

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

Reservatórios com Parede Ondulada

Eng.º João Bento de Hanai

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

SÃO CARLOS, 1981

Class. TESE
Cutt. H1992
e.2
297/99.56.T

AGRADECIMENTOS

Ao prof. Dante A.O.Martinelli, pela orientação no desenvolvimento do trabalho, e sobretudo, pela minha própria formação de engenheiro e pesquisador.

À D^a Wilma Provinciali Vall e aos Srs. João Paulo Moretti e Egydio Jurandir Christianini, pela extrema dedicação nos trabalhos de datilografia e desenho.

Aos colegas do Departamento de Estruturas, que direta ou indiretamente contribuíram na elaboração deste trabalho.

RESUMO

Estuda-se o projeto estrutural de reservatórios com parede ondulada de concreto armado, destinados ao armazenamento de água. Apresenta-se um processo de cálculo aproximado da parede, composta por uma sucessão de abóbodas cilíndricas, baseado no processo viga-arco empregado no cálculo de cascas cilíndricas múltiplas e efetuam-se exemplos simples de comparação dos resultados obtidos pelo processo aproximado e pelo processo clássico da teoria das cascas; apresenta-se um roteiro detalhado para o cálculo estrutural de um reservatório elevado típico, seguido por um exemplo de aplicação completo; analisa-se a viabilidade do emprego da pré-moldagem e da argamassa armada.

ABSTRACTS

"RESERVOIRS WITH BARREL VAULTED WALLS"

This work presents the structural design of reinforced concrete reservoirs for water resource, with barrel vaulted walls.

A simplified method of wall analysis, based on the beam-arch method employed for multiple cylindrical shell roof analysis is presented, and simple examples of comparison between the results obtained from the simplified method and those from the classical method of the theory of shells are showed. A detailed schedule for a typical elevated tank structural analysis is presented, following a complete application example; viability of prefabrication and reinforced mortar utilization is also analysed.

CONTEÚDO

1- INTRODUÇÃO	1.1-1.22
2- CARACTERIZAÇÃO DE RESERVATÓRIOS COM PAREDE ONDULADA	2.1-2.19
2.1 - Análise sumária das características da parede ondulada.....	2.2
2.2 - Definição de um reservatório típico....	2.8
2.3 - Comportamento estrutural do reservató - rio típico.....	2.12
2.4 - Aspectos finais sobre o cálculo do re- servatório típico.....	2.18
3- ELEMENTOS PARA O CÁLCULO	3.1-3.38
3.1 - Placas anulares.....	3.2
3.2 - Chapas anulares.....	3.9
3.3 - Arcos circulares de largura unitária...	3.12
3.4 - Cascas cilíndricas e tronco-cônicas de revolução.....	3.15
3.5 - Estacas carregadas lateralmente.....	3.26

4- PROCESSO DE CÁLCULO APROXIMADO DA PAREDE	4.1-4.63
4.1 - Notas preliminares.....	4.1
4.2 - Fundamentos do processo viga-arco.....	4.6
4.3 - Cálculo de viga.....	4.10
4.4 - Cálculo de arco.....	4.13
4.5 - Exemplos de aplicação.....	4.25
4.6 - Exemplos de comparação.....	4.43
5- PROCESSO DE ANÁLISE DE UM RESERVATÓRIO TÍPICO	5.1-5.49
5.1 - Características gerais do processo de análise.....	5.2
5.2 - Cálculo do reservatório propriamente di- to.....	5.2
5.3 - Cálculo da torre.....	5.24
5.4 - Cálculo da fundação.....	5.30
5.5 - Análise da ação do vento.....	5.47
6- EXEMPLO DE CÁLCULO DE UM RESERVATÓRIO TÍPICO	6.1-6.39
6.1 - Determinação das características geomé- tricas.....	6.3
6.2 - Cálculo do reservatório propriamente di- to.....	6.6
6.3 - Cálculo da torre.....	6.27
6.4 - Cálculo da fundação.....	6.30
6.5 - Comentários sobre o cálculo do reservató- rio.....	6.35
7- COMENTÁRIOS FINAIS:.....	7.1-7.7
BIBLIOGRAFIA.....	B.1-B.7

1 | INTRODUÇÃO

Das admiráveis cisternas da Antiguidade, em Jerusalém e em Maggido, nos templos gregos e em Constantinopla, aos modernos reservatórios em aço e em concreto protendido, dos "castelos d'água" de Roma aos arrojados e multiformes reservatórios elevados de hoje, muitas conquistas foram depositadas, pouco a pouco, pelo gênio dos construtores e projetistas; porém, o objetivo essencial dessas obras continua sempre o mesmo: servir de regulador das variações de captação e de consumo da água. Seja pelo aumento do consumo nas horas críticas, seja pela diminuição da produção nas épocas secas, pela necessidade de uma reserva para combate a incêndios ou pela necessidade de frequentes operações de manutenção dos equipamentos, os reservatórios desempenham importante papel nos sistemas de distribuição de água.

Os reservatórios podem ser classificados de acordo com diferentes critérios, tendo em vista a sua função, o seu volume e a sua posição com relação ao nível do solo.

O primeiro critério leva à distinção dos reservatórios em reservatórios de acumulação ou de equilíbrio; o segundo, conduz à classificação de pequenos os reservatórios com menos de 500m^3 , de médios aqueles com capacidade até 5000m^3 , e de grandes aqueles com volume maior que 5000m^3 ; finalmente, pelo terceiro critério, pode-se distinguir os reservatórios em enterrados, semi-enterrados, ao nível do solo ou elevados. Cabe observar que, dadas as suas características, reservatórios elevados com mais de 1000m^3 já são considerados grandes.

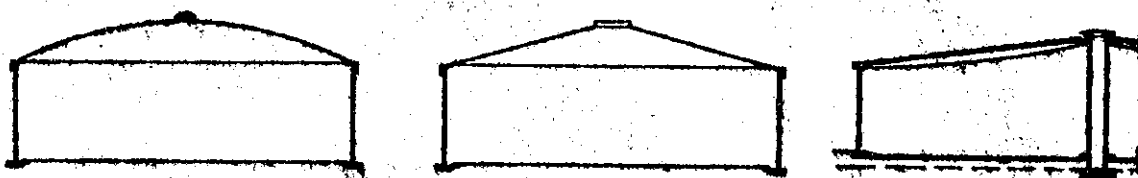
É extremamente difícil dissociar, em matéria de reservatórios de água, a concepção das características da obra de sua construção propriamente dita; da escolha de formas, de materiais e de processos de construção resultará o custo do investimento, que acarretará maior ou menor preço de revenda da água. Na construção de reservatórios ao nível do solo e elevados, principalmente, mais um fator deve ser levado em conta: o seu aspecto estético.

O julgamento de valores estéticos é muito difícil, pois devem ser considerados sob diversos pontos de vista, analisando-se a obra inserida no local, nunca isoladamente. As reações humanas podem ser diversas: uma forma tradicional pode representar, ao cidadão local, a certeza do abastecimento, ao amante da natureza, uma alteração do panorama benfazejo do local, e ao viajante, apenas a repetição de uma silhueta habitual. Por outro lado, uma forma original poderia provocar a surpresa do cidadão local, o encantamento ou a fúria do esteta, e a quebra da visão rotineira de formas habituais do viajante. Antes de adotar definitivamente uma forma qualquer, o projetista deve observar alguns princípios básicos. Se existir prioridade absoluta da proteção ao meio local, pode-se efetuar a dissimulação total, conferindo à obra aspecto semelhante ao das construções locais, ou então, efetuar uma camuflagem, com cobertura de vegetação, ou com pintura adequada; em casos excepcionais, pode-se substituir reservatórios elevados por

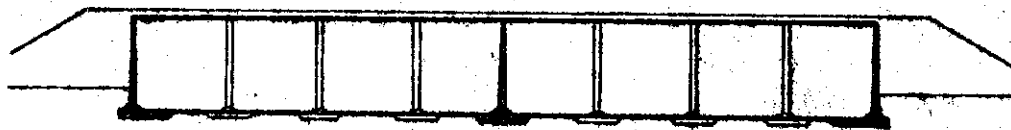
reservatórios enterrados com sobrepressão interior. Se, ao contrário, o panorama local não tiver valor significativo, então a obra poderá constituir um ponto forte da paisagem.

Do ponto de vista funcional, os reservatórios devem apresentar uma garantia de estanqueidade, sem possibilidade de contaminação ou estagnação, com adequada ventilação e proteção contra a luz solar.

Nos reservatórios enterrados e ao nível do solo, em concreto armado ou protendido, as formas estruturais mais empregadas são a cilíndrica e a paralelepipedal, com coberturas constituídas por cúpulas esféricas, cascas cônicas, laje simples ou cogumelo, ou vigas pré-moldadas (Fig. 1.1).



a) Reservatórios cilíndricos



b) Reservatório paralelepipedico

Fig. 1.1

Nos reservatórios elevados, existe uma multiplicidade de formas, sendo usuais os reservatórios em forma de paralelepípedo e os reservatórios em cascas de revolução, que combinadas entre si, resultam em formas das mais diversas. A forma paralelepipedica, quase sempre utilizada nas caixas d'água dos edifícios, também é empregada na construção de reservatórios elevados para abastecimento pú

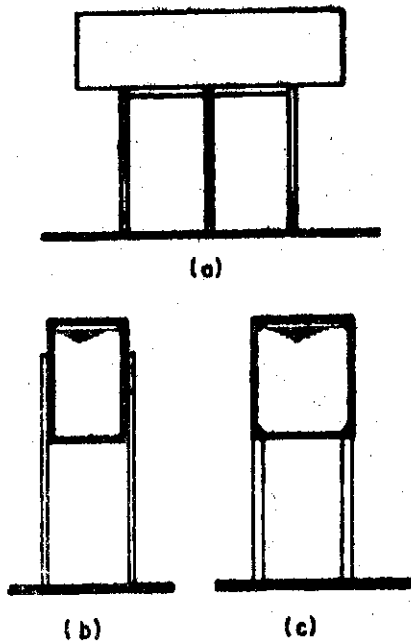
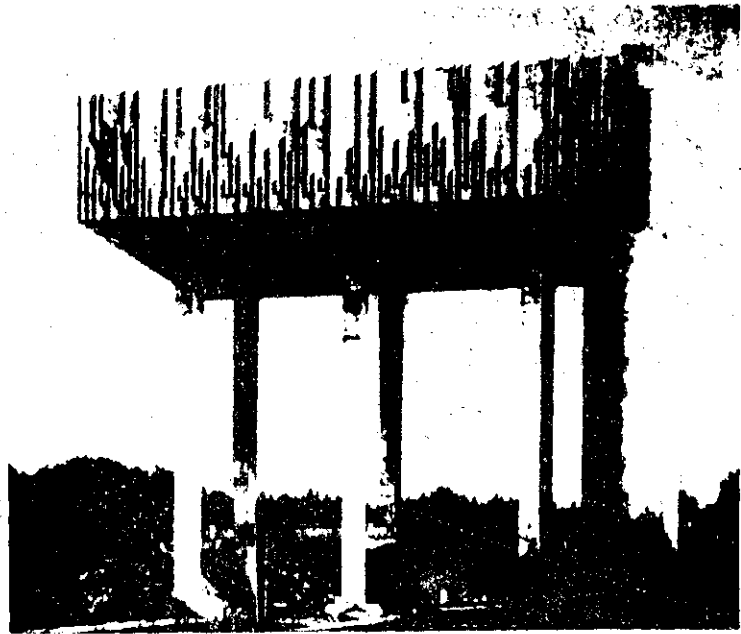


