.8) e comparar-se os resultados já obtidos com os obtidos por meio da simulação. Admitimos simplificada-mente que os fatores de repetição de cargas são iguais (ao da carga variável).

Tomou-se dois números randômicos distribuídos normalmente em uma normal reduzida. Na direção y, operou-se mudanças de variáveis para se obter números randômicos distribuídos segundo a normal das cargas variáveis e cargas excepcionais, independentes (a carga permanente é considerada deterministicamente). Na direção x, tomou-se o mesmo número randômico normalmente distribuído (na normal reduzida) relativo à carga variável y. Isto porque estas cargas são diretamente proporcionais. Mediante uma mudança de variável, obtêve-se um número randômico distribuído segundo a normal de cargas variáveis na direção x. Trabalhou-se com tensões e não com esforços solicitantes.

Trabalhou-se com 2.000, 3.000 e 5.000 números randômicos para cada carga. Somou-se a tensão obtida na direção y. Calculou-se a tensão equivalente segundo a expressão (6.10). Organizou-se as tensões obtidas em histogramas e procurou-se uma expressão analítica para a distribuição. Utilizou-se a expressão equivalente à (6.12) para o cálculo de probabilidade de ruína.

Para tanto produziu-se uma rotina no SAS para a simulação. Em seguida produziu-se uma rotina no SAS para o ajuste dos dados obtidos a uma expressão analítica. Escolheu-se uma distribuição gaussiana, já que a interferência das cargas permanente e excepcional é pequena. Os parâmetros obtidos foram:

$$\mu_{AJ_{5000}} = 152,9594 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{AJ_{5000}} = 5,8950 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\mu_{AJ_{3500}} = 150,87197 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{AJ_{3000}} = 5,71650 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\mu_{AJ_{2000}} = 150,09255 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{AJ_{2000}} = 5,74088 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

sendo  $\mu_{AJ_{5000}}$ ,  $\mu_{AJ_{3500}}$ ,  $\mu_{AJ_{2000}}$  a média da gaussiana ajustada para 5000, 3500 e 2000 números randômicos por carga respectivamente; e  $\sigma_{AJ_{5000}}$ ,  $\sigma_{AJ_{3500}}$ ,  $\sigma_{AJ_{2000}}$  o desvio padrão de gaussiana ajustada para 5000, 3500 e 2000 números randômicos por carga respectivamente. Admitindo-se que o número de pontos foi suficientemente grande, adota-se os resultados obtidos para 5000 números randômicos para o cálculo da probabilidade de ruína. Utilizando-se a expressão equivalente a (6.12) para tensões obtiveram-se:

$$P_f = 7,52569 \times 10^{-27}$$

Valor muito próximo do valor anteriormente obtido quando se desprezou os esforços permanente e excêntrico:

$$P_f = 5,03172 \times 10^{-27}$$

Em apêndice apresenta-se o programa que resolve a expressão 6.2 chamado INTEGRAL FORT; e os resultados obtidos com ele para as 7 casos descritos. Apresenta-se a rotina SAS - SASGRAF - para a representação gráfica dos resultados obtidos com o INTEGRAL FORT; e os gráficos. Em relação à simulação apresenta-se a rotina SAS da simulação - CIV.2.DATA. Apresenta-se os histogramas obtidos. Por fim está a rotina SAS, AJUSTE.SAS, que ajusta as gaussianas, com seus resultados e gráficos.

### 6.3.9 Comentários sobre o exemplo numérico

Várias foram as simplificações feitas neste exemplo numérico. Algumas solicitações foram desprezadas (efeitos térmicos e de transiente, etc). O efeito do terremoto foi admitido somente produzindo aceleração na direção vertical. Os efeitos

das tampas não foram considerados. E outras simplificações no próprio modelo e cálculo foram admitidos. Assim os resultados devem ser considerados com reserva. E certamente a segurança acertada pelos números do exemplo não é tão grande em um vaso de pressão real.

A simulação numérica (tipo método de Monte Carlo) mostrou que os resultados obtidos desprezando-se os efeitos das cargas permanentes e excepcionais são bem razoáveis neste exemplo.

Verifica-se que aumentos na pressão ou em sua instabilidade (aumento do desvio padrão) podem reduzir substancialmente a segurança do vaso. É bom ter em mente, no entanto, que no caso de um grande acidente tipo LOCA (Loss of Coolant Accident) a pressão interna do vaso tende a diminuir e não aumentar.

A diminuição na espessura da parede do vaso provoca, mostram os resultados, uma sensível diminuição da segurança do vaso.

No exemplo, a ruína do vaso por atingir-se a tensão de ruína do aço (para além da tensão de escoamento) é muito baixa.

#### 6.3.10 Comentários relativos aos programas computacionais

O programa desenvolvido INTEGRAL.FORT é adequado para resolver em casos mais simples as integrais do modelo de Ferry Forges e Castanheta. A simulação mostrou que, neste caso, os resultados obtidos desprezando-se peso próprio e terremoto são bons. A simulação é sempre um caminho eficiente e mais fácil de se resolver este tipo de combinação de distribuições estatísticas.

O SAS é um excelente instrumento para produzir representações gráficas. No caso veja a rotina SAS.GRAF, para representar graficamente os cálculos das integrais de convolução.

O SAS é também um excelente instrumento para a simulação numérica. Veja para o exemplo a rotina CHI2 . DATA. E ainda para o ajuste de curvas. No exemplo o ajuste de gaussianas é feito pela rotina AJUSTE.SAS.

Um estudo interessante a ser feito em outros trabalhos seria o de criar programas e rotinas computacionais mais simples e para casos mais complexos.



## CAPITULO 7

### 7. COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

Procurou-se mostrar a vantagem conceitual da introdução de métodos probabilísticos no cálculo estrutural. Tais métodos oferecem uma avaliação mais justa da segurança (e risco) de uma estrutura. Ao invés de coeficientes de segurança poder-se-ia falar em probabilidade de ruína de uma dada estrutura. A probabilidade de ruína aceitável seria determinada de modo compatível aos riscos normais da vida humana.

Atualmente os métodos probabilísticos são na verdade simplificações, e oferecem somente valores aproximados de probabilidade de ruína. Entre os modelos existentes sobressae-se o modelo de Ferry Forges e Castanheta. Procurou-se mostrar sua ampla possibilidade de combinação das ações; e admite-se sua razoável precisão, mesmo sem apresentar grandes complexidades matemáticas. Algumas simplificações adicionais ao modelo foram também apresentadas.

No que se refere aos vasos de pressão de uso nuclear, dada a sua grande responsabilidade, procura-se garantir altos níveis de confiabilidade no seu projeto, construção e operação. Especificações precisas como as de ASME Boiler and Pressure Vessel Code <sup>(2)</sup> procuram garantir esta segurança. Procurou-se mostrar a aplicabilidade do modelo de Ferry Forges e Castanheta a verificação de segurança e cálculo de vasos de pressão de aplicação nuclear, ainda que para casos mais simples.

O processo de verificação da segurança é feita pela comparação da combinação dos esforços solicitantes atuantes com os esforços solicitantes resistentes (quer sejam referentes à capacidade portante final ou referentes ao limite de disfunção). As ações são combinadas de acordo com a sua variação no tempo e por fim se obtém uma distribuição que informe a densidade de probabilidade de certo nível de solicitação da estrutura ocorrer. Toma-se também a distribuição relativa à resistência da estrutura, que informa a probabilidade de um estado último ocorrer para uma dada solicitação. Por meio de integrais de convolução calcula-se a probabilidade de ruína. Esta integral de convolução calcula a probabili

dade de ruína dada pela composição de todas as probabilidades de que o vetor de ações iguale o vetor de resistência.

É fácil ver que o cálculo das integrais de convolução é trabalhoso. Algumas simplificações, no entanto, são possíveis. A integral, por exemplo, não precisa ser estendida à toda região do espaço. É possível fazer-se a verificação de segurança por meio da divisão de estrutura em partes. Apesar de que o número de verificações neste caso cresça, cada verificação individual torna-se mais simples. Neste caso, as probabilidades de um estado último ocorrer em cada parte devem ser compostas para a obtenção do total de probabilidade de ruína na estrutura como um todo. Ainda, em casos particulares, nem sempre é necessário comparar todos os esforços solicitantes conjuntamente.

O exemplo de aplicação numérica foi feita com a intenção de mostrar a aplicabilidade do método à vasos de pressão. Várias simplificações foram feitas; e um caso simples foi escolhido. As generalizações à casos mais complexos a partir do exemplo não podem ser feitas. Para um cálculo mais rigoroso, um maior número de ações podem ser combinadas. A dificuldade maior será no levantamento de dados experimentais do comportamento do vaso e das ações. E neste caso será necessário estar-se em condições de resolver integrais complexas.

Assim prevê-se cada vez mais o uso de métodos probabilísticos no cálculo estrutural. E espera-se também que estes métodos sejam cada vez mais amplamente utilizados no cálculo estrutural ligado à Energia Nuclear. A medida que forem realmente sendo usados nos projetos, e seus efeitos práticos constatados, a confiança nestes métodos crescerá. O seu maior uso certamente resultará em um melhor tratamento das questões de segurança e economia das estruturas.

## APÊNDICE A

### PARÂMETROS DE ALGUMAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS IMPORTANTES (7, 8, 11, 14, 19, 23, 28, 38)

Vamos nos deter aqui a detalhar as características de algumas variáveis aleatórias importantes à questões de segurança estrutural. Há muitas outras que não serão referidas, mas somente as usualmente utilizadas no cálculo estrutural probabilístico.

1. A principal variável aleatória contínua é aquela que possui uma distribuição normal. Suas características são:

função distribuição:

$$f_N(x_1) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_1} \exp \left[ -\frac{(x - \bar{x})^2}{2\sigma^2} \right] dx$$

função densidade:

$$f_N(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp \left[ \frac{-1}{2\sigma^2} (x - \bar{x})^2 \right]$$

moda :  $\tilde{x} = \bar{x}$

mediana :  $\tilde{x} = \bar{x}$

média :  $\bar{x}$

desvio padrão :  $\sigma$                       variância :  $\sigma^2$

coeficiente de variação :  $c = \frac{\sigma}{\bar{x}}$

Para  $t = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

$$F_N(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^t \exp \left[ -\frac{t^2}{2} \right] dt$$

2. A distribuição log normal

função distribuição:

$$F_{LN}(x_1) = \frac{1}{\alpha \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_1} \frac{1}{x} \exp \left[ -\frac{\ln^2(x/\rho)}{2\alpha^2} \right] dx$$

função densidade:

$$f_{LN}(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \alpha x} \exp \left[ -\frac{\ln^2(x/\rho)}{2\alpha^2} \right]$$

modo :  $\bar{x} = \rho e^{-\alpha^2}$

mediana :  $\bar{x} = \rho$

média :  $\bar{x} = \rho e^{\alpha^2/2}$

desvio padrão :  $\sigma = \rho \left[ e^{\alpha^2} (e^{\alpha^2} - 1) \right]^{1/2}$

coeficiente de variação :  $c = \left[ e^{\alpha^2} - 1 \right]^{1/2}$

onde  $\alpha = \sigma_{\ln x}$  e  $\ln \rho = \bar{x}_{\ln x}$

3. Distribuição de extremo Tipo I - Máximos ou Distribuição de Gumbel

função distribuição:

$$F_I(x) = \exp \left[ - e^{-\alpha(x-u)} \right]$$

função densidade:

$$f_I(x) = \alpha \exp \left[ -\alpha(x-u) - e^{-\alpha(x-u)} \right]$$

moda :  $\bar{x} = u$

mediana:  $\tilde{x} = u - \ln(\ln 2)/\alpha$

média :  $\bar{x} = u + \gamma/\alpha$  ( $\gamma$ : constante de Euler)

desvio padrão :  $= \frac{\pi}{\sqrt{6} \alpha}$

coeficiente de variação :  $c = \frac{\pi/\sqrt{6}}{\alpha u + \gamma}$

onde:  $y = \alpha(x-u)$

$$-\ln \left[ -\ln F(y) \right] = y$$

Obs.: as expressões são válidas para  $\alpha > 0$

4. Distribuição de extremo Tipo I - Mínimos

função distribuição:

$$F_I(x) = 1 - \exp \left[ - e^{\alpha(x-u)} \right]$$

função densidade:

$$f_I(x) = \alpha \exp \left[ \alpha (x - u) - e^{\alpha(x - u)} \right]$$

$$\text{moda : } \bar{x} = u$$

$$\text{mediana : } \bar{x}' = u + \ln(\ln 2) / \alpha$$

$$\text{média : } \bar{x} = u - \gamma / \alpha \quad \gamma = 0,5772157 \text{ (constante de Euler)}$$

$$\text{desvio padrão : } = \frac{\pi}{\sqrt{6} \alpha}$$

$$\text{coeficiente de variação : } c = \frac{\pi / \sqrt{6}}{\alpha u - \gamma}$$

$$\text{onde: } y = \alpha (x - u)$$

$$\ln \left\{ - \ln \left[ 1 - F(y) \right] \right\} = y$$

Obs.: As expressões são válidas para  $\alpha > 0$ .