Fig. 1.2

Fig. 1.3 - RESERVATÓRIO DE ORLÉANS (5.000 m³)

blico (Fig. 1.2 e 1.3). São muito comuns os reservatórios cilíndricos, com fundo e cobertura em laje circular, com volumes de água até 300m³, frequentemente construídos com formas deslizantes (Fig. 1.4 a 1.7). Apresentando custo mínimo, por quantidade de água acumulada, para capacidades da ordem de 700m³, os reservatórios com parede tronco-côni

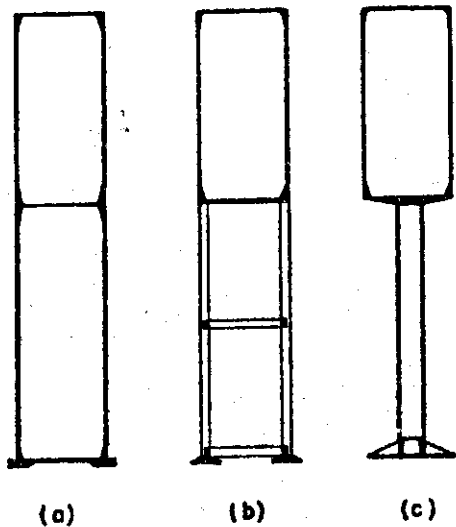


Fig. 1.4 - FORMAS CILÍNDRICAS

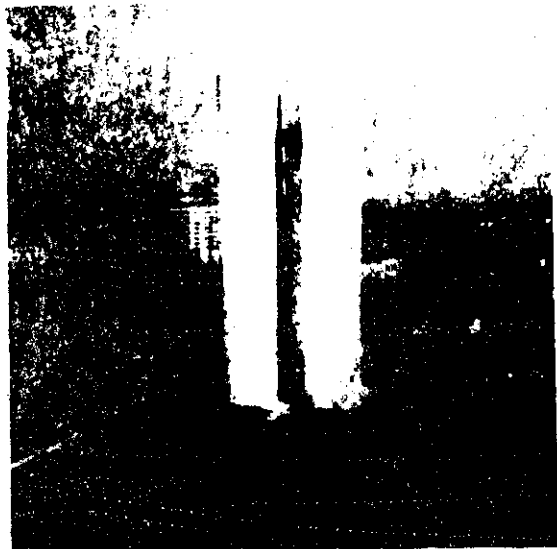


Fig. 1.5 - RESERVATÓRIO DE MASSY



Fig.1.6 - RESERVATÓRIO D'ARCY-EX-BRIE (100 m³)
CONSTRUÇÃO EM CONCRETO ARMADO -1891



Fig.1.7 - RESERVATÓRIO DE HÉROUVILLE - SAINT-CLAIR

ca têm sido francamente empregados (Figs. 1.8 a 1.10), até mesmo em reservatórios elevados enormes, com 9.000m³. Um

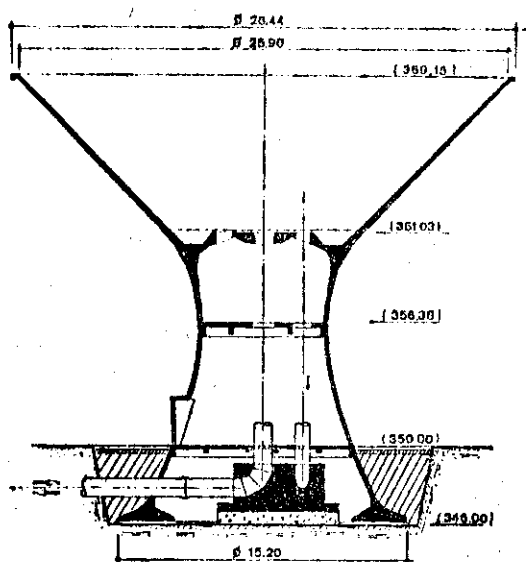


Fig.1.8 - RESERVATÓRIO DE SIDI-FARÈS, ALGÉRIA

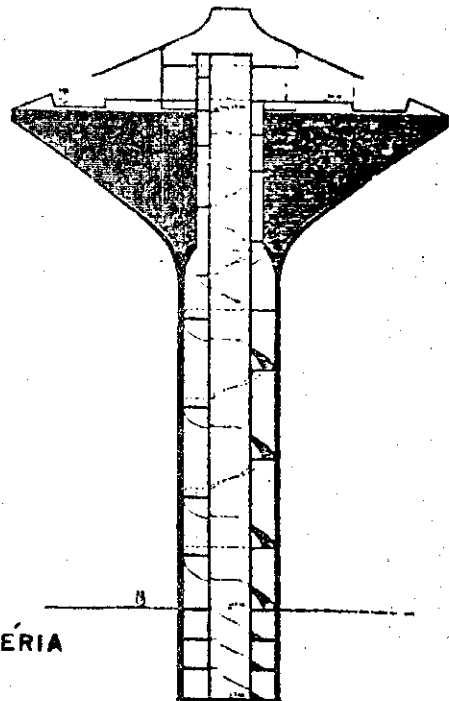


Fig. 1.9 -RESERVATÓRIO DE OEREBRO, SUÉCIA (9.000 m³)

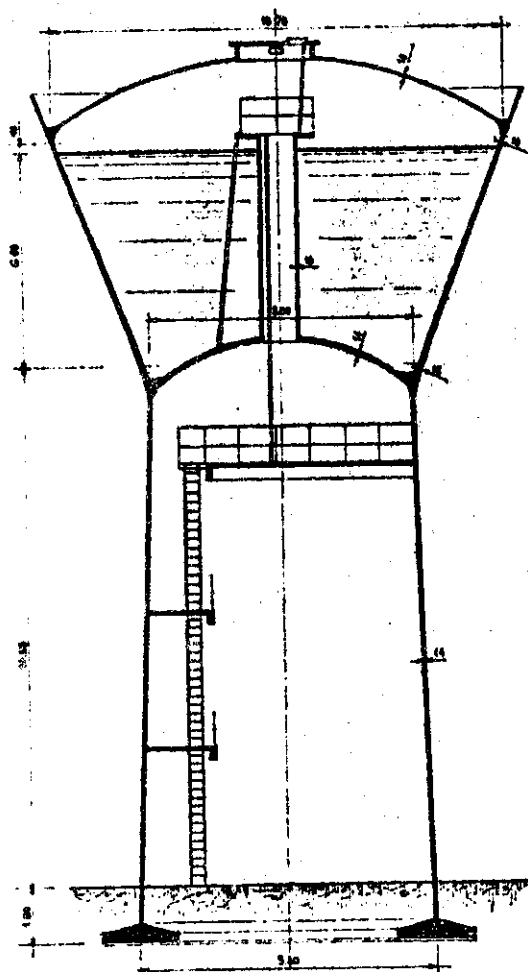
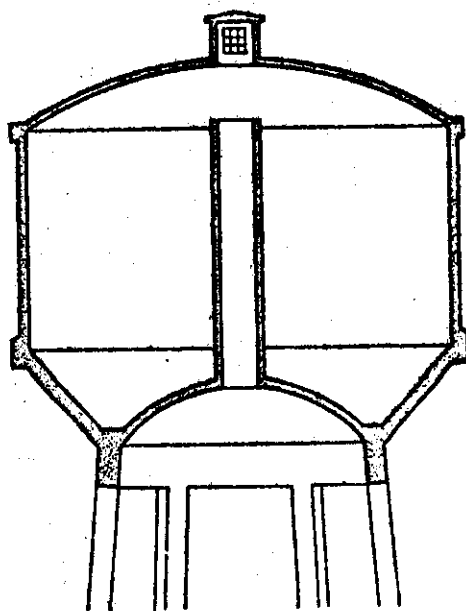
Fig. 1.10 - RESERVATÓRIO DE 500 m³

Fig. 1.11 - RESERVATÓRIO TIPO "INTZE"

tipo de reservatório largamente utilizado, resultante da composição de cascas cilíndricas, tronco-cônicas e esféricas, como o da Fig. 1.11, com resultados relativamente bons do ponto de vista funcional, ainda que com alguns inconvenientes no projeto das vigas de borda, atualmente tem sido preterido em favor de outras formas de melhor aspecto arquitetônico. Reservatórios com parede e torre formando uma silhueta contínua, em forma de hiperbolóide de revolução, têm sido empregados com frequência cada vez maior, a partir de 1955 (Figs. 1.12 e 1.13). No fundo e na cobertura dos reservatórios, é comum o emprego de cascas com dupla curvatura, tais como a esférica e a teórica, que, a despeito de maiores dificuldades na execução das formas e cimbramento, apresentam características peculiares que favorecem o aparecimento de esforços predominantemente de compressão, permitindo o emprego de pequenas espessuras.

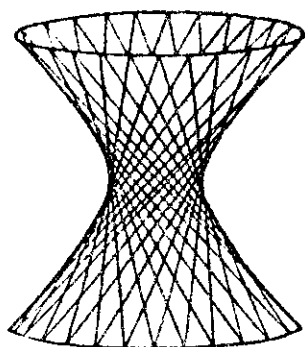


Fig. 1.12 - HIPERBOLOÍDE
DE REVOLUÇÃO

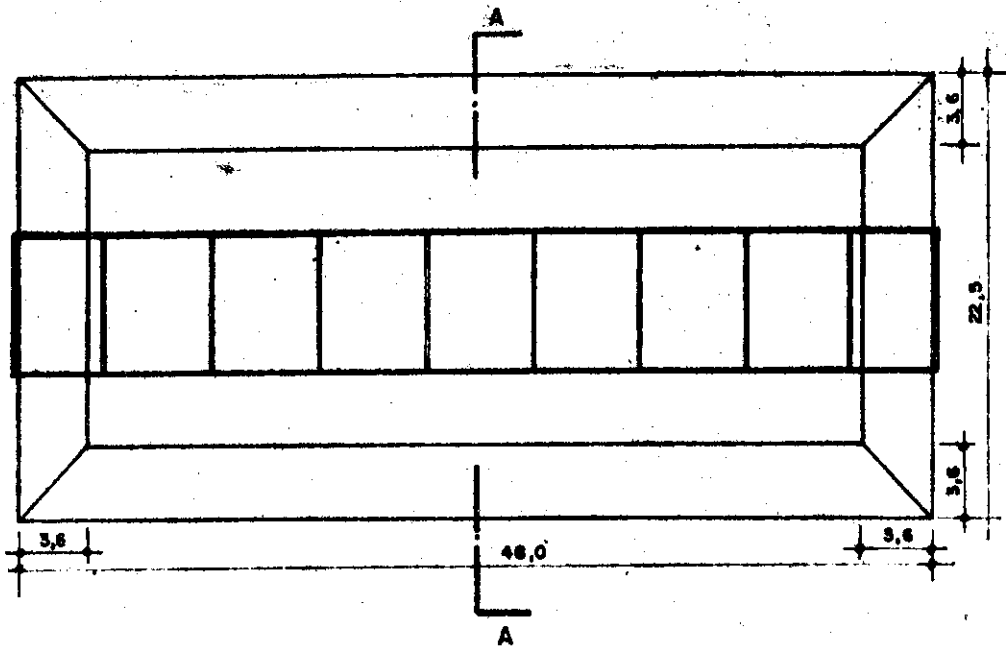


Fig. 1-13- RESERVATÓRIO DE YVELINES

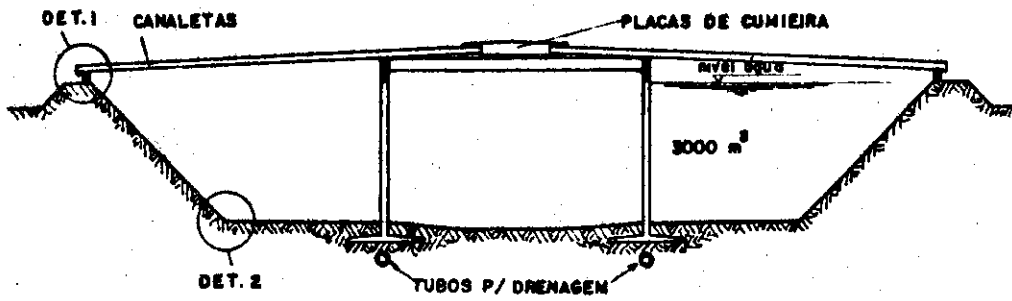
Na pesquisa de novas formas e de novos processos de construção, diversos tipos estruturais foram empregados, principalmente tendo em vista recursos modernos como protensão, pré-moldagem, formas deslizantes e formas autportantes. Exemplo notável é a construção de reservatórios cilíndricos protendidos, em que a protensão é aplicada pelo enrolamento de fios, sob tensão, em torno da parede, com o auxílio de equipamento especial, como o desenvolvido pela Preload Corporation, já em 1948. Em particular, interessa citar os exemplos de reservatórios enterrados com paredes de argamassa armada, de reservatórios ao nível do solo com parede ondulada autoprotendida e de reservatórios elevados com parede ondulada de concreto armado.