## 5. Distribuição de extremos Tipo II - Máximos

função distribuição:

$$F_{II}(x) = \exp \left[ - (k x)^{-\beta} \right]$$

função densidade:

$$f_{II}(x) = \beta k (k x)^{-(\beta+1)} \exp \left[ - (k x)^{-\beta} \right]$$

$$\text{moda : } \bar{x} = \frac{1}{k} \left[ \frac{\beta}{\beta + 1} \right]^{1/\beta}$$

mediana :  $\tilde{x} = \frac{1}{k} (-\ln 1/2)^{-1/\beta}$

média :  $\bar{x} = \frac{1}{k} \Gamma(1 - 1/\beta)$

$\Gamma$  é a função gama

desvio padrão :  $\sigma = \frac{1}{k} \left[ \Gamma(1 - 2/\beta) - \Gamma^2(1 - 1/\beta) \right]^{1/2}$

coeficiente de variação:  $c = \left[ \frac{\Gamma(1 - 2/\beta)}{\Gamma^2(1 - 1/\beta)} - 1 \right]^{1/2}$

onde :  $y = \beta \ln(kx)$

$F(y) = \exp(-e^{-y})$

Obs.: As expressões são válidas para  $\beta > 0, x > 0, k > 0$

Uma definição de função gama é:

$$\Gamma(x+1) = \lim_{k \rightarrow \infty} \frac{1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot \dots \cdot k}{(x+1)(x+2)\dots(x+k)} k^x$$

6. Distribuição de extremos tipo III - Mínimos ou distribuição de Weibull

função distribuição:

$$F_{III}(x) = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{x - \epsilon}{k - \epsilon} \right)^\beta \right]$$

função densidade:

$$f_{III}(x) = \frac{\beta}{k - \epsilon} \left( \frac{x - \epsilon}{k - \epsilon} \right)^{\beta-1} \exp \left[ - \left( \frac{x - \epsilon}{k - \epsilon} \right)^\beta \right]$$

moda :  $\tilde{x} = \epsilon + (k - \epsilon) (1 - 1/\beta)^{1/\beta}, \quad \beta > 1$

mediana :  $\tilde{x} = \epsilon + (k - \epsilon) (\ln 2)^{1/\beta}$

$$\text{m\u00e9dia : } \bar{x} = \epsilon + (k - \epsilon) \sqrt{1 + 1/\beta}$$

desvio padr\u00e3o :

$$\sigma = (k - \epsilon) \left[ \sqrt{1 + 2/\beta} - \sqrt{1 + 1/\beta} \right]^{1/2}$$

coeficiente de varia\u00e7\u00e3o:

$$c = \frac{(k - \epsilon) \left[ \sqrt{1 + 2/\beta} - \sqrt{1 + 1/\beta} \right]^{1/2}}{\epsilon + (k - \epsilon) \sqrt{1 + 1/\beta}}$$

$$\text{onde: } y = \beta \ln \left( \frac{x - \epsilon}{y - \epsilon} \right)$$

$$F(y) = 1 - \exp(-e^y)$$

Obs.: As express\u00f5es s\u00e3o v\u00e1lidas para  $x > \epsilon$  ;  $\beta > 0$  ;  
 $k > \epsilon > 0$

Todos os par\u00e2metros das v\u00e1rias distribui\u00e7\u00f5es podem ser obtidos a partir da m\u00e9dia e do desvio padr\u00e3o. Note-se que n\u00e3o se descreveu todas as distribui\u00e7\u00f5es de extremos, mas s\u00f3 as que interesam \u00e0 quest\u00e3o de seguran\u00e7a das estruturas.



## APÊNDICE F

### O MATERIAL COMPUTACIONAL

Neste apêndice apresenta-se:

1. O programa Fortran IV - INTEGRAL.FORT, que resolve a integral de convolução (6.2);
2. Os resultados das aplicações deste programa relativos à aplicação numérica. Os resultados dos casos de 1 a 7 aqui aparecem. O caso 8 corresponde ao cálculo de probabilidade de ruína relativo à simulação numérica;
3. A rotina SAS - SASGRAF, que produz a representação gráfica dos resultados relativos à aplicação numérica;
4. Os gráficos obtidos com o SASGRAF;
5. A rotina SAS, CHI2DATA, que faz a simulação relativa ao caso base do exemplo;
6. Os histogramas obtidos com o CHI2DATA para 5000, 3500 e 2000 pontos por cargas;
7. A rotina SAS-AJUSTE.SAS, que ajusta as gaussianas com os resultados obtidos no CHI2DATA;
8. Os parâmetros e gráficos, saídas de AJUSTE.SAS. Por questões de praticidade médias e desvios padrões aparecem divididos por  $10^6$ . Além disto, as médias sofreram uma subtração de 132, 134 e 131 para os valores relativos a 5000, 3500 e 2000 pontos respectivamente.



C	102	CCO	PARTE 2 : CARGAS RELAT. A RESISTENCIA	0000000
C			DC 102 310MA	0000000
C			APROXIMA	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			ANEXO: 2011 (AP-PI) / SIGA 1002	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			N-1-1	0000000
C			IF: (1) - (1) / (1) / (1)	0000000
C			UTILIZANDO: (1) / (1) / (1)	0000000
C	102	CCO	PARTE 2 : CARGAS RELAT. AS CARGAS	0000000
C			DC 102 310MA	0000000
C			APROXIMA	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			ANEXO: 2011 (AP-PI) / SIGA 1002	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			N-1-1	0000000
C			IF: (1) - (1) / (1) / (1)	0000000
C			UTILIZANDO: (1) / (1) / (1)	0000000
C	102	CCO	PARTE 2 : CARGAS RELAT. AS CARGAS	0000000
C			DC 102 310MA	0000000
C			APROXIMA	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			ANEXO: 2011 (AP-PI) / SIGA 1002	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			N-1-1	0000000
C			IF: (1) - (1) / (1) / (1)	0000000
C			UTILIZANDO: (1) / (1) / (1)	0000000
C	100	CCO	PARTE 3 : MANUTENÇÃO DE PUNTA	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			ANEXO: 2011 (AP-PI) / SIGA 1002	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			N-1-1	0000000
C			IF: (1) - (1) / (1) / (1)	0000000
C			UTILIZANDO: (1) / (1) / (1)	0000000
C	100	CCO	PARTE 3 : MANUTENÇÃO DE PUNTA	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			ANEXO: 2011 (AP-PI) / SIGA 1002	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			N-1-1	0000000
C			IF: (1) - (1) / (1) / (1)	0000000
C			UTILIZANDO: (1) / (1) / (1)	0000000
C	101	CCO	PARTE 3 : MANUTENÇÃO DE PUNTA	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			ANEXO: 2011 (AP-PI) / SIGA 1002	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			N-1-1	0000000
C			IF: (1) - (1) / (1) / (1)	0000000
C			UTILIZANDO: (1) / (1) / (1)	0000000
C	222	CCO	PARTE 3 : MANUTENÇÃO DE PUNTA	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			ANEXO: 2011 (AP-PI) / SIGA 1002	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			N-1-1	0000000
C			IF: (1) - (1) / (1) / (1)	0000000
C			UTILIZANDO: (1) / (1) / (1)	0000000
C	111	CCO	PARTE 3 : MANUTENÇÃO DE PUNTA	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			ANEXO: 2011 (AP-PI) / SIGA 1002	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			N-1-1	0000000
C			IF: (1) - (1) / (1) / (1)	0000000
C			UTILIZANDO: (1) / (1) / (1)	0000000
C	15	CCO	PARTE 3 : MANUTENÇÃO DE PUNTA	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			ANEXO: 2011 (AP-PI) / SIGA 1002	0000000
C			UTILIZANDO: (1)	0000000
C			N-1-1	0000000
C			IF: (1) - (1) / (1) / (1)	0000000
C			UTILIZANDO: (1) / (1) / (1)	0000000























A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1111000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20
A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1000000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20
A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1000000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20
A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1000000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20
A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1000000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20
A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1000000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20
A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1000000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20
A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1000000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20
A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1000000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20
A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1000000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20
A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1000000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20
A-U.142000	P-U.1000000001	PP-U.1000000001	PPR=U.0	VT=U.0	NLS. PARCIAL=U.7525000-20

PRODUTIVIDADE DE NJM (EXP. 0) = 0.7525000-20

DATA:INTEG 8207801;

INTEG 7 Y1 Y2;

TIME PRINT;

FORM 1107;

FILE Y1=\*\*\* Y2=\*\*\* / OVERLAY

VERBOS= YES=180;

TITLE1 CURVA DE CONVOLUCAO \*\*\*

TITLE3 INTEGRAL DE CONVOLUCAO \*\*

00000100

00000200

00000300

00000400

00000500

00000600

00000700

00000800

3. Dolina SASGRAF

CURVA DE CONVERGENCIA

TITULO INTEGRAL DE CONVERGENCIA

12

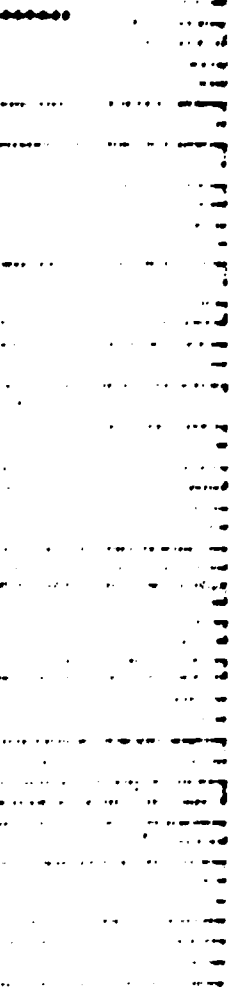
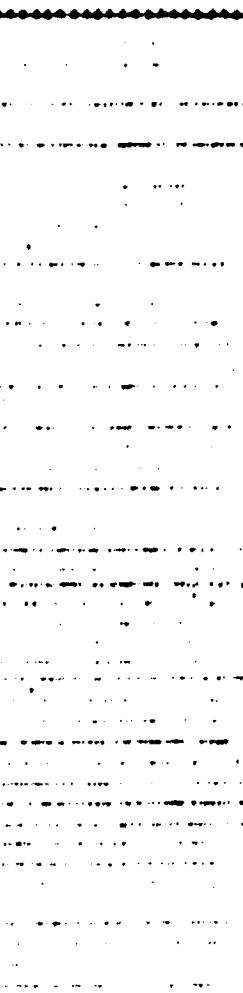
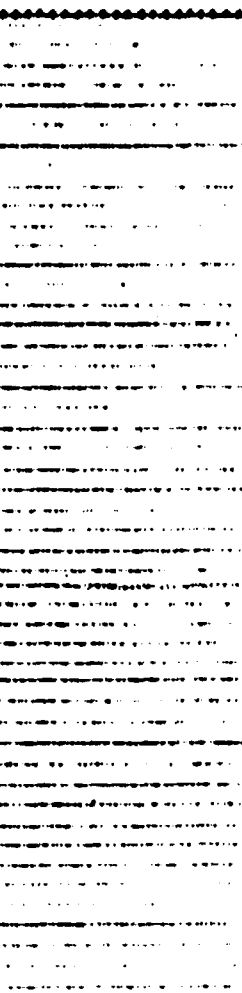
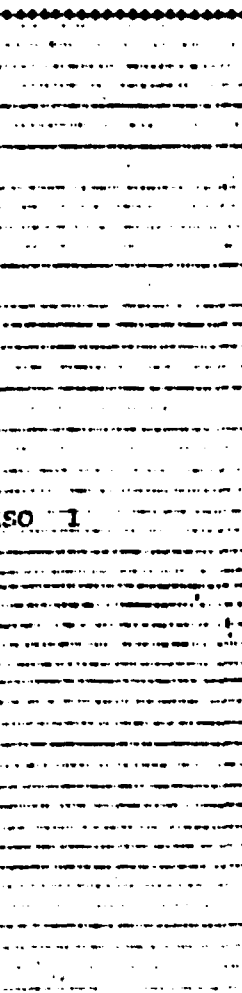
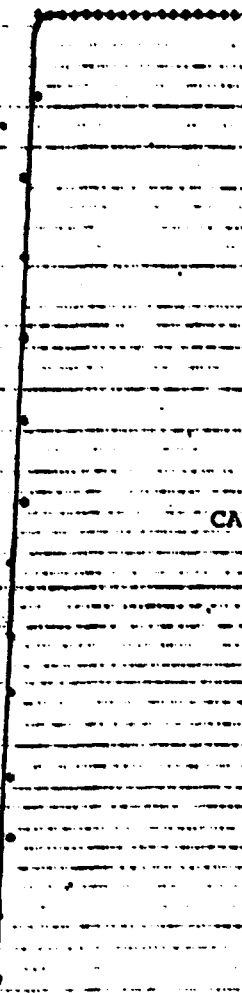
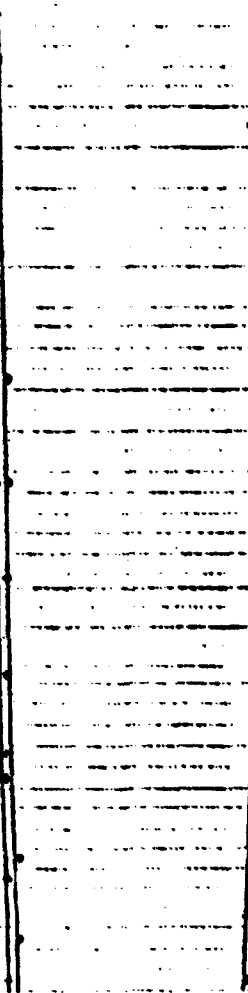
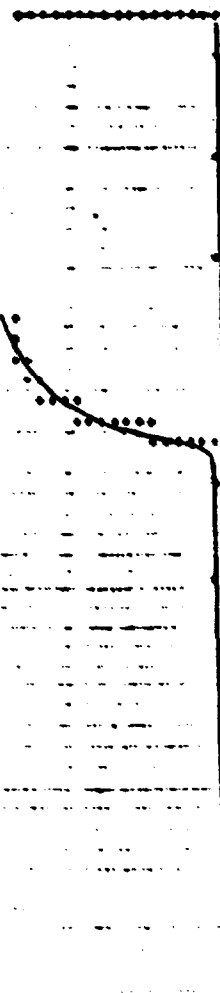
15 DE MARZO, MONTEVIDEO, 1986