Em 1974, foram construídos dois reservatórios enterrados em Araraquara, SP, com paredes de argamassa armada e cobertura de elementos pré-moldados, também de argamassa armada, com projeto de F. Schiel e L. Petroni (Fig. 1.14). Enquanto eram construídas as vigas-telhas da cobertura, foram feitos os trabalhos de escavação e compactação das duas grandes valas, executando-se também a estrutura

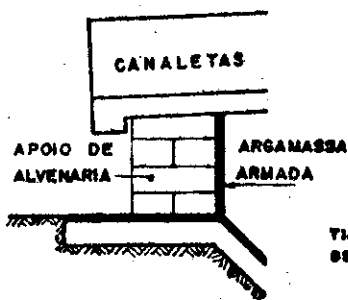
1-8



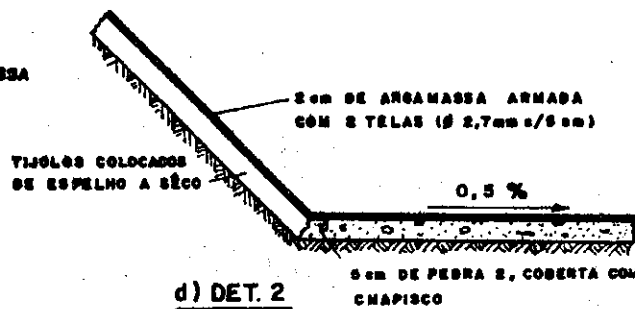
a) PLANTA ESQUEMÁTICA



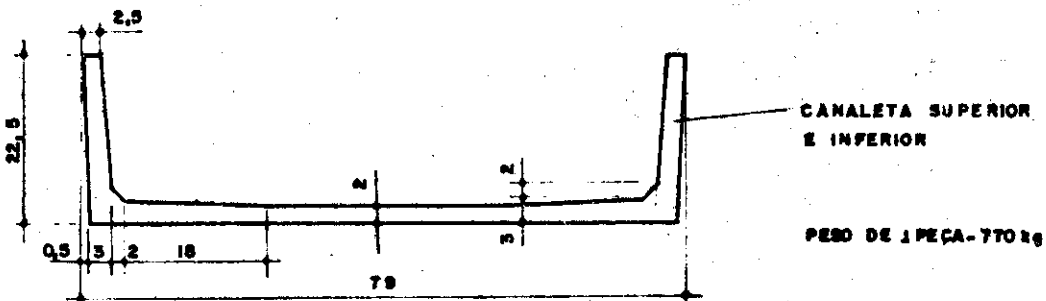
b) CORTE AA



c) DET. 1



d) DET. 2



e) CANALETA SUPERIOR E INFERIOR

Fig. 1. 14

de suporte intermediário da cobertura; em seguida, foram montadas as canaletas pré-moldadas. Com a cobertura já pronta, o trabalho no interior do reservatório prosseguiu, com a execução da base permeável, constituída por uma camada de pedra britada com chapisco superficial, no fundo do reservatório, e por tijolos assentados em espelho, nos taludes laterais; colocadas as armaduras, compostas por telas soldadas, foi executada a camada de argamassa armada, com espessura corrente de 2cm. Este exemplo é notável devido à estreita ligação entre a concepção, o processo de construção e as condições locais, e também pela incrível racionalidade: execução de taludes estáveis, eliminação de subpressões por meio de um eficiente sistema de drenagem, paredes extremamente deformáveis, com função quase única de propiciar a estanqueidade.

O destaque dado aos reservatórios de M. e de A. Reimbert (64)* justifica-se principalmente pelo emprego de parede composta por uma sucessão de abóbadas cilíndricas e pela utilização notável da autoprotensão, efetuada por ocasião do primeiro enchimento, aproveitando a própria ação da água como agente de protensão. Pelo menos em princípio, o tipo desenvolvido pelos Reimbert se aplica na construção de reservatórios ao nível do solo; a parede é constituída, internamente, por uma sucessão de ondas cilíndricas de concreto armado, e externamente, por uma parede poligonal onde são alojados os fios de protensão, com apoios deslizantes no fundo (Fig. 1.15). A estrutura é executada fundamentalmente em quatro etapas:

1ª etapa: execução da fundação e do fundo do reservatório;

2ª etapa: execução da base da parede e do apoio deslizante com material betuminoso;

* Número de ordem da referência bibliográfica.

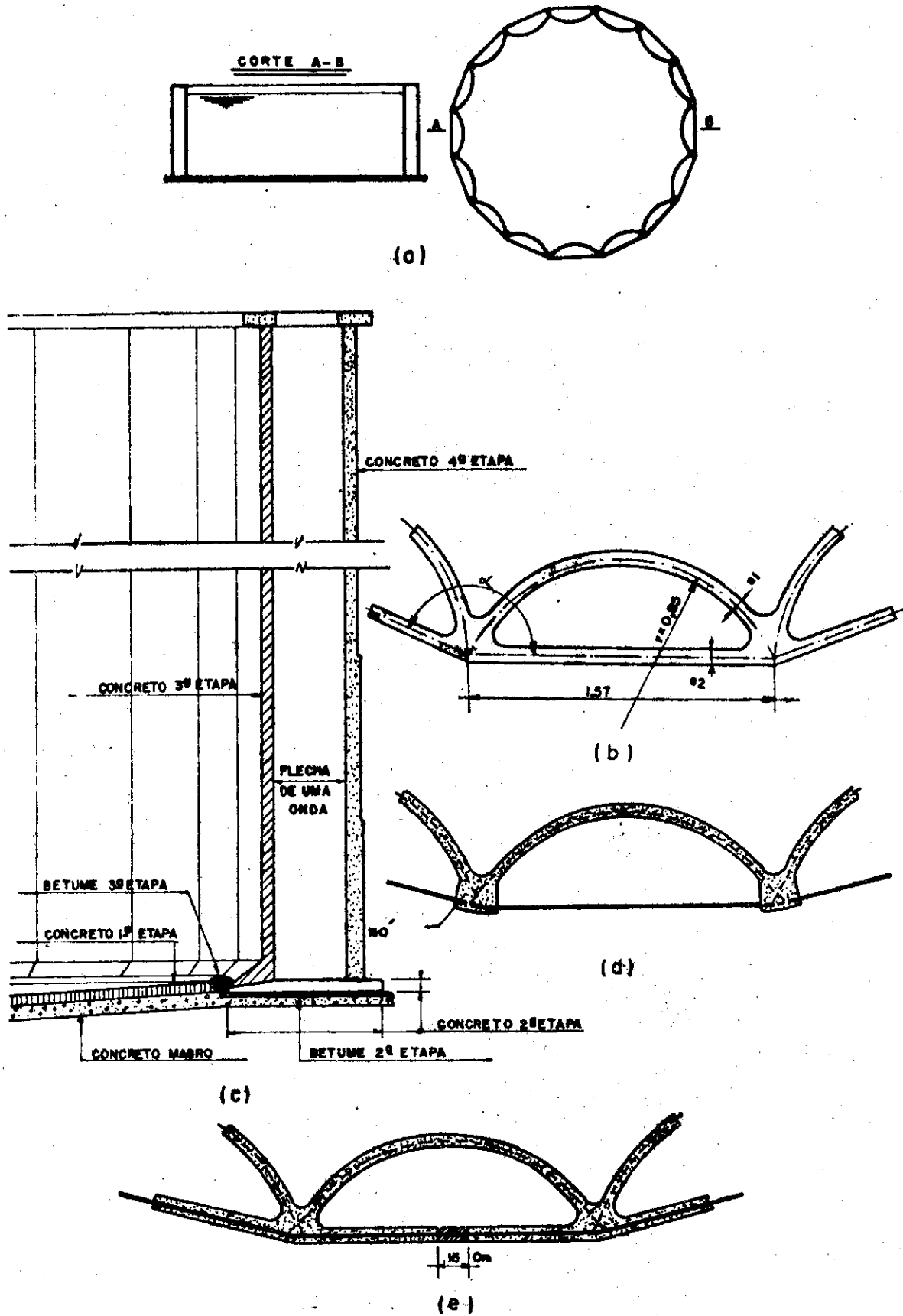


Fig.1.15- RESERVÓRIO AUTO-PROTENDIDO REIMBERT.

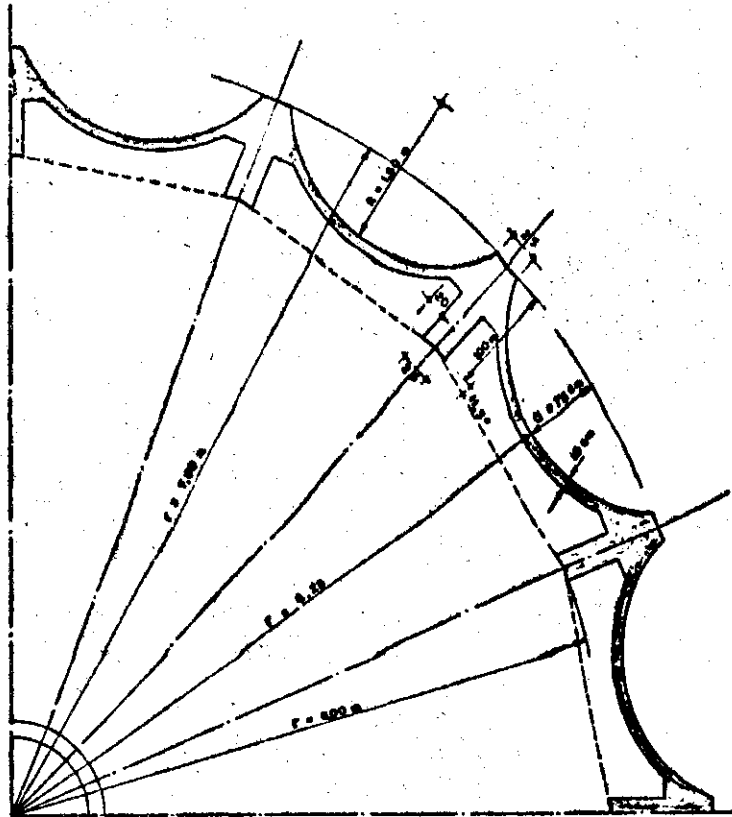
3ª etapa: execução das ondas cilíndricas e da parede externa, que pode ser efetuada por duas maneiras:

- a) com a armadura de protensão colocada na sua posição, são concretadas somente as ondas, deixando-se a execução da parede externa para etapa posterior (Fig. 1.15d);
- b) a armadura de protensão é colocada na sua posição e pintada com material betuminoso, para evitar a aderência com o concreto, efetuando-se em seguida a concretagem das paredes interna e externa, deixando nesta última uma junta vertical de 15cm, a ser preenchida após as operações de autoprotensão (Fig. 1.15e);

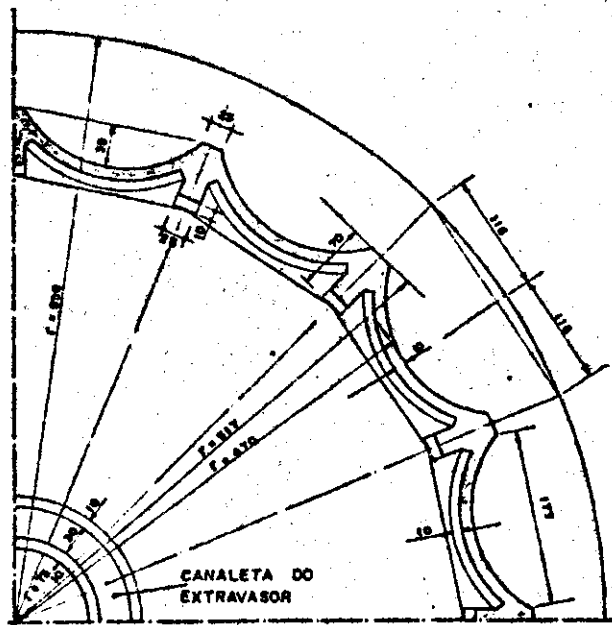
4ª etapa: como primeiro enchimento do reservatório, a armadura exterior é estirada, e então completa-se a parede externa.

O exemplo é interessante devido à forma particular dos elementos cilíndricos da parede interna, que submetidos à ação da água ficam essencialmente comprimidos; ao elaborado processo construtivo e à possibilidade do emprego de peças pré-moldadas em toda a parede.

Em Araraquara, foram construídos dois reservatórios elevados com características bastante semelhantes; o primeiro, projetado por D.A.O. Martinelli e I. Montanari, para 1200m³, foi construído na Vila Xavier em 1972; o segundo, projetado por D.A.O. Martinelli e J.B. de Hanai, para 500m³, foi construído no Jardim Eliana, em 1974. A pa-

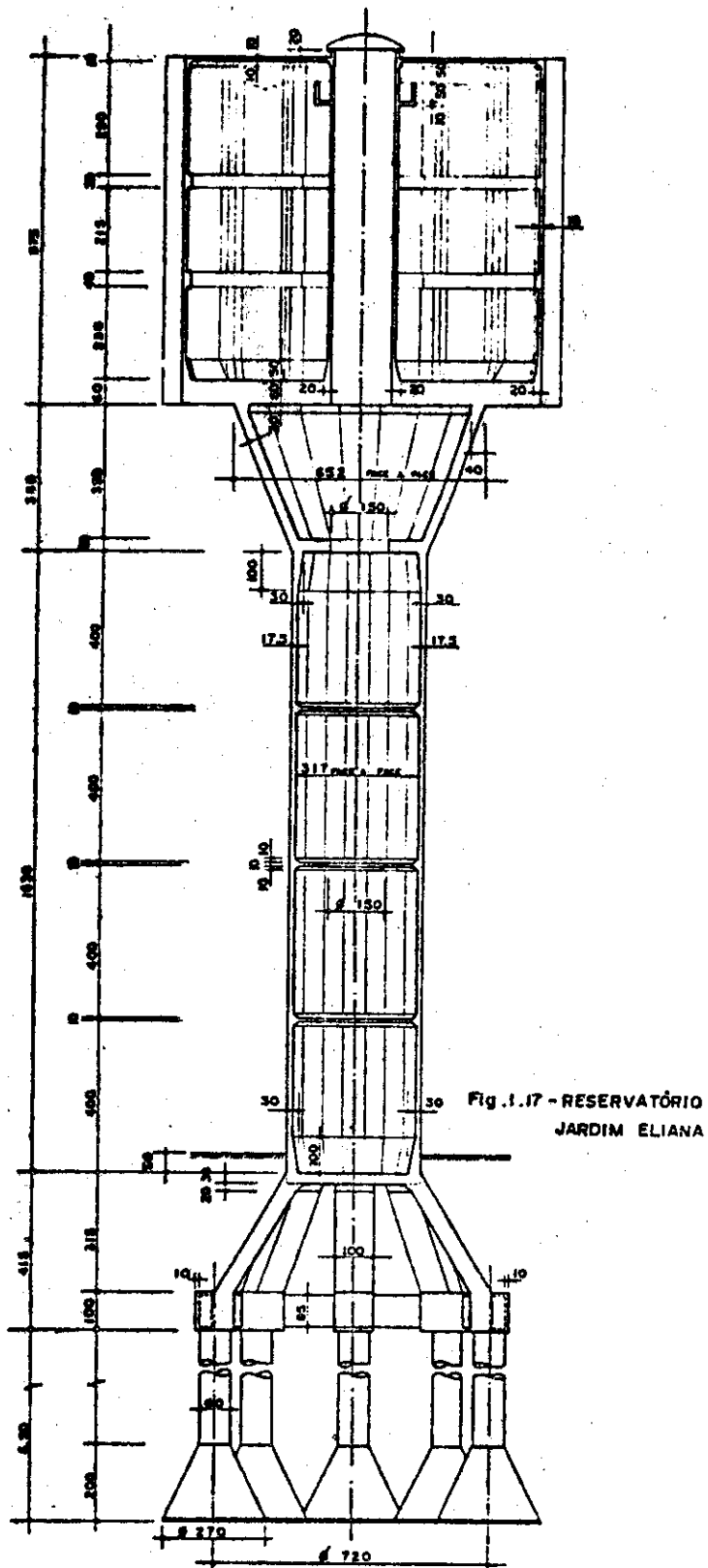


a) 1/4 PLANTA DO RESERVATÓRIO VILA XAVIER



b) 1/4 PLANTA DO RESERVATÓRIO JARDIM ELIANA

Fig. 1.16 - PLANTAS DOS RESERVATÓRIOS DE ARARAQUARA



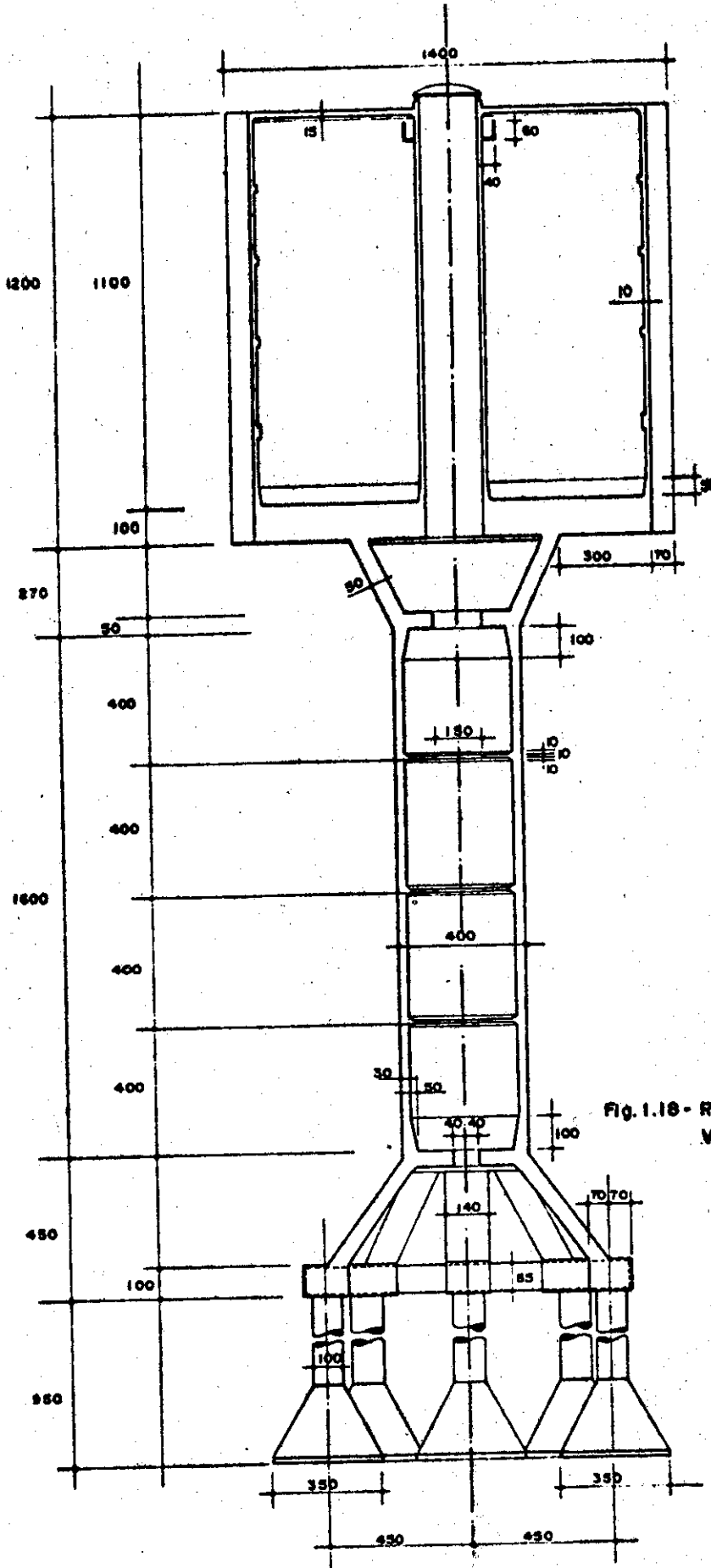
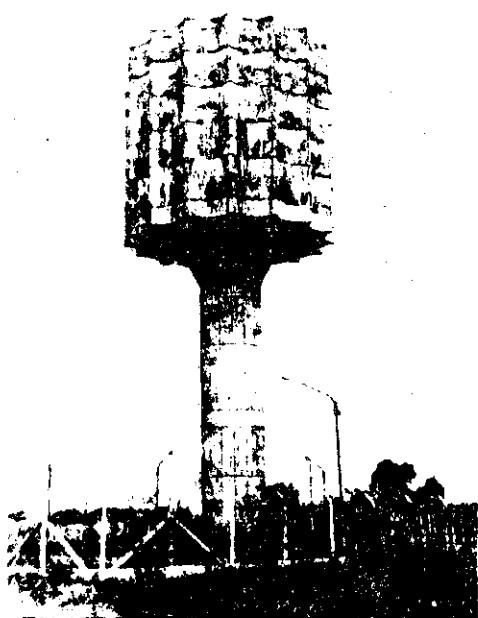
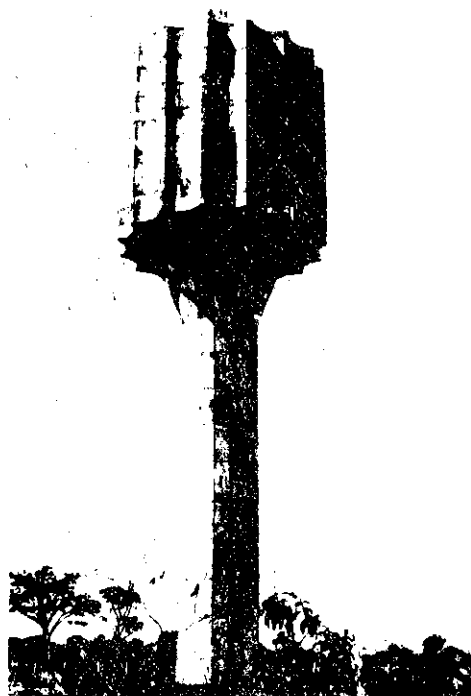