PICT DE V104 SYMBOL USPA 15  
PICT DE V204 SYMBOL USPA 15

### 4. Gráficos para os casos de 1 a 7

RELACIONIO I VIA RELACIONIO I VIA

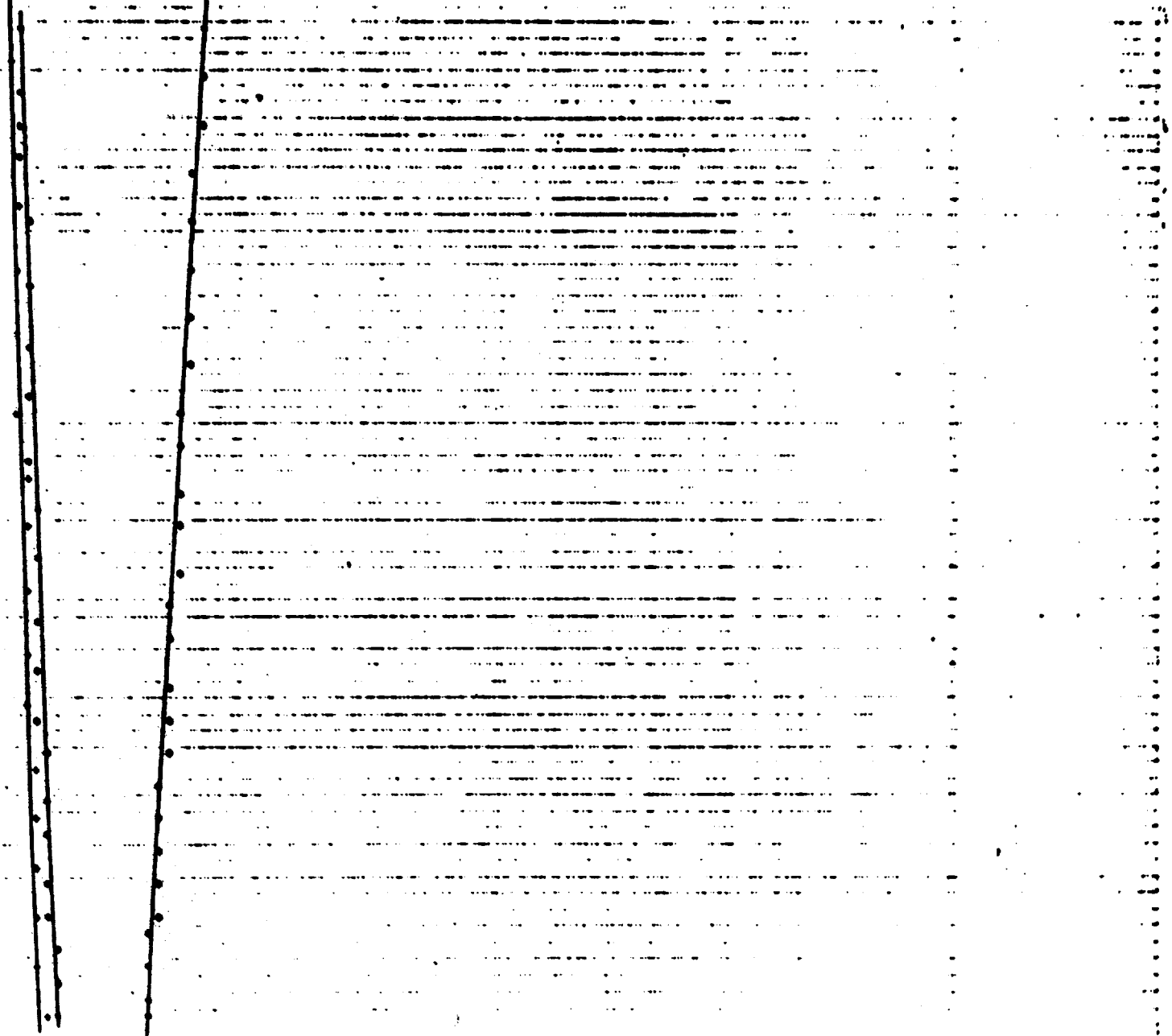
-71  
-70  
-69  
-68  
-67  
-66  
-65  
-64  
-63  
-62



CASO 1



1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40





CURVA DE CONDUCTIVIDAD

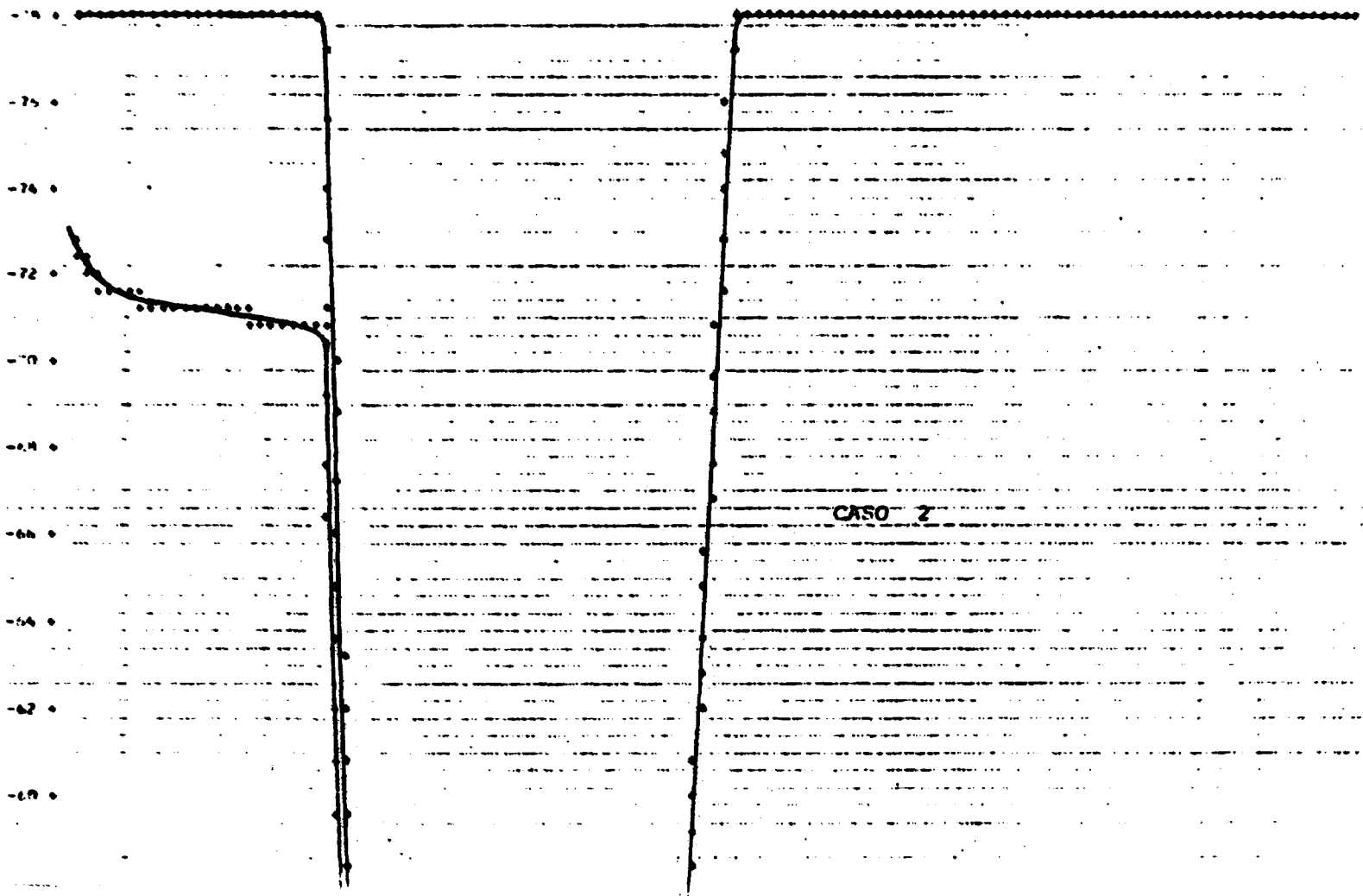
TITULO INTEGRAL DE CONDUCTIVIDAD

12 DE JUNIO, 1946

NO. DE CURVA 1000  
NO. DE CURVA 1000

RESISTENCIA EN OHMS

70  
65  
60  
55  
50  
45  
40  
35  
30  
25  
20  
15  
10  
5  
0



0 0 0 0 0 0 0 0

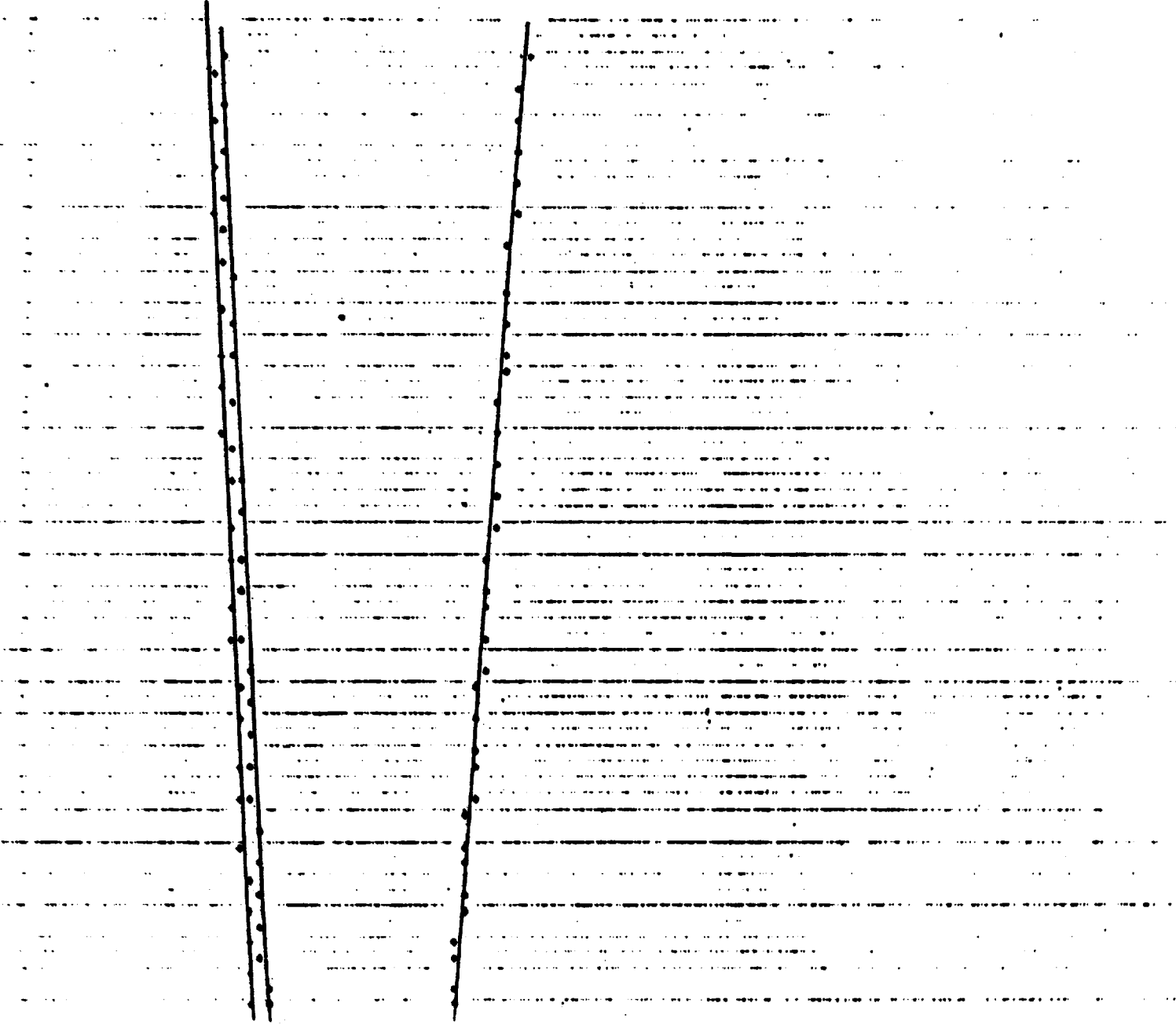
RELATION 1 WA

RELATION 1 WA

RELATION 1 WA

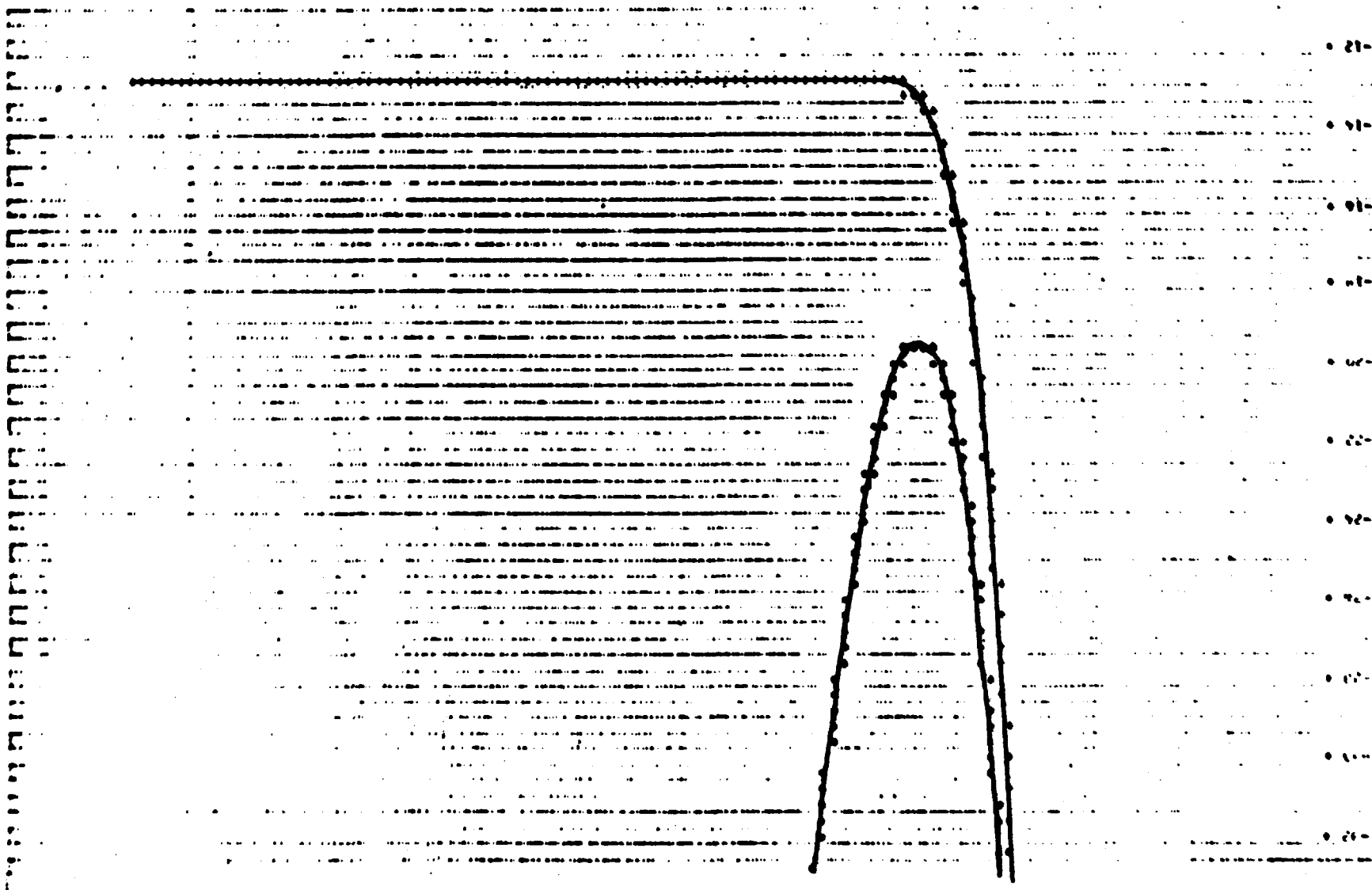
RELATION 1 WA

0  
1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60  
61  
62  
63  
64  
65  
66  
67  
68  
69  
70  
71  
72  
73  
74  
75  
76  
77  
78  
79  
80  
81  
82  
83  
84  
85  
86  
87  
88  
89  
90  
91  
92  
93  
94  
95  
96  
97  
98  
99  
100



0  
1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60  
61  
62  
63  
64  
65  
66  
67  
68  
69  
70  
71  
72  
73  
74  
75  
76  
77  
78  
79  
80  
81  
82  
83  
84  
85  
86  
87  
88  
89  
90  
91  
92  
93  
94  
95  
96  
97  
98  
99  
100

.....