Fig. 1.18 - RESERVATÓRIO VILA XAVIER



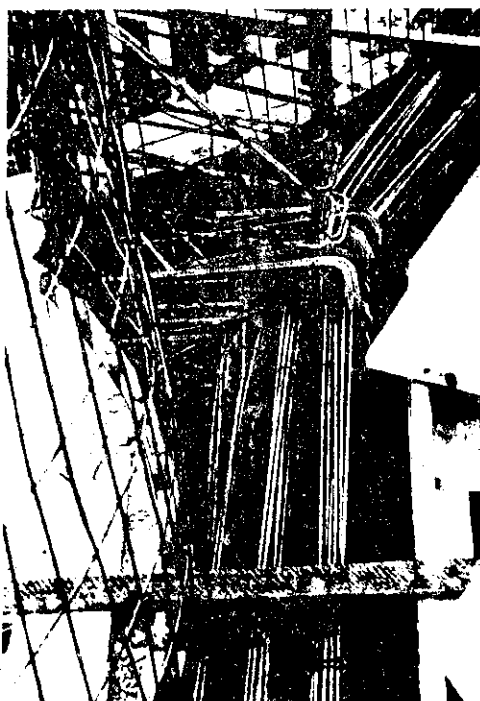
a) RES. VILA XAVIER



b) RES. JARDIM ELIANA (RJE)



c) ARMADURA DA LAJE DO FUNDO (RJE)



d) ARMADURA DE UM TIRANTE INTERMEDIÁRIO (RJE).

rede desses reservatórios é constituída por dezesseis abóbadas cilíndricas com 10cm de espessura, com vigas verticais nas junções das mesmas, e tirantes poligonais intermediários que constituem apoios suplementares para as vigas verticais; fundo e cobertura são constituídos por laje circular maciça, com 1,00m de espessura no primeiro reservatório e 0,60m de espessura no segundo; a estrutura de sustentação do reservatório propriamente dito é composta por uma torre em casca cilíndrica com alargamento em casca tronco-cônica, com fundação constituída por oito escoras inclinadas, cintadas por um tirante poligonal, descarregando sobre tubulões (Figs. 1.16 a 1.19). Os reservatórios deste tipo constituem o objeto de estudo deste trabalho, e portanto os detalhes de sua concepção não serão agora comentados.

Nos reservatórios elevados, a altura da construção, frequentemente em torno dos 30m, ocasiona maiores dificuldades na execução da superestrutura. A construção com cimbramento total (Fig. 1.20a), acarreta gastos não desprezíveis, e muitas vezes enfrenta-se problemas relacionados com a fundação da própria estrutura auxiliar; os possíveis recalques da fundação, somados aos deslocamentos resultantes da própria deformabilidade do cimbramento, têm efeitos danosos na estrutura recém-concretada. Não é rara a ocorrência da "torção do escoramento", devida ao deslocamento angular relativo entre planos horizontais do cimbramento, como consequência de travamento deficiente das barras, em todas as direções.

Com o desenvolvimento de técnicas como a de formas deslizantes, já de uso corrente, e a de formas autoportantes, que se prendem à parte da estrutura já concretada, o escoramento é praticamente eliminado; o volume do cimbramento também pode ser bastante reduzido com o emprego de escoramentos em balanço, fixados à torre, eventualmente com suportes auxiliares (Fig. 1.20b). Contudo, é nos reservatórios pós-elevados que se encontram exemplos de arrojo dig-

nos de nota; os reservatórios são construídos ao nível do solo e posteriormente elevados com o auxílio de macacos hidráulicos (Fig. 1.20c).

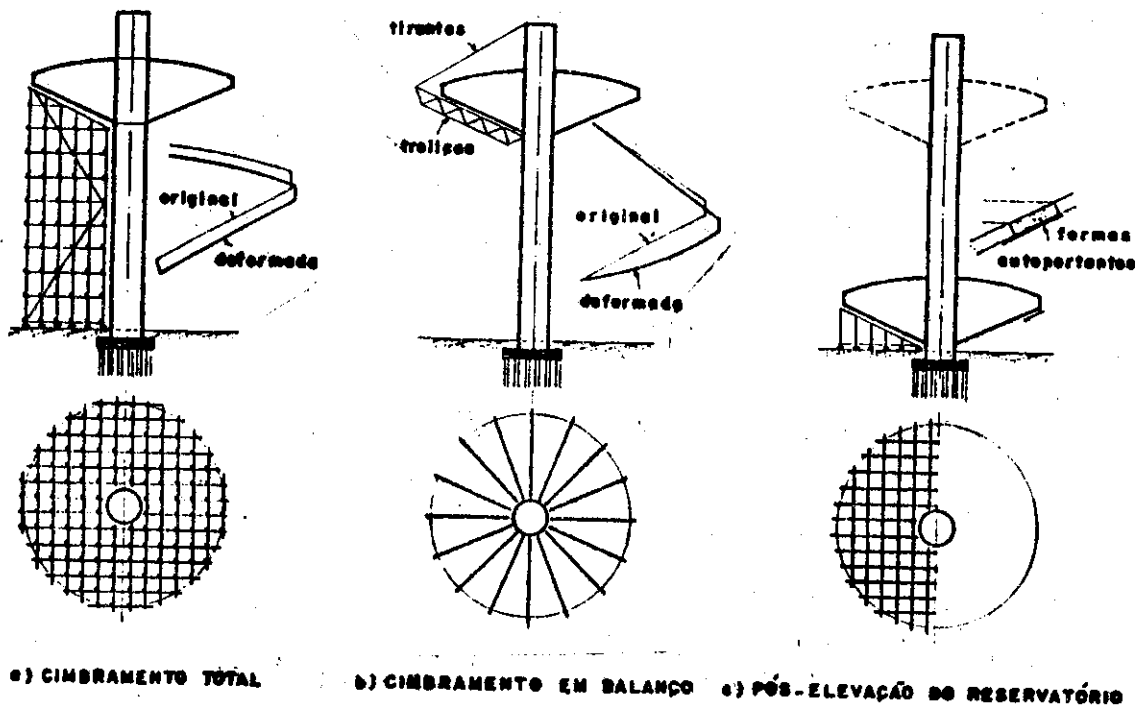


Fig. 1.20—TIPOS DE CIMBRAMENTO

Essencialmente, existem dois processos de elevação do reservatório: no primeiro, o reservatório é suspenso por macacos hidráulicos e com intercalação de elementos pré-moldados colados ou com concretagens no local, a torre é paulatinamente construída sob a estrutura do recipiente (Fig. 1.21a). Como exemplos notáveis desse processo, pode-se citar o reservatório de Oerebro (Suécia, cerca de 1957, 9000m^3 , elevação a 35m de altura, 58cm de torre por dia, figura 1.21b), o reservatório de Codoŷy-Abidjan (Côte d'Ivoire, 2000m^3 , figura 1.21c), o reservatório de Leipzig (Alemanha, 450m^3 , figura 1.21d), os de Leffrinckoucke e Gravelines (França, figura 1.22). No segundo processo a torre é construída com sua altura total, e o reservatório, executado ao nível do solo, é içado até a sua posição final com o emprego de cabos tracionados por macacos hidráulicos,

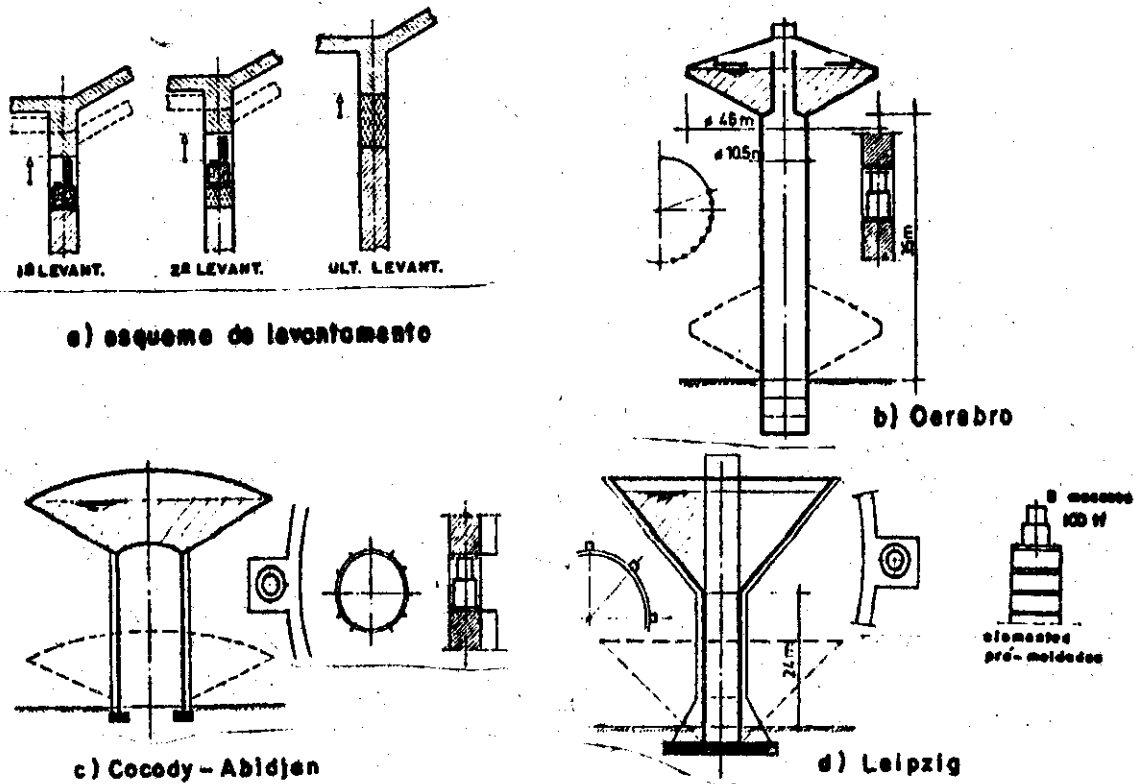


Fig. 1.21

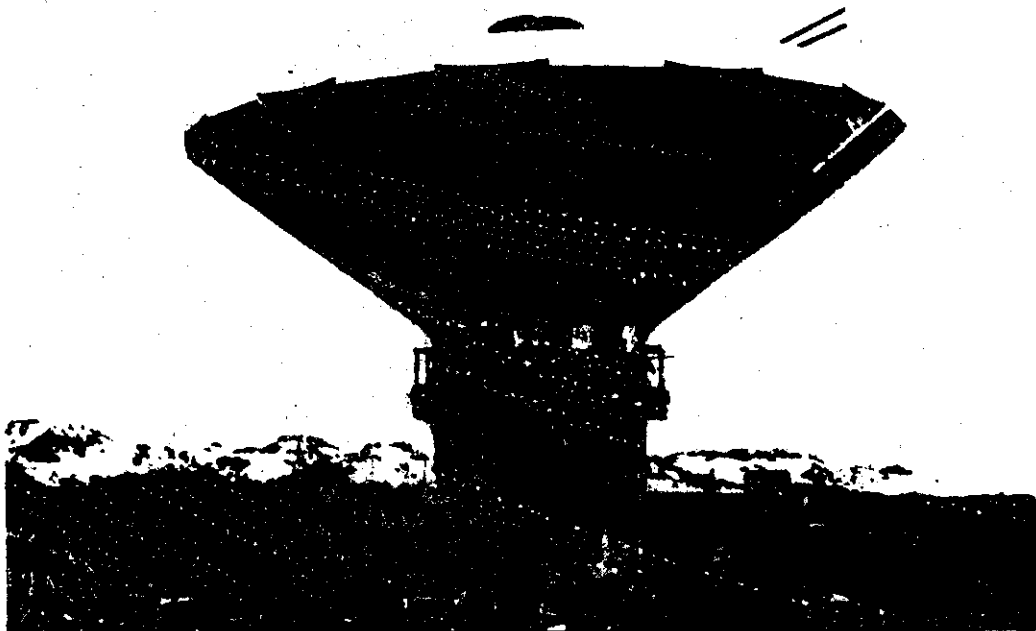
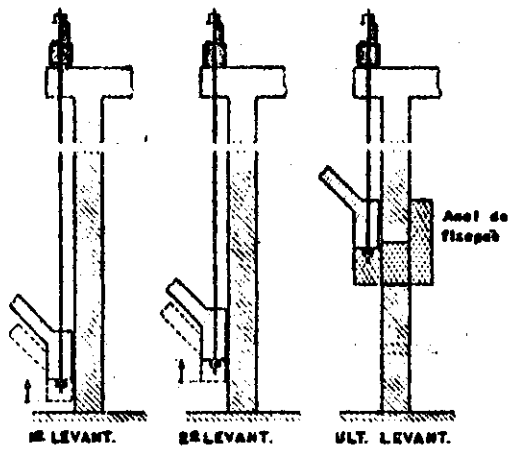
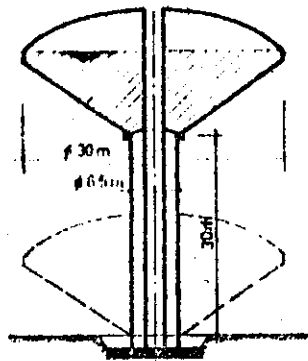


Fig. 1.22

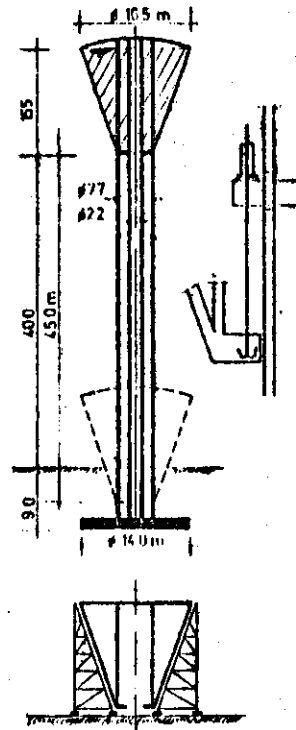
tendo como mastro a própria torre (Fig. 1.23a); como exemplo, cita-se o reservatório de Liverpool (Inglaterra, 1800m^3 , sistema desenvolvido pela Lift-Slab-Limited, figura 1.23b), o reservatório de Sisseln (Suíça, 1200m^3 , figura 1.23c) e o reservatório de Douvrin (França, figura 1.24 e 1.25). Para este último, foram estudadas diversas opções de processos construtivos, escolhendo-se afinal o içamento do recipiente.



a) esquema de levantamento



b) Liverpool



c) Sisseln

q. 1. 23

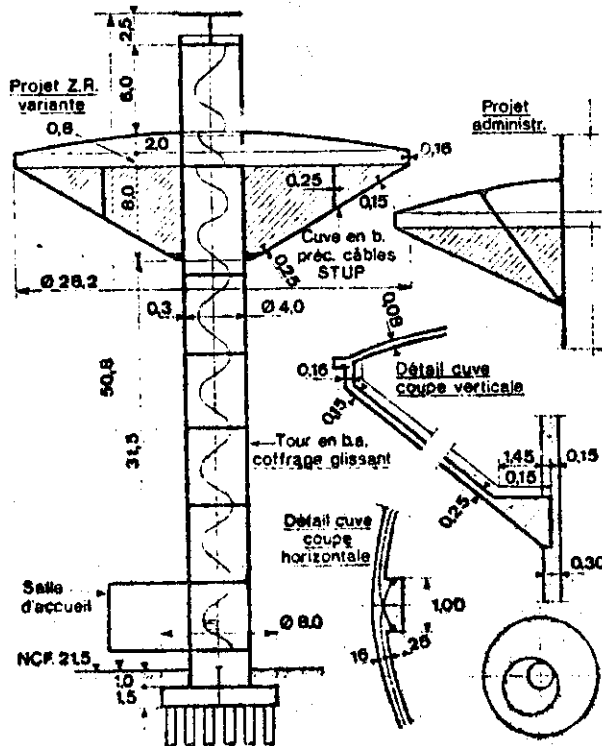
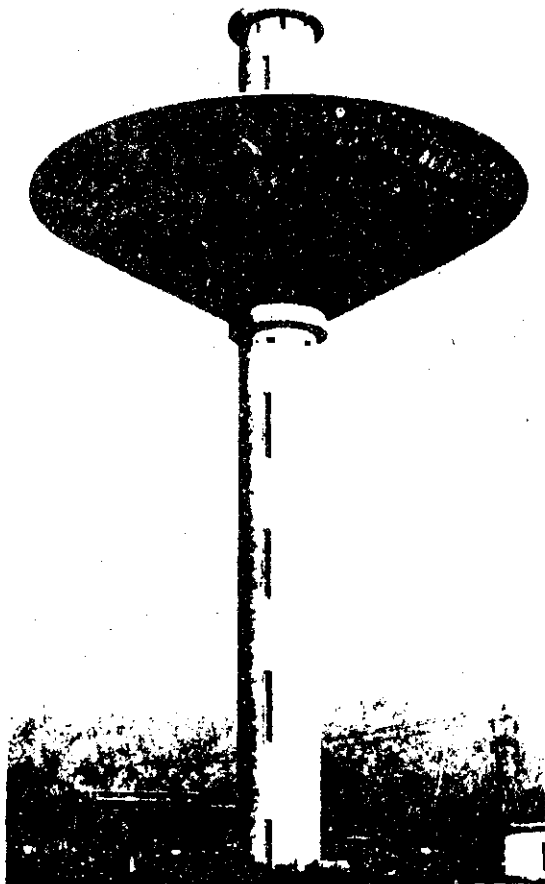
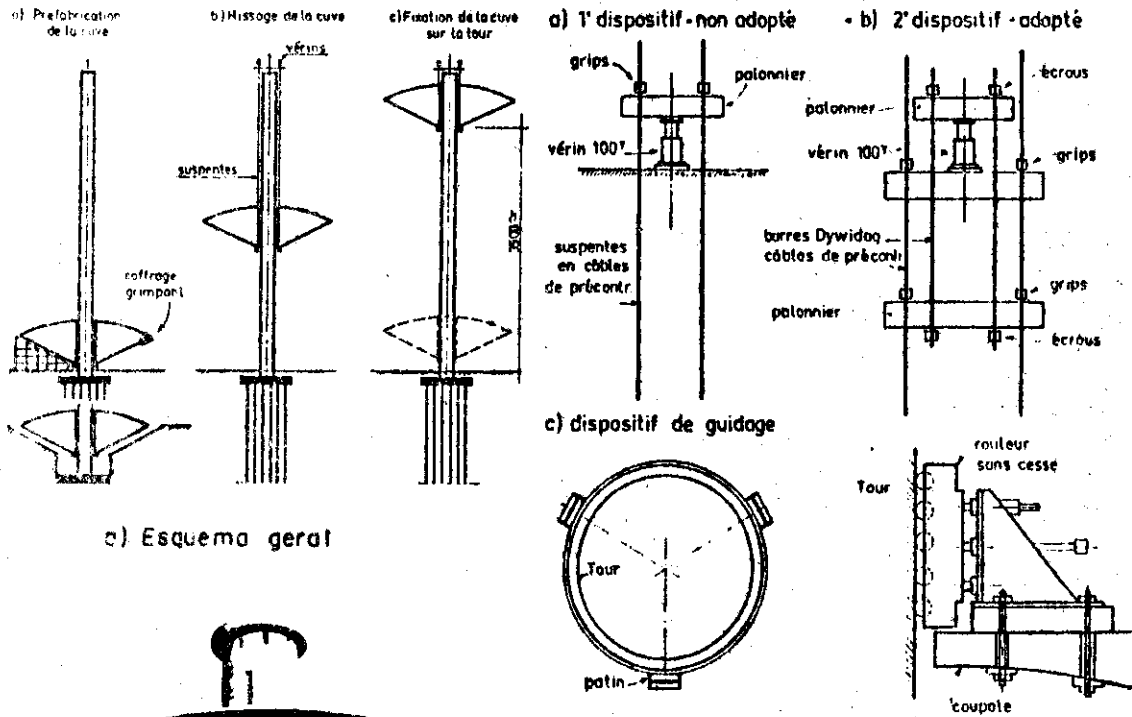
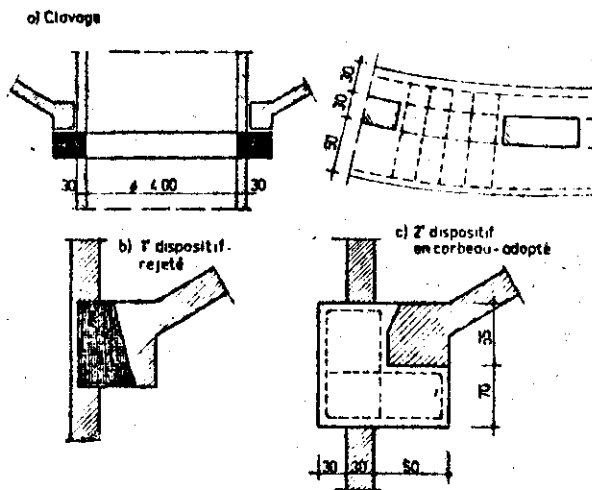


Fig. 1. 24

RESERVÓRIO DE
DOUVRIN



b) Dispositivos de suspensão e guio



c) Dispositivos de fixação do reservatório à torre.

Fig. 1.25 - RESERVATÓRIO DE DOUVRIN (IÇAMENTO)

Quanto ao requisito da estanqueidade, pode-se alcançar nível satisfatório por duas maneiras: executar uma estrutura por si só estanque, ou efetuar uma impermeabilização perfeita sobre uma estrutura destinada apenas a suportar as ações diversas. Nos reservatórios de concreto, principalmente os protendidos, é possível obter estanqueidade satisfatória; contudo, mesmo com os maiores cuidados, principalmente com as juntas de concretagem, é comum o aparecimento de pequenos vazamentos, que se manifestam de maneira visível com as manchas brancas do carbonato de cálcio na parede externa dos reservatórios. Por outro lado, no campo das impermeabilizações, novos produtos à base de elastômeros, epoxi ou PVC, na forma de membranas coladas à superfície ou moldadas no local, substituem com melhor resultado as impermeabilizações de argamassa com aditivos hidrofugantes, eficientes apenas em casos especiais, como o de estruturas ao abrigo de choques térmicos; entretanto, necessitam de um rigoroso cuidado na aplicação, superfícies muito bem regularizadas, e eventualmente, manutenção durante a vida útil da obra.

Completado este panorama geral sobre o projeto e a construção de reservatórios, cujos aspectos podem ser melhor apreciados na bibliografia citada, tais como a série de artigos de Fouquet e Bouchy (30), Loriferne e Besnier (51), Tardivon (75), Renard (66), Dobell (27), Doanides (26), ACI (6), Thoma (77), Worontzoff (84), Gambier (37), e muitos outros, pode-se melhor fixar os objetivos deste trabalho.

Os reservatórios com parede ondulada, tais como os dos Reimbert, da Vila Xavier e do Jardim Eliana, pouco foram explorados, apesar das suas interessantes características e custo competitivo, como demonstraram os Reimbert em seu artigo (64). Quanto ao projeto, são poucas e vagas as informações a respeito do seu cálculo, sendo conhecidas apenas as indicações dos Reimbert, para os reservatórios autoprotendidos, e as de Manning (52), para um cálculo nota-

damente aproximado. A experiência vivida no projeto e na fiscalização da execução dos reservatórios de Araraquara, despertou um interesse ainda mais acentuado nesse tipo de estrutura e a necessidade do preenchimento das lacunas deixadas na cálculo, então simplificado.