.....

.....

CURVA DE CONVICÇÃO

TITULO

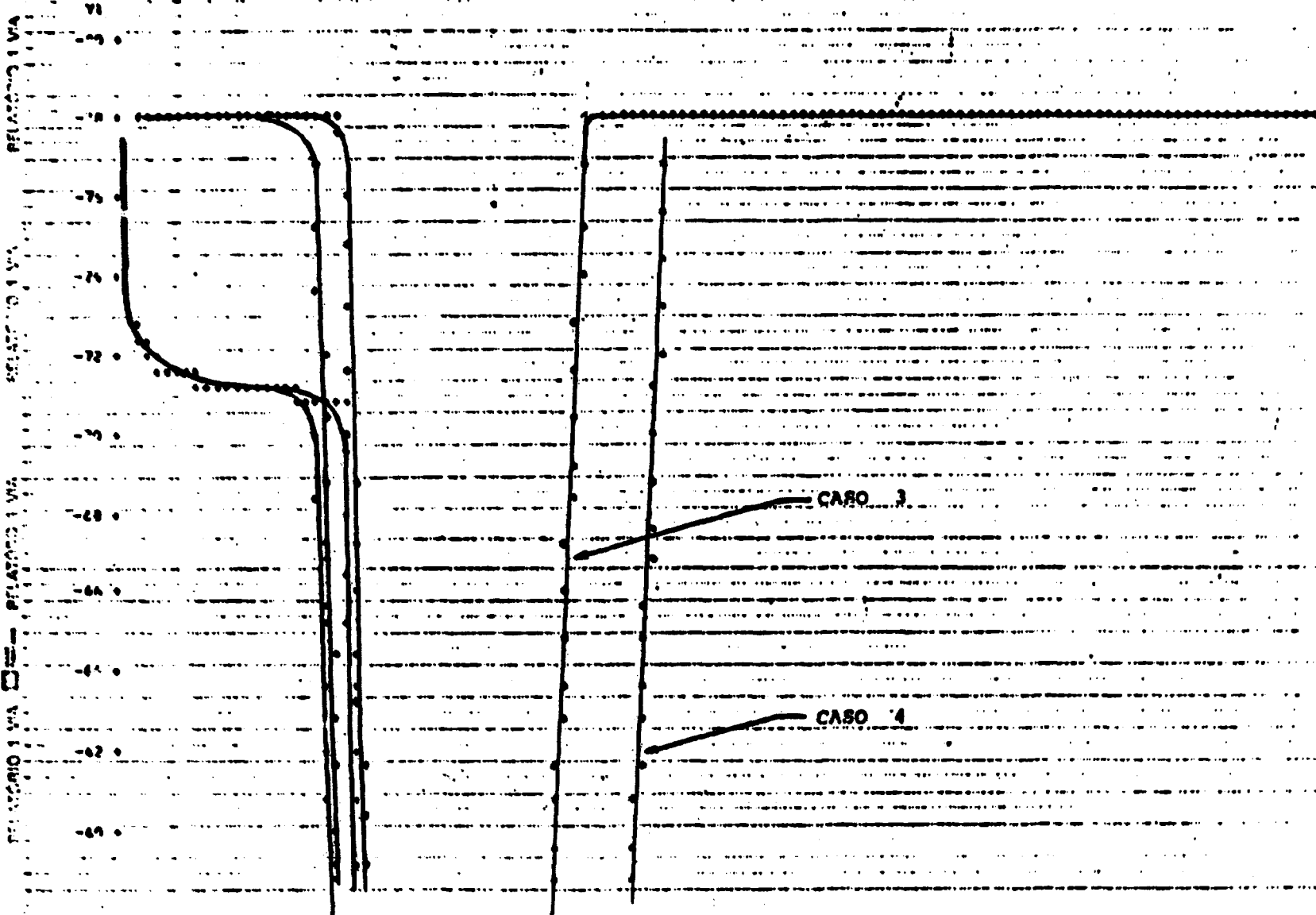
INTERVALO DE CONVICÇÃO

25

12 DE SETEMBRO, MARÇO DE 1966

PLANTAS DE VIOLETA  
PLANTAS DE VIOLETA

SYNOPSIS 11889 19 0  
SYNOPSIS 11889 19 0









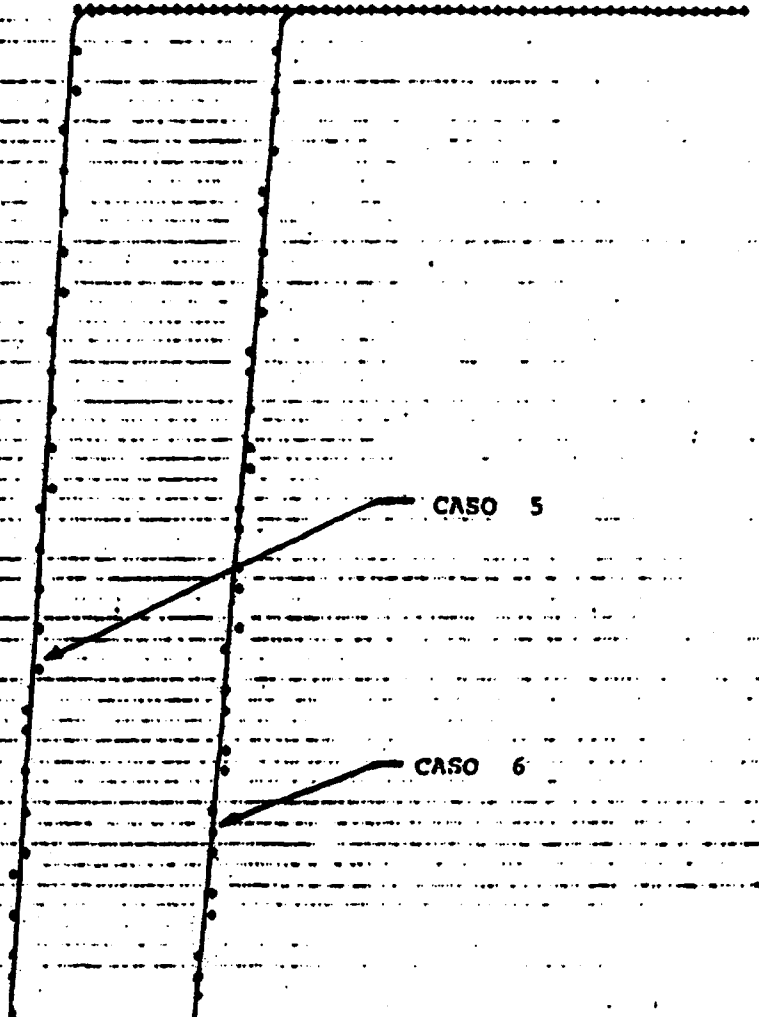
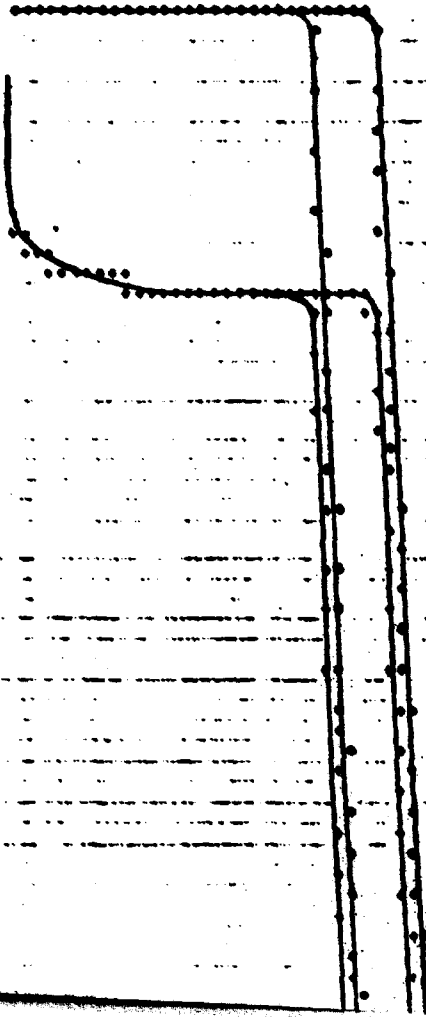
CINVA DE COMUNITAR 6

TITULO INTEGRAL DE COMUNITAR 21  
12 DE FEBRERO 1964

PLANTAS DE VIDA 21 USAS  
PLANTAS DE VIDA 21 USAS

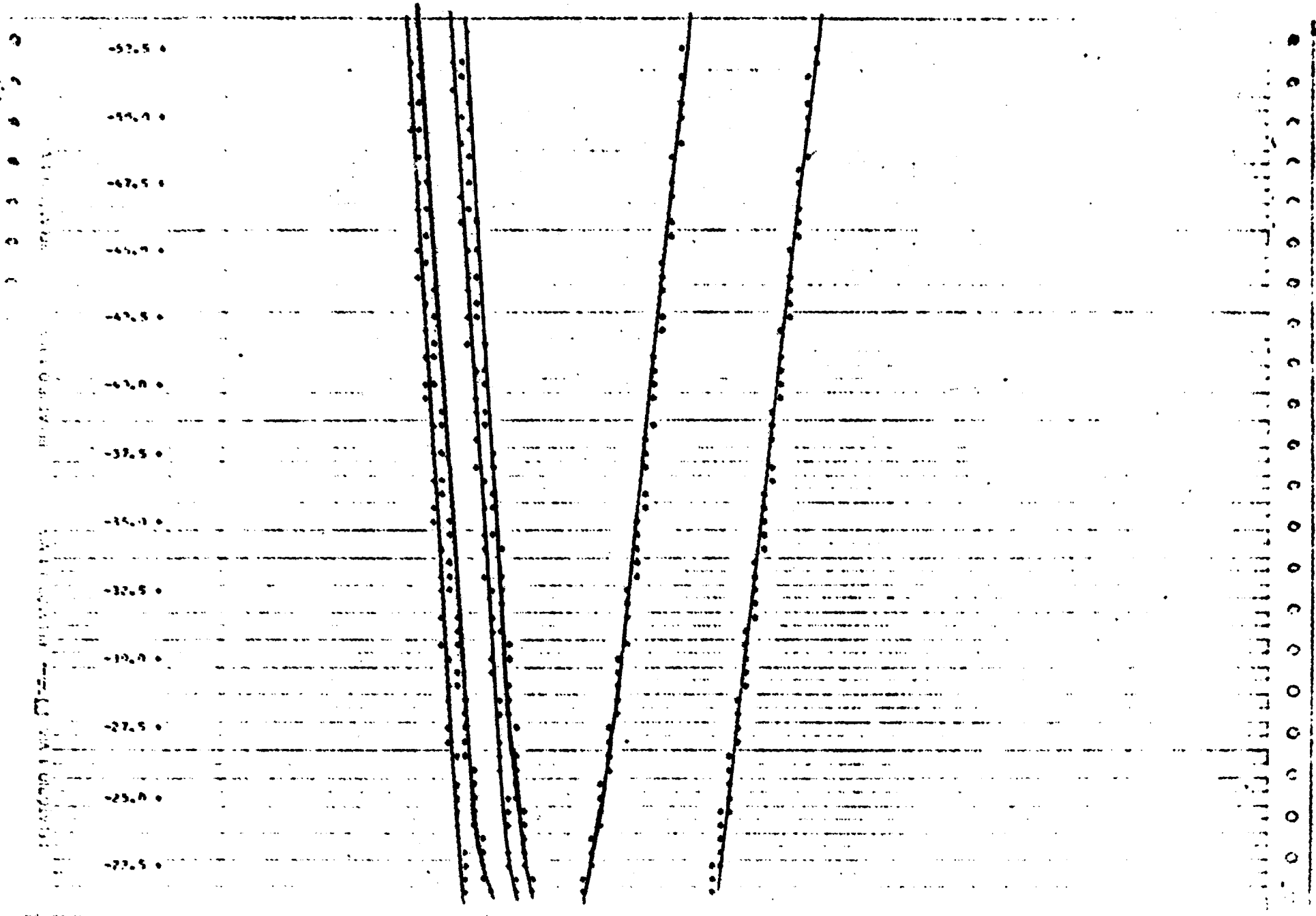
RELACION 1 VIA [ ] RELACION 1 VIA RELACION 1 VIA

VI  
-49.0  
-77.5  
-75.0  
-72.5  
-70.0  
-67.5  
-65.0  
-62.5  
-60.0  
-57.5  
-55.0

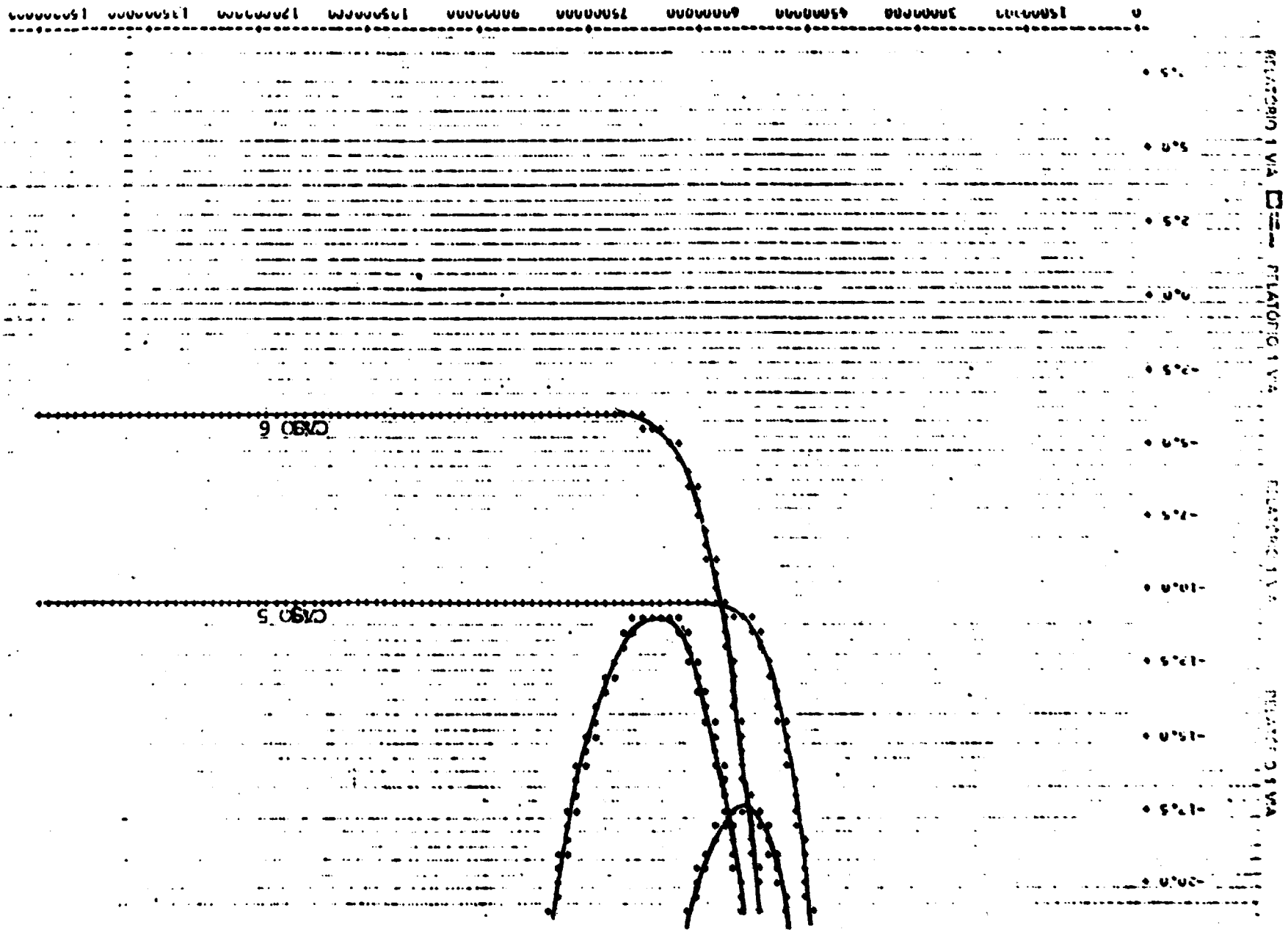


CASO 5

CASO 6



PLATONIC 1 VA PLATONIC 1 VA PLATONIC 1 VA PLATONIC 1 VA PLATONIC 1 VA



CURVA DE CONVERGENÇA \*

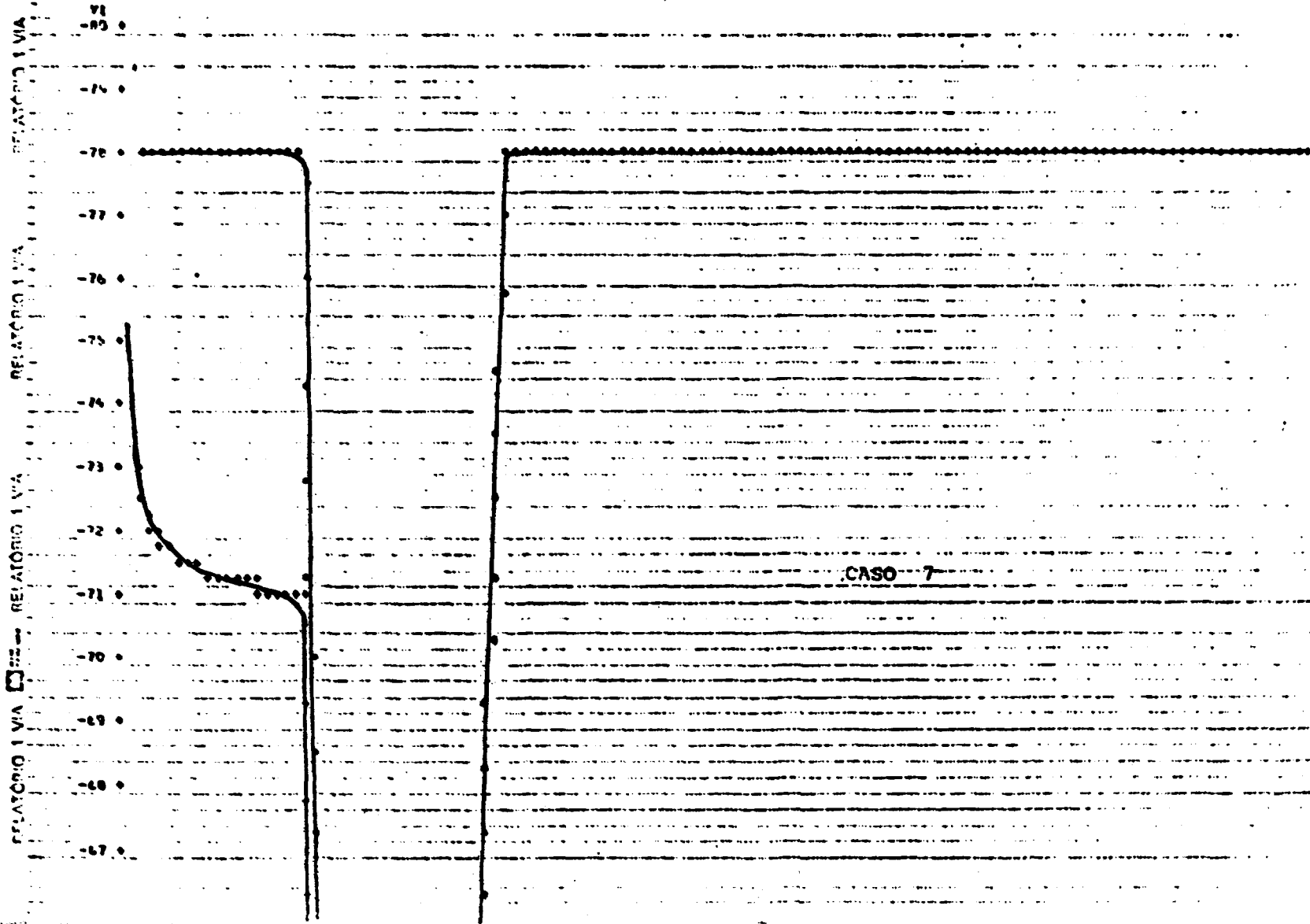
TÍTULO INTEGRAL DE CONVERGÊNCIA

12

12.63.01.01, NOVEMBRO 20, 1964

PLANO DE VISTA  
PLANO DE VISTA

SÍMBOLO USADO TS  
SÍMBOLO USADO TS



RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA

RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA

RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA

RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA

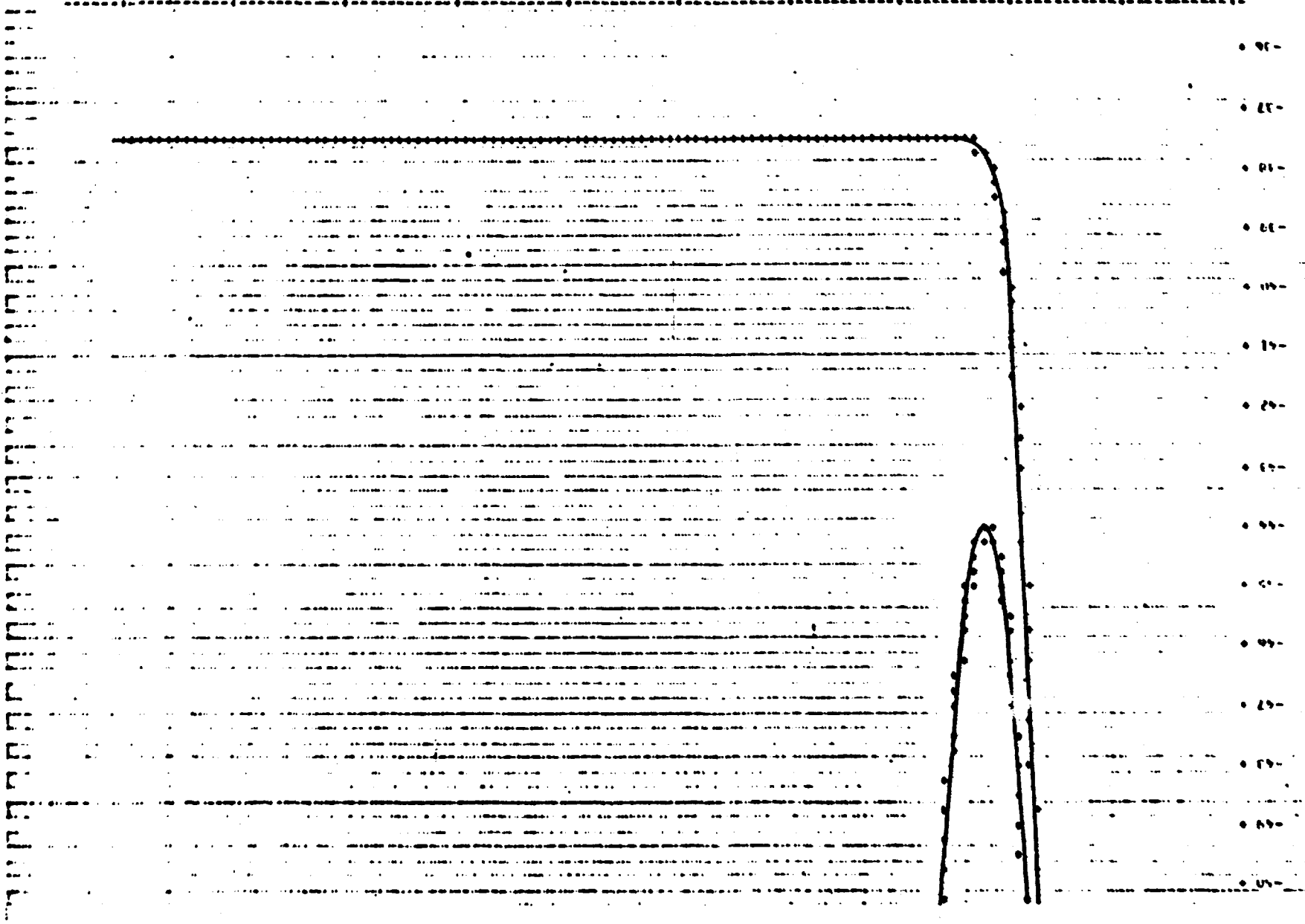
RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA

RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA

RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA RELATÓRIO 1 VIA

15. PLIUM 1000000 4500000 6000000 7500000 9000000 10500000 12000000 13500000 15000000

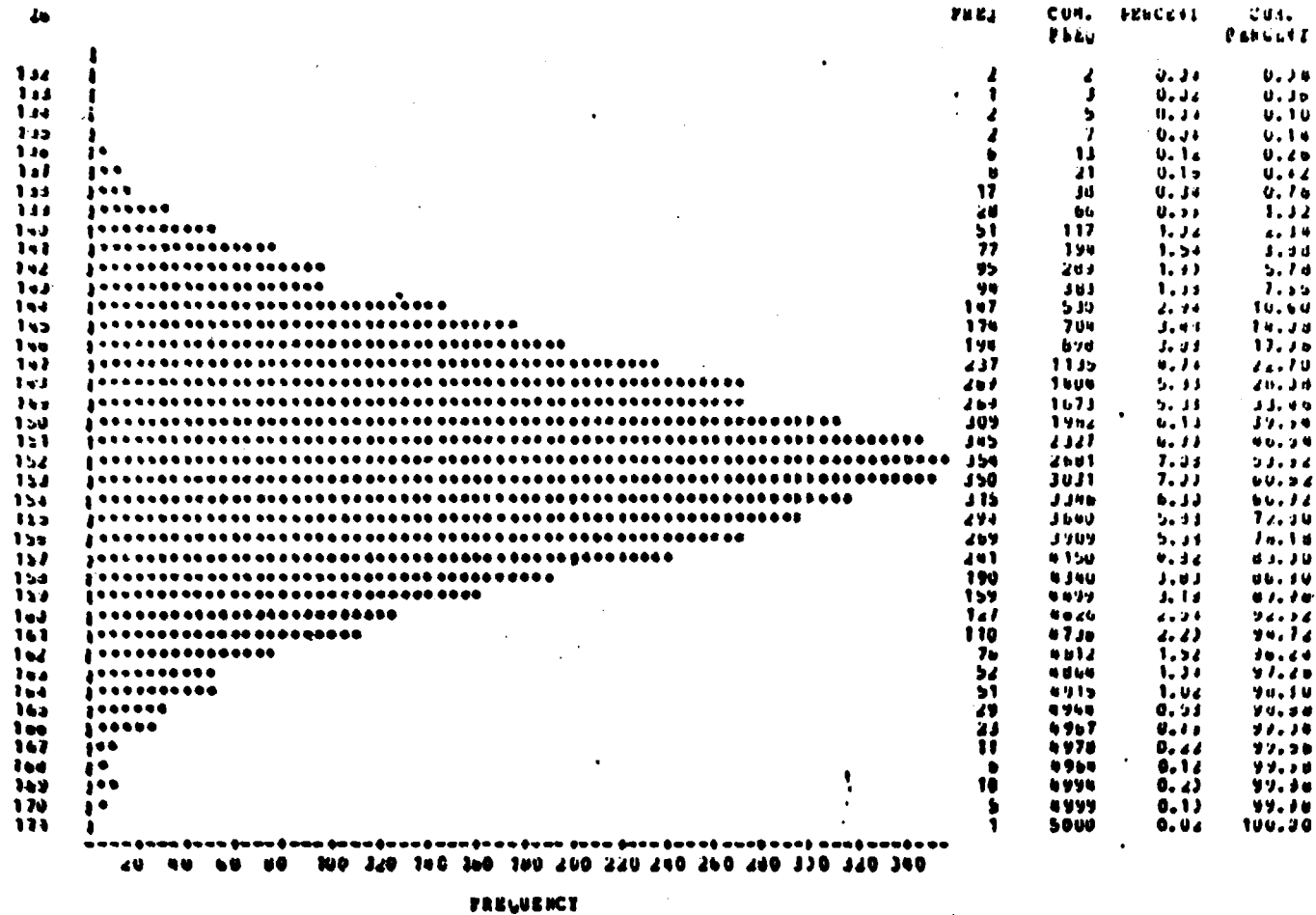
15. PLIUM 1000000 4500000 6000000 7500000 9000000 10500000 12000000 13500000 15000000