O objetivo deste trabalho é estudar o comportamento estrutural de reservatórios com parede ondulada, do tipo dos reservatórios de Araraquara, estabelecendo-se um processo de cálculo aproximado da parede e um roteiro geral para o cálculo de um reservatório elevado típico, analisando-se também a viabilidade do emprego da pré-moldagem e da argamassa armada.

2 | CARACTERIZAÇÃO DE RESERVATÓRIOS COM PAREDE ONDULADA

Dentro do panorama geral da construção de reservatórios de concreto, a solução objeto deste trabalho apresenta-se com amplas possibilidades de exploração, em vista dos bons resultados obtidos em alguns poucos espécimes do tipo já construídos. Em contraposição aos reservatórios clássicos em casca de revolução, em que as paredes são essencialmente tracionadas, nestes elas se apresentam em grande parte comprimidas, o que é bastante desejável, principalmente nas soluções em concreto armado, nas quais se torna imperativo o controle da fissuração. O aumento do domínio do concreto armado é ainda interessante, tornando-se às vezes indispensável diante dos recursos locais. Todavia o emprego da protensão mostra-se de grande utilidade, principalmente quando se visa a pré-fabricação, perspectiva sempre atraente e bastante viável nos reservatórios com parede ondulada.

2.1 - ANÁLISE SUMÁRIA DAS CARACTERÍSTICAS DA PAREDEONDULADA

A busca da forma da parede de um reservatório, tal que sob a ação do principal carregamento, ficasse submetida principalmente a tensões de compressão, encontraria resposta nos funiculares e nas membranas, a exemplo de indicações seguidas no projeto de arcos e barragens de dupla curvatura, não fossem as peculiaridades que condicionam seu emprego. Para esclarecer melhor, valer-nos-emos de alguns exemplos simples.

Assim, desejando-se fechar uma abertura de forma qualquer, de um compartimento no qual estivesse armazenado um líquido, com uma casca de concreto que ficasse essencialmente comprimida, uma solução possível seria adotar como forma da casca a mesma forma que uma membrana assumiria se colocada vedando aquela abertura (fig. 2.1).

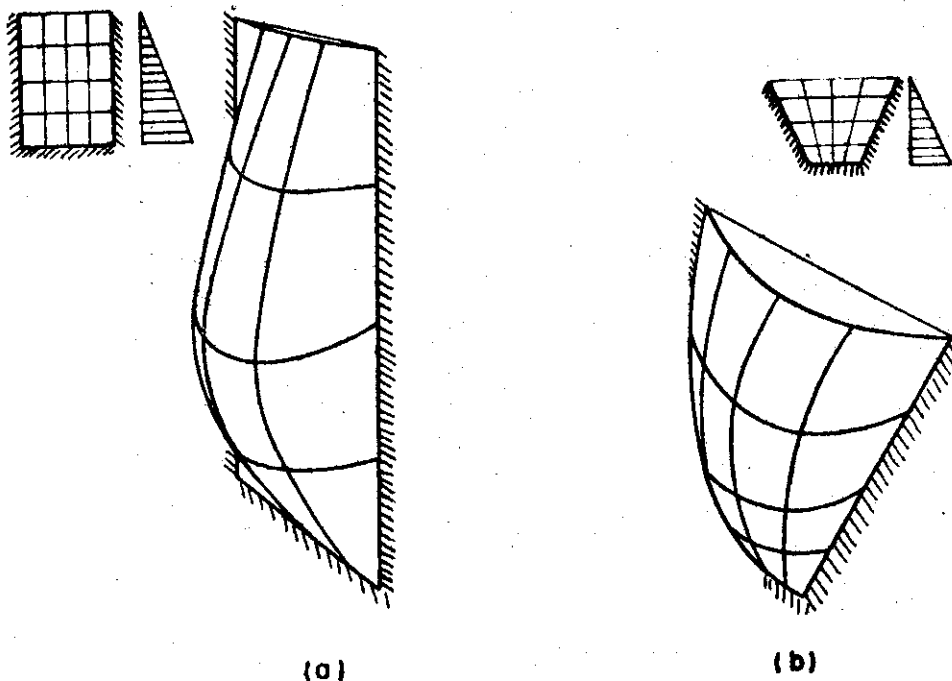


Fig. 2.1

É intuitivo que se a membrana assume determinada forma, havendo equilíbrio com esforços internos de tração, então uma casca de concreto com a mesma forma e com vinculações adequadas nas bordas, submetida ao mesmo tipo de carregamento, porém com sentido de atuação inverso, fica sujeita unicamente a tensões de compressão.

Entretanto, cabe lembrar que apenas em casos particulares a casca de concreto se comporta exatamente como uma membrana comprimida, pois com a existência de vínculos nas bordas da casca, ali surgem as chamadas perturbações de borda, esforços decorrentes da necessária compatibilidade geométrica dos deslocamentos das bordas da casca, com relação aos deslocamentos permitidos por um determinado tipo de vinculação. Portanto, a menos que os vínculos sejam "membranais", isto é, transmitam apenas esforços normais, fica descaracterizado o regime de membrana, passando a coexistir também um regime de flexão, oriundo das perturbações de borda, cujo efeito pode ser considerado apenas local ou alastrar-se por toda a estrutura, dependendo das suas características geométricas.

Descartada a possibilidade de se criar uma superfície contínua que possa constituir uma parede de reservatório que seja essencialmente comprimida em razão da água contida no seu interior, resta fazê-la pela composição de vários painéis nos quais tal exigência seja pelo menos em parte satisfeita. Daí decorre a adoção de elementos estruturais como abóbadas cilíndricas, de execução mais simples do que formas dos tipos esquematizados na figura 2.1, devido à curvatura única e constante.

Um exemplo bastante simples é o reservatório de planta retangular, com cota de fundo ao nível do solo, esquematizado nas figuras 2.2 e 2.3. As abóbadas cilíndricas da parede apoiam-se em vigas verticais mediante apoios que transmitem unicamente esforços normais tangentes às diretrizes circulares, constituindo portanto vínculos "membranais"; as ondas cilíndricas circulares na região do fundo,

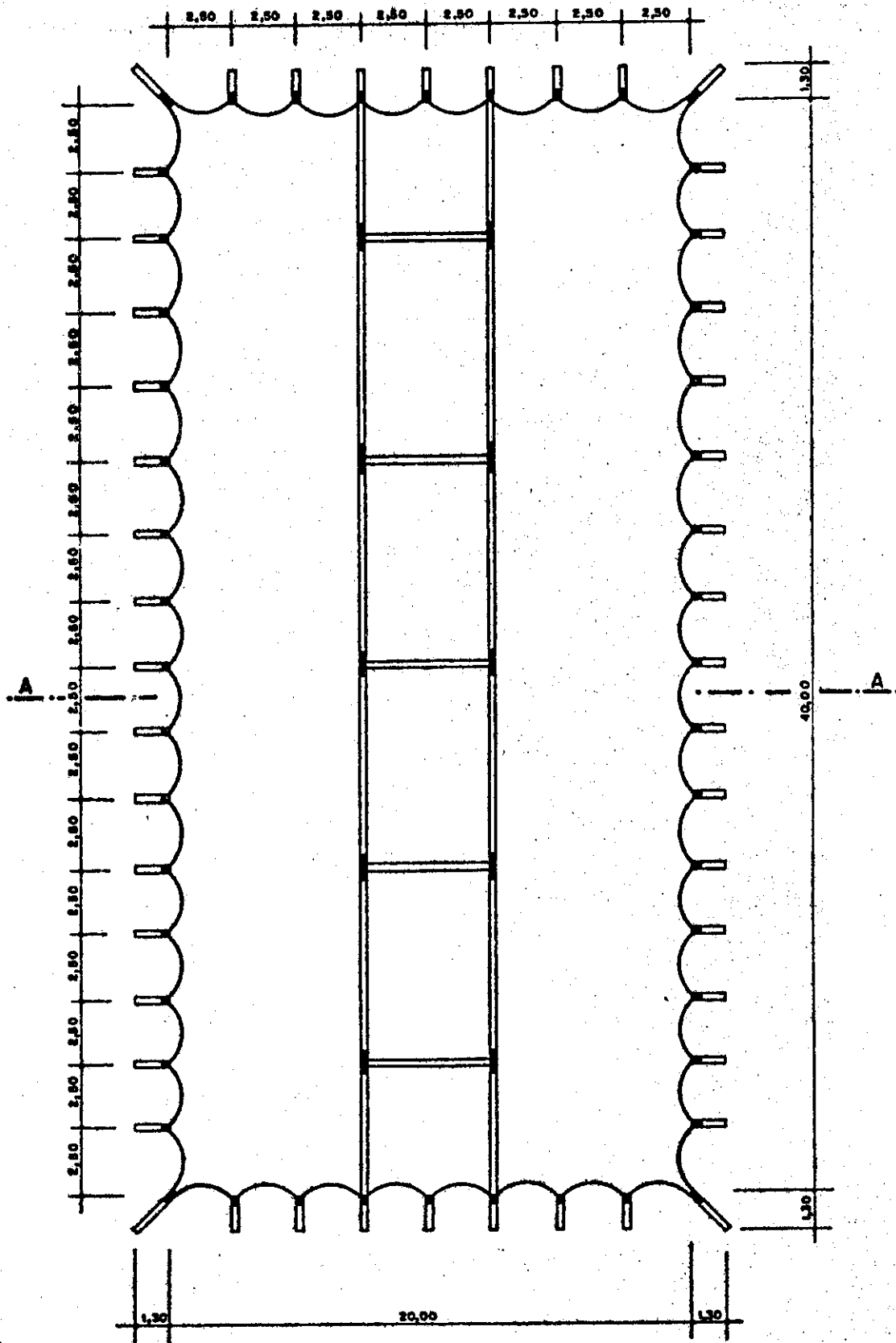
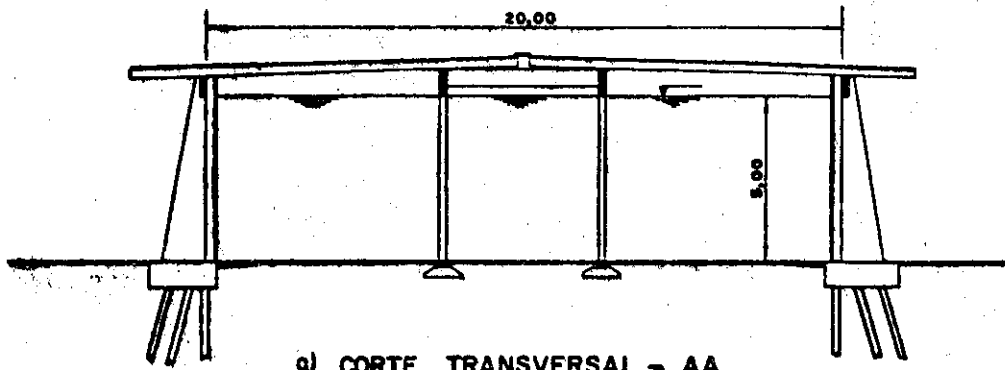
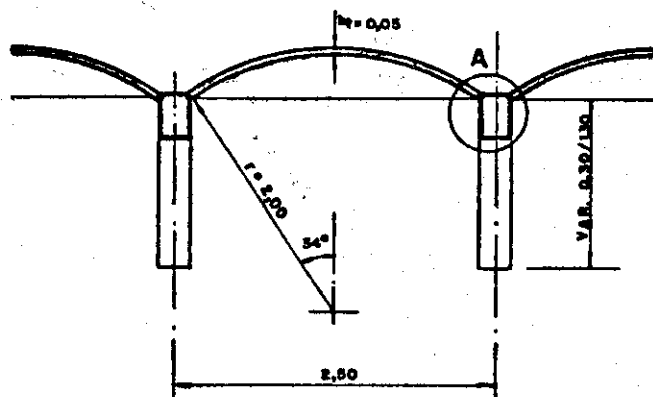


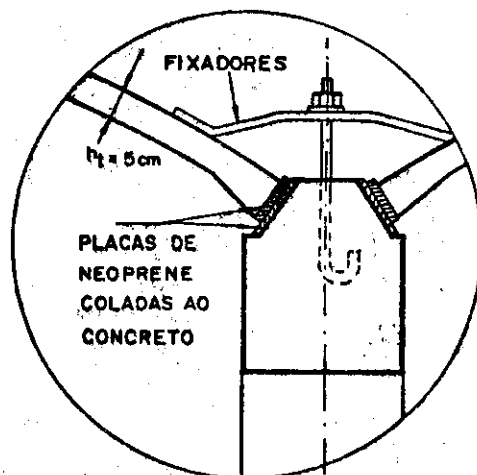
Fig.2.2- PLANTA.



a) CORTE TRANSVERSAL - AA



b) PLANTA DE UMA ONDA TÍPICA



c) DETALHE A

Fig. 2.3

supostamente desligadas estruturalmente da laje do fundo, recebendo pressão radial, ficam comprimidas com tensão (negativa, quando de compressão).

$$\sigma = \frac{pr}{h_t} = \frac{-5,00 \cdot 2,00}{0,05} = -200 \text{ tf/m}^2 = -20 \text{ kgf/cm}^2$$

Com estes dados numéricos, pode-se notar que em geral a espessura mínima da abóbada acabará por ficar condicionada a disposições construtivas e à verificação da flambagem.