15. PLIUM 1000000 4500000 6000000 7500000 9000000 10500000 12000000 13500000 15000000



DISTRIBUICAO DE 4  
FREQUENCY BAR CHART



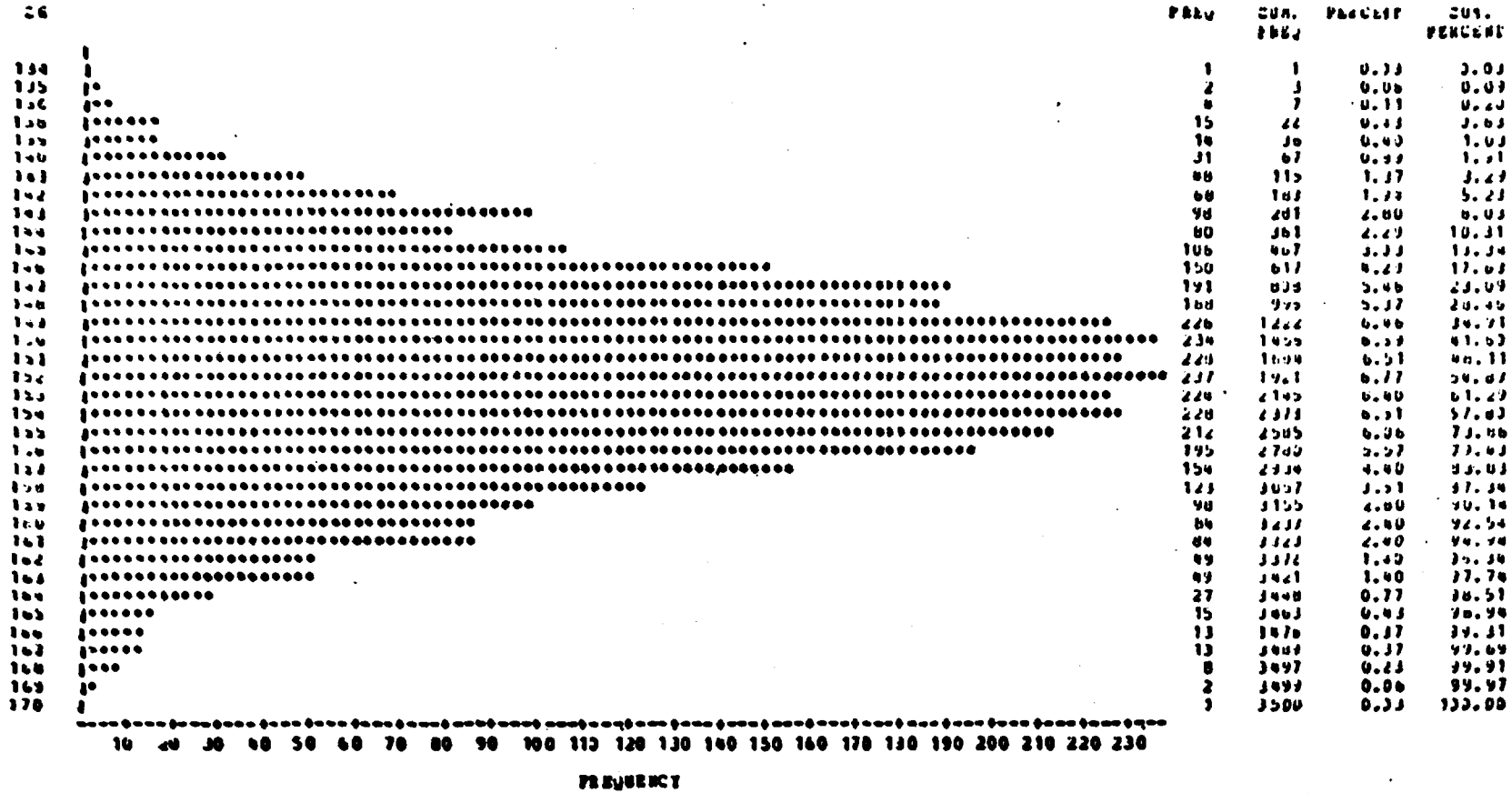
DISTRIBUICAO DE 4

VARIACAO	N	MEAN	STANDARD DEVIATION	MINIMUM VALUE	MAXIMUM VALUE	STD ERROR OF MEAN	SUM	VARIANCE	C.F.
2	5000	152463426.201	5065065.33191	13437831.17	171966400.61	32908.569366	762217131025	3.4378992613	3.887

6. Histogramas para 5000, 3500 e 2000 pontos



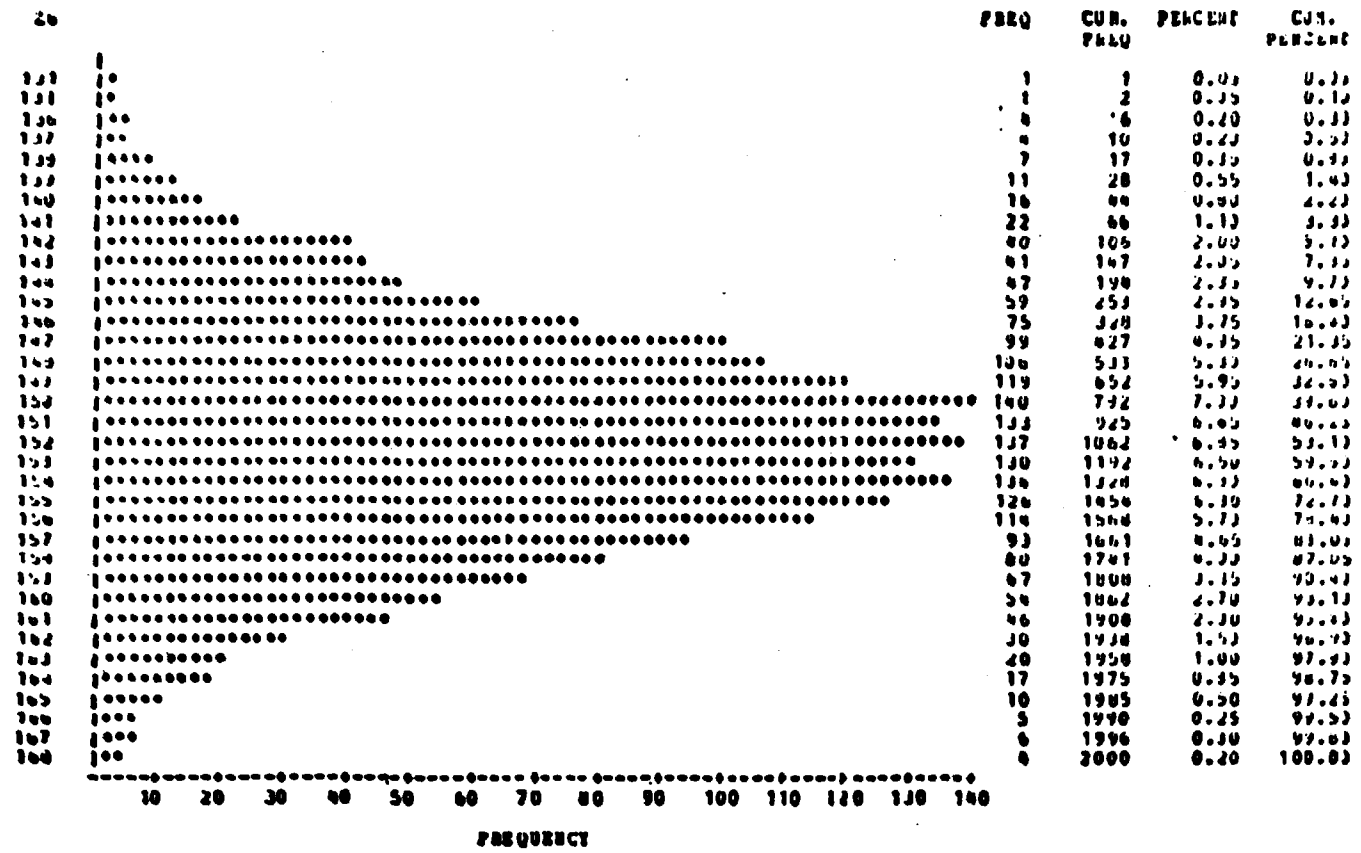
DISTRIBUICAO DE Z  
FREQUENCY BAR CHART



DISTRIBUICAO DE Z

VARIABLE	N	MEAN	STANDARD DEVIATION	MINIMUM VALUE	MAXIMUM VALUE	STD ERROR OF MEAN	SUM	VARIANCE	C.V.
Z	3500	152356256.000	5736352.89210	134967707.07	170283966.46	96962.061068	533266896160	3.2335761013	3.765

DISTRIBUICAO DE 4  
FREQUENCY BAR CHART



DISTRIBUICAO DE 2

VARIABLE	N	MEAN	STANDARD DEVIATION	MINIMUM VALUE	MAXIMUM VALUE	STD ERROR OF MEAN	SUM	VARIANCE	C.V.
2	2000	152516331.802	5693962.54722	131054006.91	168687386.95	127320.87317	305032663636	3.242121E+16	3.733



SAS

NON-LINEAR LEAST SQUARES SUMMARY STATISTICS      DEPENDENT VARIABLE P

SOURCE	DF	SUM OF SQUARES	MEAN SQUARE
MODEL	2	0.0470000	0.0235000
RESIDUAL	38	0.0001433	0.0000377
UNCORRECTED TOTAL	40	0.0471433	
(CORRECTED TOTAL)	39	0.0429000	

PARAMETER	ESTIMATE	ASYMPTOTIC STD. ERROR	ASYMPTOTIC 95% CONFIDENCE INTERVAL	
			LOWER	UPPER
MEAN	40.95935252	0.0000000	40.92001451	41.00000000
SIGMA	5.09000000	0.0000000	5.70000000	6.00000000

ASYMPTOTIC CORRELATION MATRIX OF THE PARAMETERS

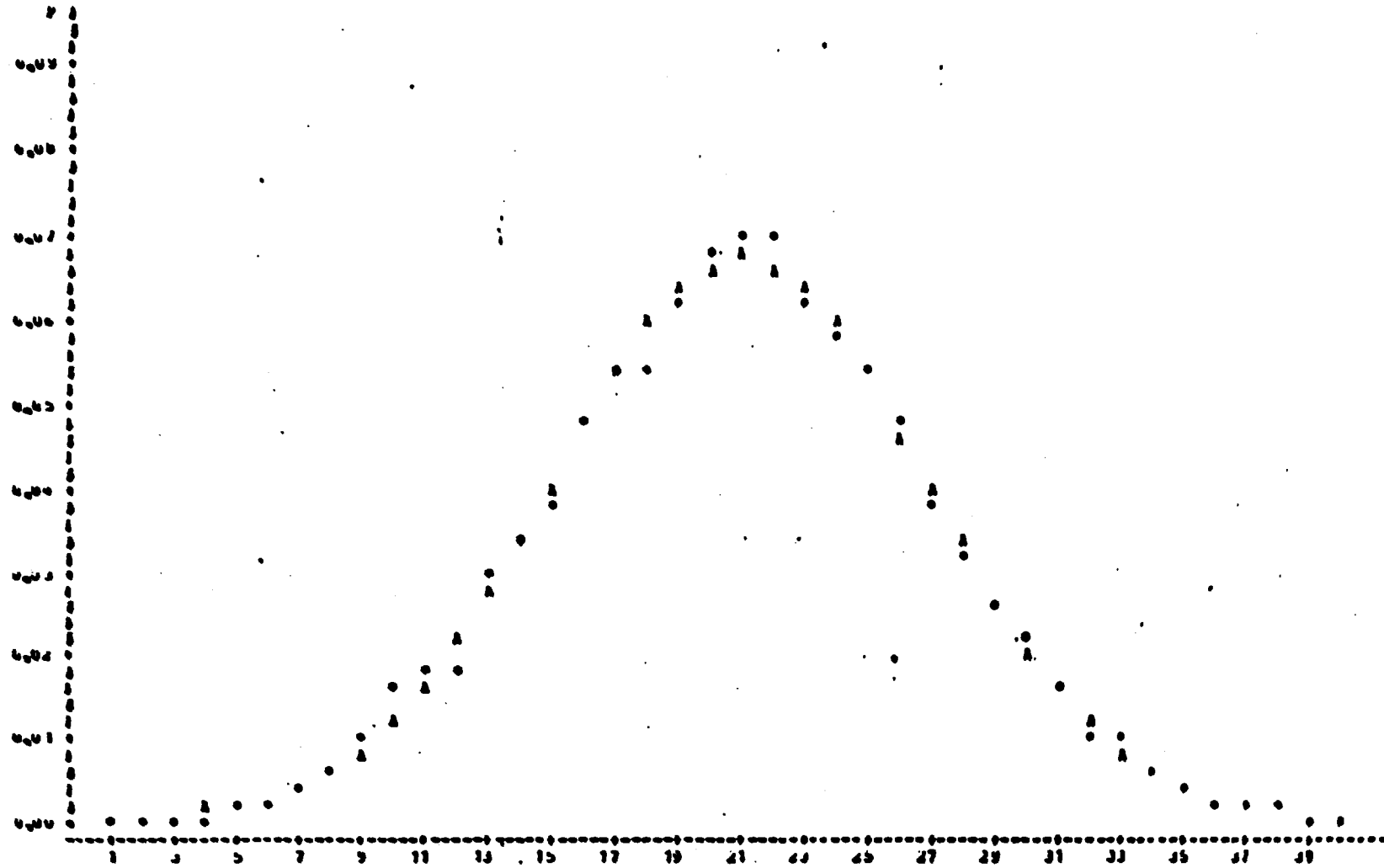
	MEAN	SIGMA
MEAN	1.000000	0.000000
SIGMA	0.000000	1.000000

NOTE: ALL ASYMPTOTIC STATISTICS ARE APPROXIMATE. REFERENCE: HALSTON AND JENNICH, TECHNOMETRICS, FEBRUARY 1973, P 7-10.

Para 5000 pontos

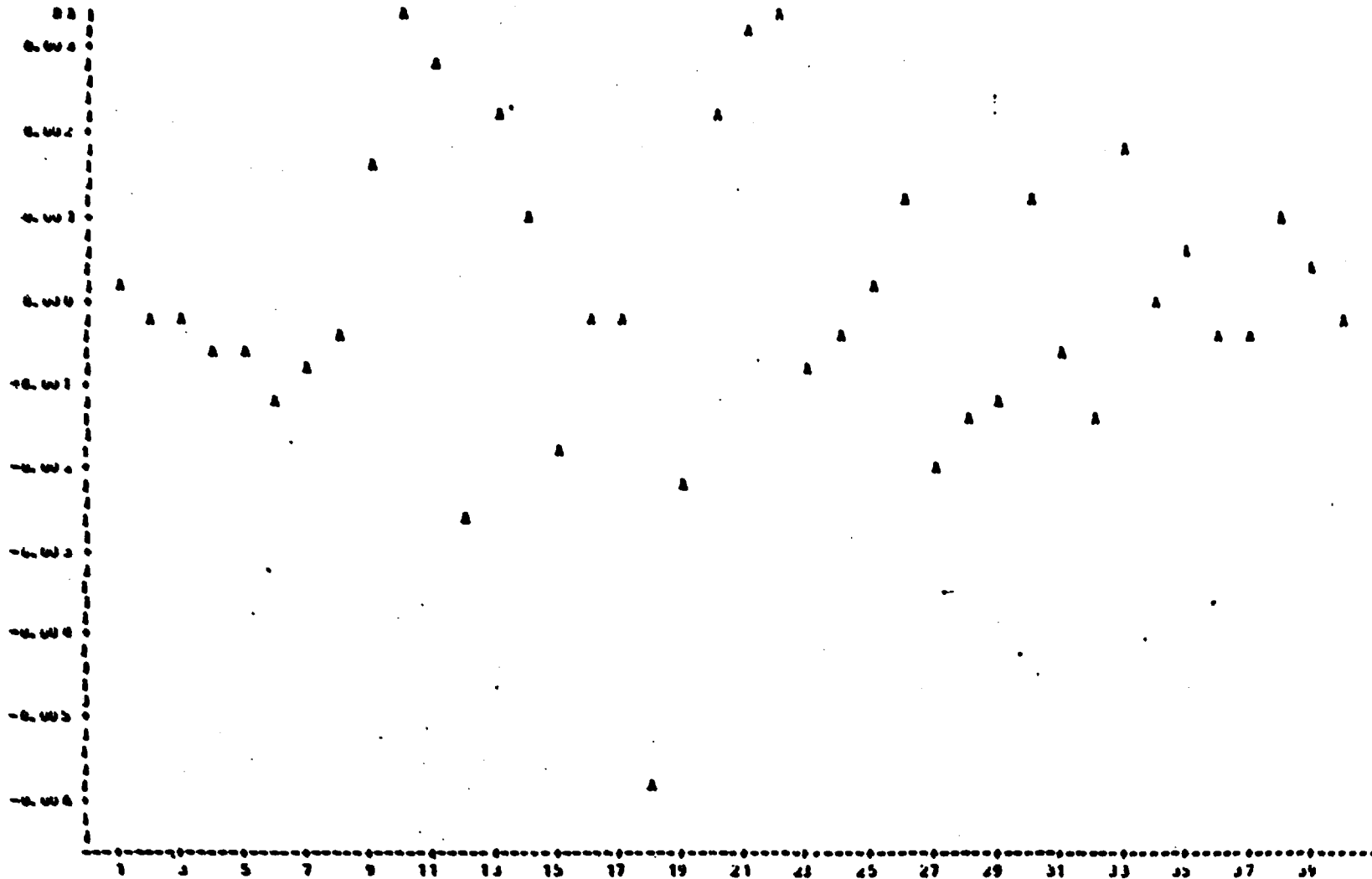
8. Estimativas de médias e desvios padrão, curvas de ajuste à gaussiana, curvas de resíduos para 5000, 3500 e 2000 pontos, respectivamente.

GRÁFICO DE AJUSTE DE NORMAL  
 A SI SE USAN LOS  
 DATOS DE 1941 NORMAL USADA EN  
 A SI SE USAN LOS DATOS DE 1941



Para 5000 puntos

GRAPIC DE RESULTOS DO JOGO  
 PLOT OF SK\*2    LEGEND: A = 1 ONS, o = 2 ONS, ETC.



Para 5000 pontos

SAS

NON-LINEAR LEAST SQUARES SUMMARY STATISTICS      DEPENDENT VARIABLE P

SOURCE	DF	SUM OF SQUARES	MEAN SQUARE
REGRESSION	2	0.04775301	0.02387652
RESIDUAL	33	0.30024753	0.00909835
UNCORRECTED TOTAL	35	0.04801061	
(CORRECTED TOTAL)	34	0.02101673	

PARAMETER	ESTIMATE	ASYMPTOTIC STD. ERROR	ASYMPTOTIC 95 % CONFIDENCE INTERVAL	
			LOWER	UPPER
MEIA	16.07196705	0.09970855	16.66911050	17.07402511
SIGMA	5.71650772	0.00160897	5.55071824	5.88229719

ASYMPTOTIC CORRELATION MATRIX OF THE PARAMETERS

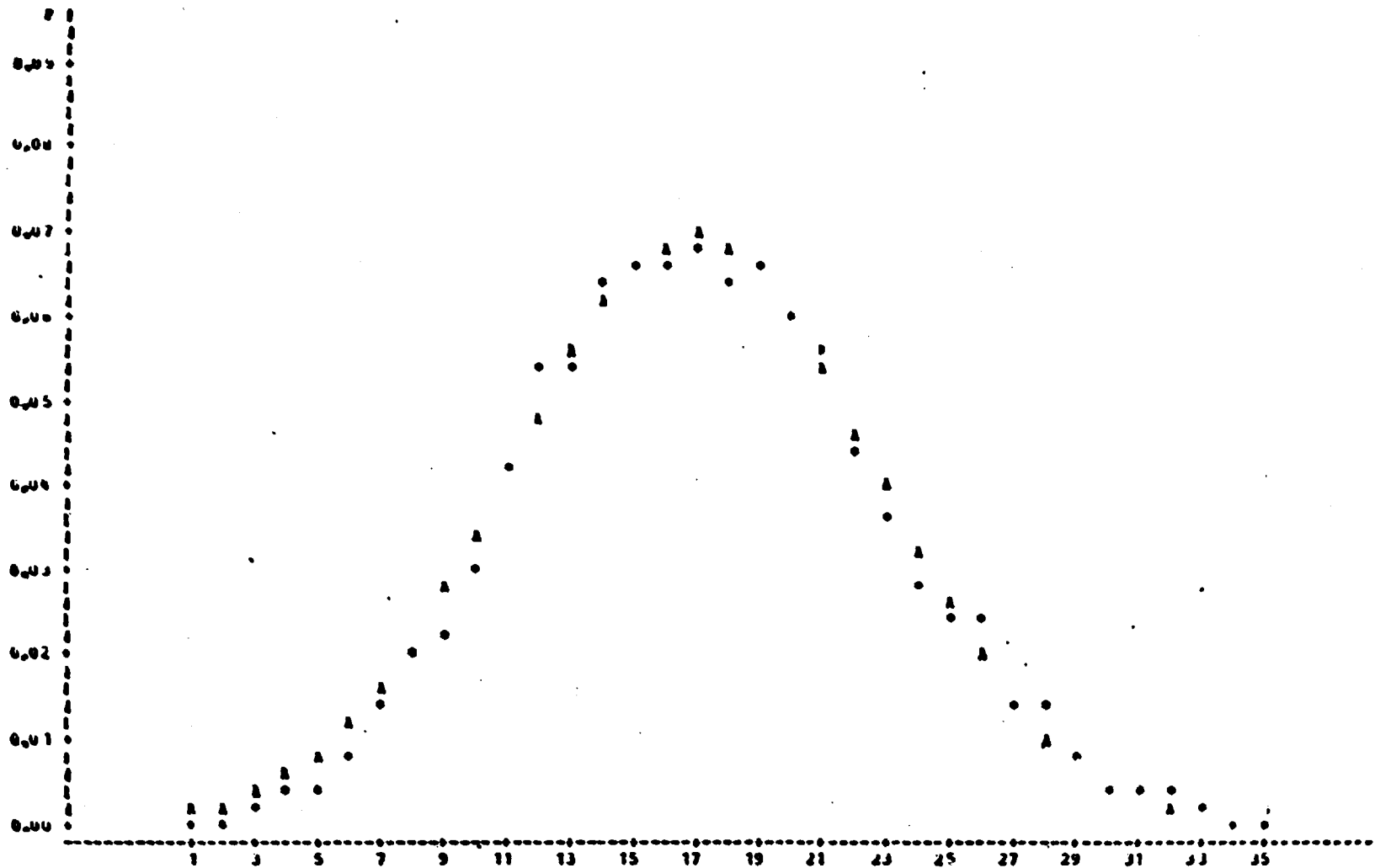
	MEIA	SIGMA
MEIA	1.000000	-0.000330
SIGMA	-0.000330	1.000000

NOTE: ALL ASYMPTOTIC STATISTICS ARE APPROXIMATE. REFERENCE: BALSTON AND JENNIFER, TECHNOMETRICS, FEBRUARY 1976, P 7-16.

para 3500 pontos

GRAFICO DE AJUSTE DE BARRIL

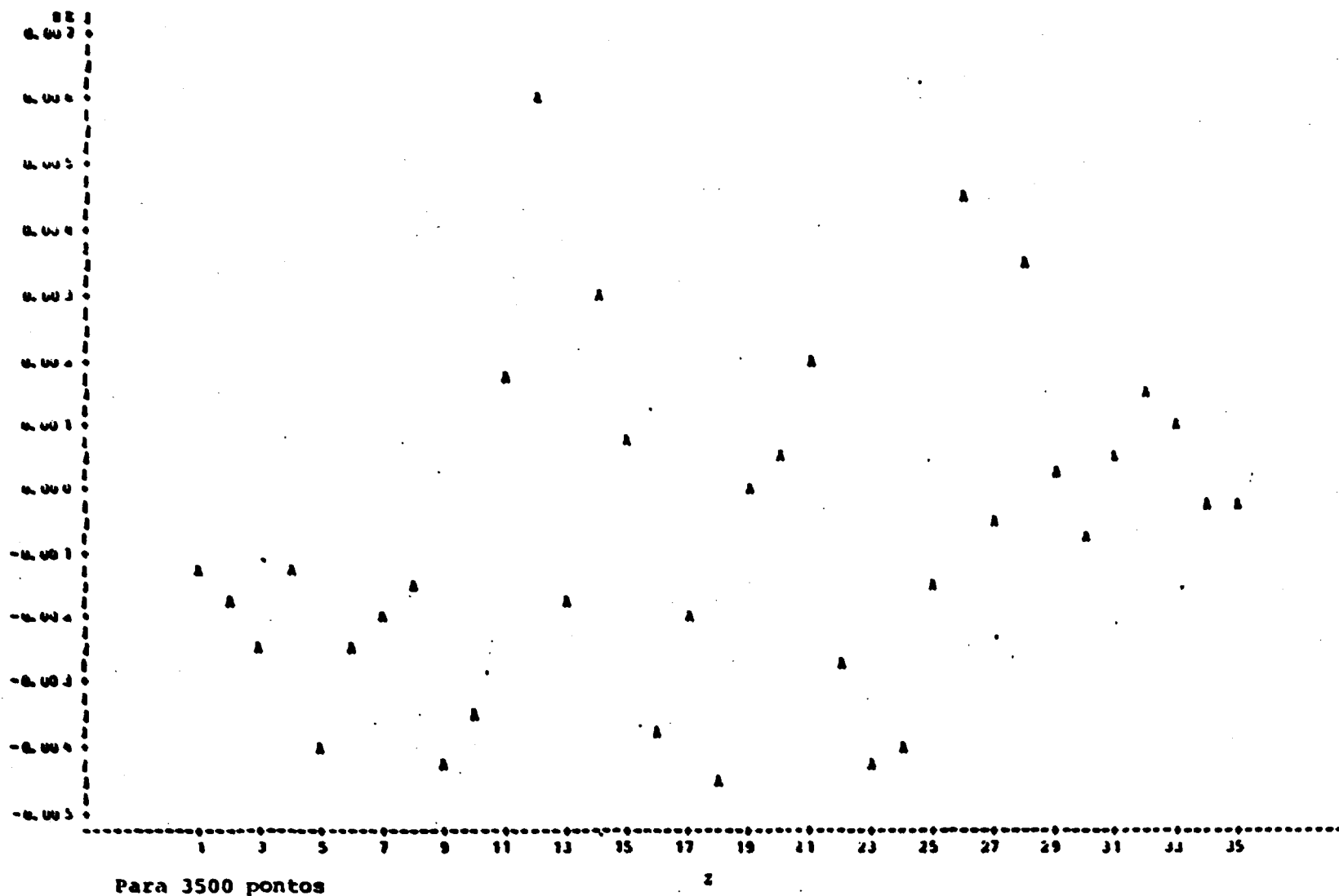
PLOT OF P°1      SYMBOL USED IS °  
PLOT OF PA°2     SYMBOL USED IS A



NOTA: 14 UNDS MIBDUA Para 3500 pontos



GRÁFICO Nº RESÍDUOS DO AJUIZ  
 PLOT OF RES. LEGEND: A = 1 OBS, B = 2 OBS, ETC.



SAS

NON-LINEAR LEAST SQUARES SUMMARY STATISTICS      DEPENDENT VARIABLE P

SOURCE	DF	SUM OF SQUARES	MEAN SQUARE
REGRESSION	2	0.04922601	0.02461301
RESIDUAL	33	0.00072133	0.00021858
UNCORRECTED TOTAL	35	0.04994734	
(CORRECTED TOTAL)	34	0.04977857	

PARAMETER	ESTIMATE	ASYMPTOTIC STD. ERROR	ASYMPTOTIC 95% CONFIDENCE INTERVAL	
			LOWER	UPPER
MEAN	19.69255106	0.07025038	19.54961919	19.83548294
SIGMA	5.74088648	0.05742449	5.62405624	5.85771673

ASYMPTOTIC CORRELATION MATRIX OF THE PARAMETERS

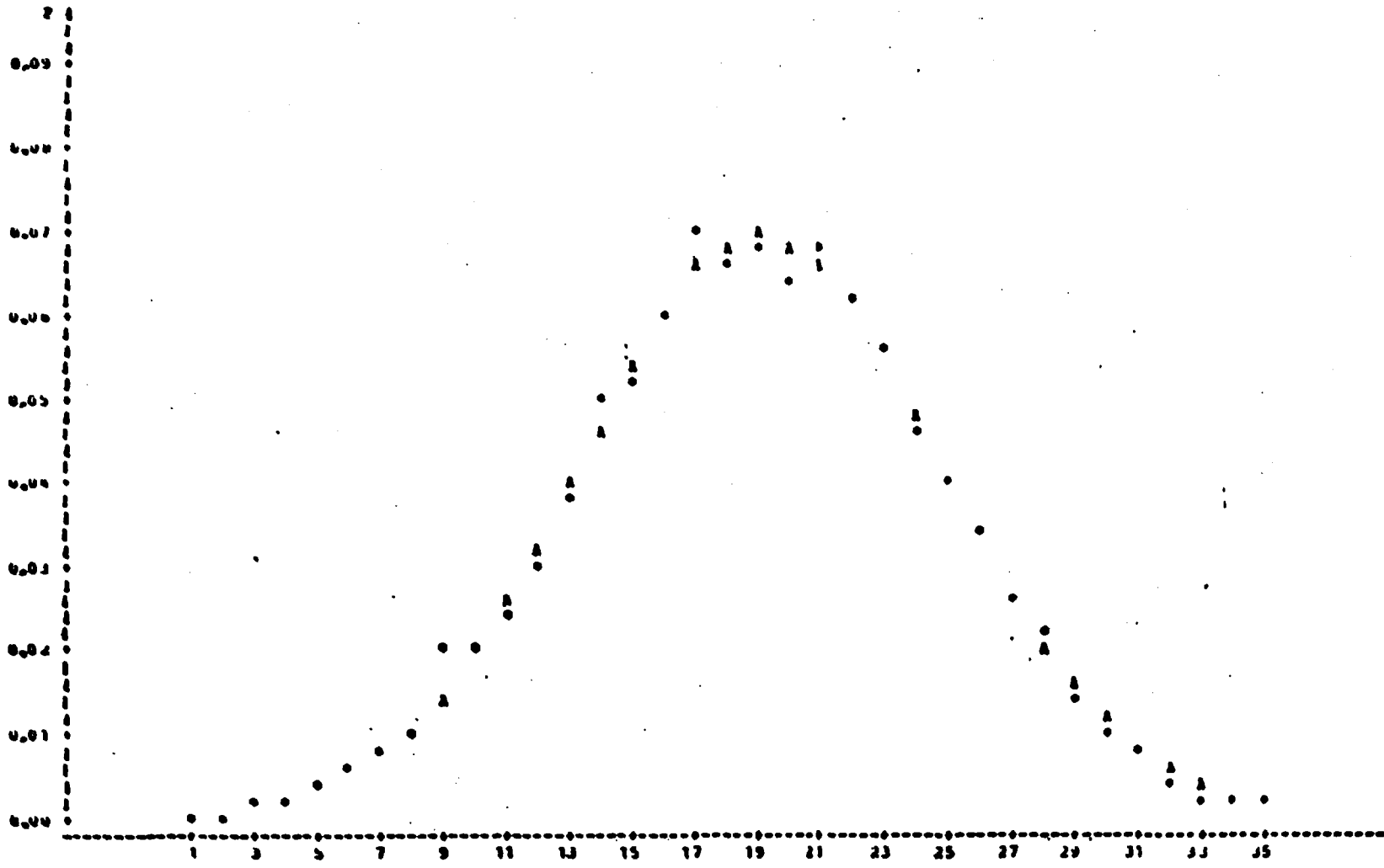
	MEAN	SIGMA
MEAN	1.000000	0.000000
SIGMA	0.000000	1.000000

NOTE: ALL ASYMPTOTIC STATISTICS ARE APPROXIMATE. REFERENCE: BALSTON AND JENNISON, TECHNOMETRICS, FEBRUARY 1970, P 7-10.

Para 2000 pontos

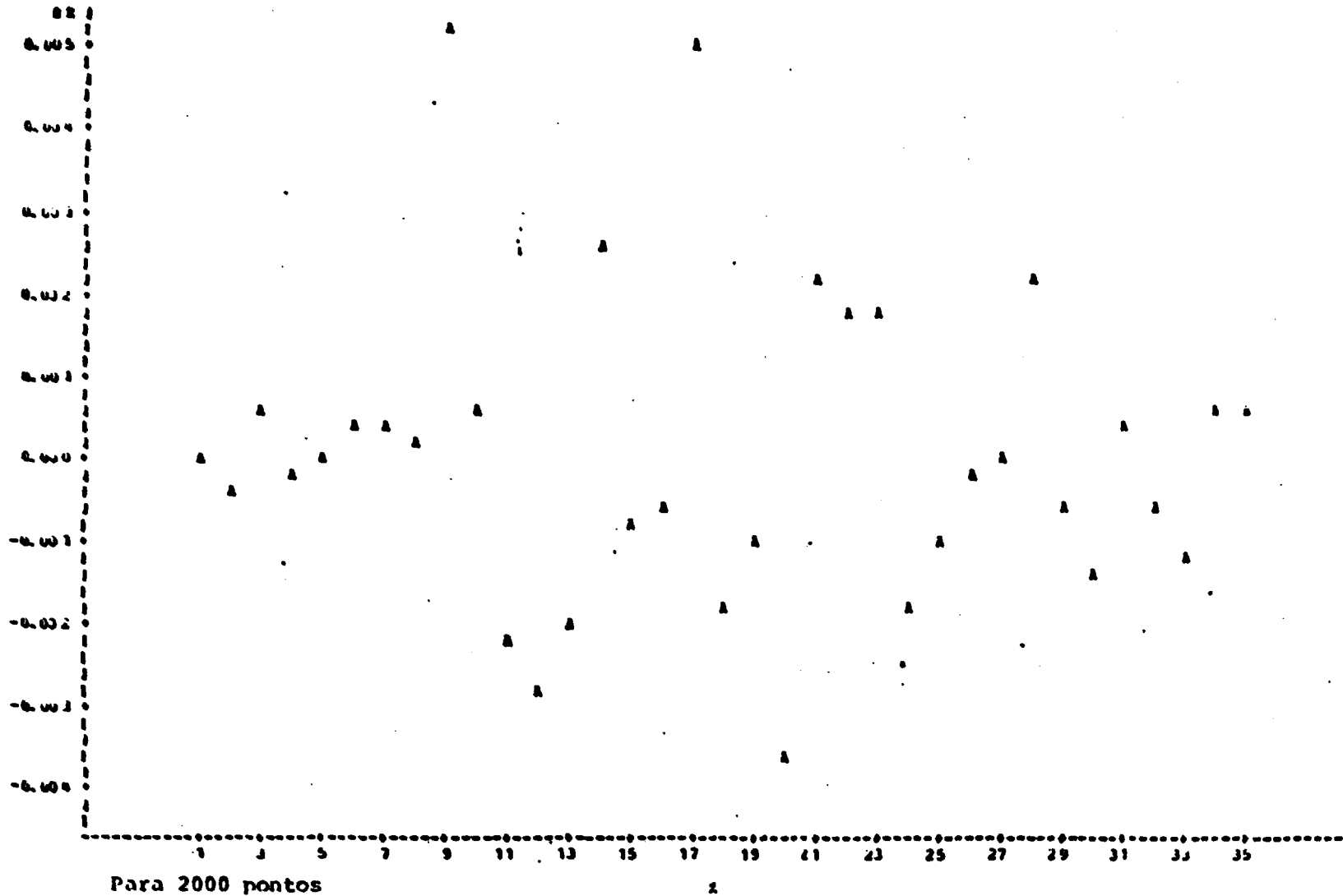
GRAPICO DE AJUSTE DE FORMA.

PLOT OF F%  
PLOT OF FA%  
SYMBOL USED IS •  
SYMBOL USED IS A



NOTA: 10 das 110000 Para 2000 pontos

GRÁFICO DE RESÍDUOS Y AJUSTE  
PLOT OF RES. ADJ. LEGEND: A = 1 OBS, B = 2 OBS, ETC.



BIBLIOGRAFIA

- 1 AMERICAN NUCLEAR SOCIETY Probabilistic analysis of nuclear reactor safety: topical meeting, held in Los Angeles, Ca., May 8-10, 1978. La Grange Park, Ill., 1978. v.1,2,3.
- 2 AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS. ASME Boiler and Pressure Vessel Code. An american national code Section 3. Rules for construction of nuclear power plant components. New York, 1977. (ASTM-PPV-3).
- 3 ARNOLD, H.G. Pressure vessel reliability as a function of allowable. Oak Ridge Tn., Oak Ridge National Lab., June 1972. (ORNL-TM-3858).
- 4 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas, Procedimento. São Paulo, 1984. (Projeto de norma 2.03.17/004 fevereiro, 1984).
- 5 PARTLETT, M.S. Stochastic processes methods and applications. Cambridge, Great Britain, Cambridge Univ., 1966.
- 6 PATISTA, L.A. Segurança estrutural: Caracterização e combinação das ações. São Paulo, 1982. (Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, USP).
- 7 BENDAT, J.S. & PIERSON, A.G. Measurement and analysis of random data. New York, Wiley, 1966.
- 8 BENJAMIN, J.R. & CORNELL, C.A. Probability, statistics and decision for civil engineers. New York, McGraw-Hill, 1970.
- 9 RIGGS, J.M. Structural dynamics. New York, McGraw-Hill, 1964.
- 10 POPPEY, P. Fusão: a energia do futuro. O Estado de São Paulo, 21 de março 1982. (Suplemento Cultural).
- 11 Prunk, H.D. Mathematical statics. New York, Blaisdell, 1965.

- 12 CAMPANARI, F.A. Teoria das estruturas. São Caetano do Sul, São Paulo, 1978. (Apostila de curso).
- 13 CINTRA FILHO, J.S. Engenharia nuclear II. São Carlos, S.P. Universidade Federal, Depto. de Engenharia Nuclear, 1978. (Notas de aula).
- 14 COSTA NETO, P.L. & GYPALISTA, M. Probabilidades. São Paulo, Flö cher, 1978.
- 15 DELLA SANTINA, M. Determinação das zonas de segurança de controle nuclear de Angra dos Reis conforme o modelo de difusão de radiação na atmosfera. São Paulo, 1978. (Dissertação de Mestrado, Instituto de Energia Atômica).
- 16 EL-WAKIL, M.M. Nuclear heat transport. New York, International texbook, 1971.
- 17 FIGUEIREDO FERRAZ, J.C. Fundamentos para uma nova abordagem no cálculo estrutural. São Paulo, 1977. (Dissertação de Mestrado, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da USP).
- 18 FERRY BORGES, J. & CASTANHETA, M. Segurança das estruturas. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1975. (curso).
- 19 FERRY BORGES, J. & CASTANHETA, M. Structural safety. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1971.
- 20 FRFITAS, A.R. Probabilistic approach in the design of wood structures in Brazil based on the variability of 23 species. Virginia, Polytechnic Institute Blacksburg, 1978.
- 21 FRUDENTHAL, A.M.; SHINOZUKA, M.; KONISHI, I.; KANAZAWA, T. eds Reliability approach in structural engineering. Tokyo, Manzur, 1975.
- 22 FUSCO, P.F. Contribuição ao estudo de verificação das estruturas de concreto. São Paulo, 1974. (Tese de Doutorado, Escola Politécnica).

- 23 FUSCO, P.P. Fundamentos estatísticos de segurança das estruturas. São Paulo, USP, 1977.
- 24 GLASSTONE, S. & SESONSKE, A. Nuclear reactor engineering. Princenton, Van Nostrand, 1967.
- 25 GIBELLI, S.M.O. & FERREIRA FILHO, P.F.; OLIVEIRA, L.F.S. Análise de segurança de sistemas por árvores de falhas. Rio de Janeiro, s.d. COPPE/NUCLEAR. (Apostila).
- 26 GIL, S. Structure for nuclear power. London, C.R. Books, 1964.
- 27 PACIFIC, F.C. Sobre a segurança nos projetos de geotécnica. São Paulo, 1978. (Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, USP).
- 28 HARVEY, J.F. Pressure vessels. New York, Van Nostrand, 1974.
- 29 HIRTH JR, H.C. A introdução da segurança no projeto estrutural de barragens de concreto pelo método semi-probabilístico. São Paulo, 1978. (Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, USP).
- 30 POLAND, I.; KAVLIE, D.; MOE, B.; SIGRJORNSSON, R. eds. Safety of structures under dynamic loading: international seminar held at the Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Tapir, 1978.
- 31 Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares. Curso de análise de confiabilidade. São Paulo, IPEN/CNEN, 1982.
- 32 INSTITUTO DE PESQUISAS ENERGÉTICAS E NUCLEARES. Probability distribution basic computer. São Paulo, IPEN/CNEN, 1982.
- 33 INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY. Reliability problems of reactor pressure components: proceedings of a symposium, held in Vienna, 10-13 October, 1977. 1978. v.1,2.
- 34 LANGENDONCK, T. Van A noção de coeficiente de segurança e o

cálculo do concreto armado no estadio III. Rev. Eng. São Paulo, 3(30):227-38, 1945.

- 35 MANSOUR, A.F. Approximate probabilistic method to ship longitudinal strength. In: ENGENHARIA naval y transportes marítimos, tercer congreso pan-americano, realizado em Buenos Aires, 15 a 20 de julio 1973. Mass. MIT, s.d.
- 36 MARSHALL, W. (ed) An assessment of the integrity of PWR pressure vessels. Harwell, Atomic Energy Research Establishment, Mar. 1982. v.1,2.
- 37 McCORMICK, N.J. Reliability and risk analysis. New York, Academic, 1981.
- 38 MEYER, P.L. Probabilidade. Aplicações à estatística. Rio de Janeiro, Ao livro Técnico, 1974.
- 39 MOOD, A.M. & GRAYBILL, F.A. Introduction to the theory of statistics. New York, McGraw-Hill, 1963.
- 40 Nucl. Eng. Int., 28(344) Suppl. 1983.
- 41 OLIVEIRA, L.F.S. Introdução a análise probabilística de seguradora. Rio de Janeiro, COPPE, s.d. (Arostila).
- 42 PFFIL, W. Estruturas de aço. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1980.
- 43 PUGSLEY, A. The safety of structures. London, Edward Arnold, 1966.
- 44 ROCHA, A.M. Novo curso prático de concreto armado. Rio de Janeiro, Científica, 1978. v.1,2,3.
- 45 SAS USER'S GUIDE: BASICS. Sas Institute Inc., Box 8000. Cary, North Carolina: USA, 1982 edition.
- 46 SILVA LEME, R.A. Os extremos das amostras ocasionais e suas aplicações à engenharia. São Paulo, 1954. (Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, USP).



- 47 SPIEGEL, M.R. Manual de formulas e tabelas matemáticas. São Paulo, McGraw-Hill, 1981.
- 48 STRUCTURAL design of nuclear plant facilities: conference held in Chicago, Ill. December 17-18, 1973. New York. American Society of Civil Engineers, 1973. v.1,2,3.
- 49 TÁVORA, P. Termodinâmica e usinas nucleares. São Ferrardo do Campo, S.P., Ivan Fossi, 1979.
- 50 TIMOSHENKO, S.P. Teoria da elasticidade. 3 ed. Rio de Janeiro, Guanahara Dois, 1980.
- 51 TIMOSHENKO, S.P. Resistência dos materiais. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1981.
- 52 USAFC, Metercology and atomic energy. 1968.
- 53 VESSELY, W.F. A time dependent methodology for fault three evaluation. Nucl. Eng. Des., 13:337-60, 1970.
- 54 YAO, T.P. Damage evaluation for structural reliability assessment. Nucl. Eng. Des., 75:205-12, 1982.
- 55 ZAGOTTIS, D. A introdução da segurança no projeto estrutural. Pontes e grandes estruturas. São Paulo, Escola Politécnica, USP, 1977. v.3.
- 56 ZIENKIEWICZ, O.C. The finite element method. 3.ed. London, McGraw-Hill, 1977.