Com a pré-moldagem das abóbadas pode-se chegar a espessuras menores, da ordem de 3cm; a questão crucial é a determinação de detalhes construtivos satisfatórios para as juntas entre as ondas, vigas verticais e fundo.

No exemplo das figuras 2.2 e 2.3 admitiu-se implicitamente a pré-moldagem, solução mais compatível com os apoios deslizantes que constituem os vínculos membranais, embrionariamente esboçados no detalhe A da fig. 2.3. Outros tipos de apoios, articulados ou engastados, introduzem esforços de flexão que provocam tensões adicionais de compressão e tração que podem ser preponderantes; isso entretanto não invalida a utilização desses tipos de apoios.

Por exemplo, o emprego de apoios articulados como os da figura 2.4 pode trazer à luz outras alternativas quanto ao problema de confecção de juntas adequadas, e os momentos fletores que surgem produzem somente tensões de compressão no lado em contato com a água. Ainda assim, calculando-se as tensões com os valores numéricos do caso em questão, obtêm-se $\sigma_{int} = -26 \text{ kgf/cm}^2$ no lado interno e $\sigma_{ext} = -16 \text{ kgf/cm}^2$ no lado externo, como valores extremos das tensões; as ondas continuam ainda inteiramente comprimidas.

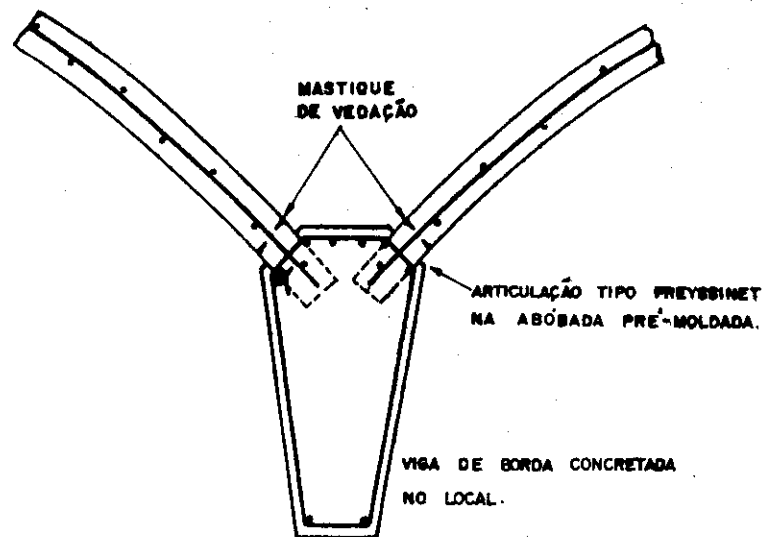


Fig. 2.4

Já a utilização de abóbadas biengastadas, se bem que possa proporcionar algumas vantagens construtivas, principalmente no caso de concretagem no local, incorre no aparecimento de momentos negativos, isto é, que provocam tração na face em contato com a água. Calculando-se os valores finais das tensões, como nos casos anteriores, determinam-se:

$$\begin{aligned}
 & - \text{no engastamento: } \sigma_{\text{ext}} = -25 \text{ kgf/cm}^2 \\
 & \qquad \qquad \qquad \sigma_{\text{int}} = -6 \text{ kgf/cm}^2 \\
 & - \text{no centro} \qquad : \sigma_{\text{ext}} = -25 \text{ kgf/cm}^2 \\
 & \qquad \qquad \qquad \sigma_{\text{int}} = -17 \text{ kgf/cm}^2
 \end{aligned}$$

Observa-se assim que esta última alternativa não é menos aplicável que as demais: resta também um saldo de tensões de compressão em toda a abóbada.

Embora particulares e carentes de detalhes construtivos, os exemplos servem para mostrar o caminho que se pretende seguir neste trabalho.

Se as três opções satisfazem o requisito proposto, embora não totalmente indispensável, que é a inexistên

cia de tensões de tração no lado em contato com a água, ca be agora uma análise comparativa buscando uma diretriz principal para o presente trabalho.

A solução com apoios deslizantes interessa pelo seu comportamento de membrana, permitindo espessuras mínimas para as abóbadas, vantagem valiosa para a diminuição do peso de peças pré-moldadas; entretanto, só pode vir acompanhada de uma cuidada concepção das juntas e outros de talhes construtivos, e talvez da própria definição de um sistema de pré-fabricação com todos os problemas de coordenação modular, junções, fabricação, transporte, estocagem, montagem, etc., plenamente resolvidos. Somente um estudo pormenorizado pode revelar a viabilidade econômica desta solução para reservatórios isolados, tendo em vista o custo provavelmente alto dessas juntas.

A solução com apoios articulados, embora exequível com concretagem no local, tem maior afinidade com a pré-fabricação, sofrendo as mesmas dificuldades comentadas no caso anterior.

Não por constituir o melhor exemplo de paredes onduladas para reservatórios, mas pela notada simplicidade, permitindo quer soluções pré-moldadas, quer moldadas "in loco", e de certa forma mais ampla e geral, abrangendo os demais casos, será dada maior ênfase à alternativa de abóbadas biengastadas. Portanto, este trabalho tratará em geral de paredes de reservatórios com abóbadas biengastadas.

2.2 - DEFINIÇÃO DE UM RESERVATÓRIO TÍPICO

Sendo intenção efetuar-se uma análise elucidativa sobre o projeto de reservatórios com parede ondulada, parece ser mais objetivo realizá-la debruçando-se sobre um exemplo típico, fugindo das demoradas extrapolações e variantes diversas a que se permite esse tipo estrutural, dei

xando-as para quem, de experiência mais larga, queira delas se ocupar produzindo novos e mais interessantes exemplos. Pois é para o reservatório de parede ondulada típico, baseado nos exemplos concretos de Araraquara, que se rá delineado um roteiro de cálculo aproximado, comentado nas suas eventuais deficiências, recebendo todas as críticas e observações que se julgarem necessárias.

Reservatório elevado, em concreto armado, tem a parede composta por uma sucessão de abóbadas cilíndricas seguindo uma direção circular, como mostram as figuras 2.5 a 2.8. Nas junções entre as abóbadas localizam-se elementos que, embora sejam verticais, denominaremos vigas de borda, pela sua função estrutural que será descrita mais a diante. A figura 2.5 mostra mais uma particularidade da parede: em geral são necessários tirantes de enrijecimento para limitação dos deslocamentos radiais.

O fundo e a cobertura são compostos por lajes anulares maciças e de espessura constante; a coluna de acesso para inspeção, constituída por uma casca cilíndrica fechada, tem a função também de passagem para as canalizações.

A estrutura de sustentação da cuba, ou reservatório propriamente dito, é constituída por uma torre em casca cilíndrica, com lajes de descanso e contraventamento, com alargamento em casca tronco-cônica; escoras inclinadas transmitem as cargas à fundação de estacas ou tubulões, cintados por um tirante poligonal, conforme mostram as figuras 2.7 e 2.8.

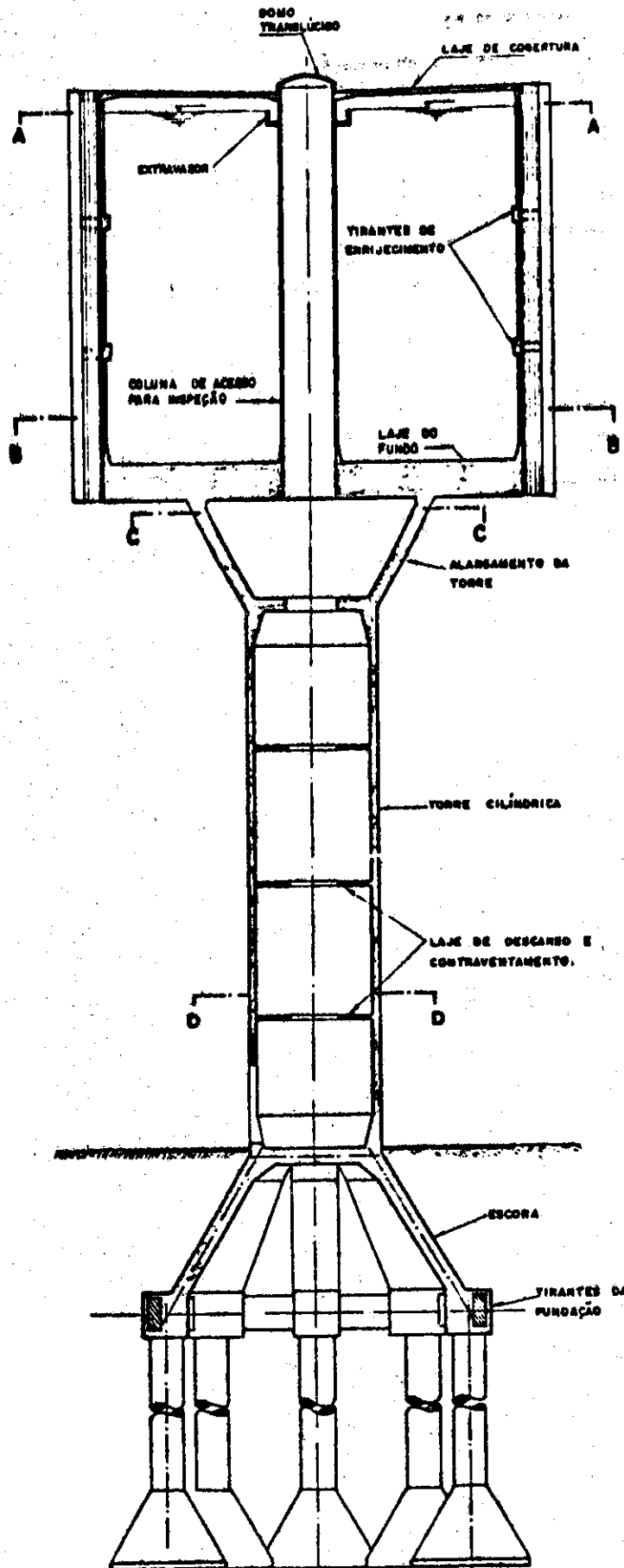


Fig. 2.5 - CORTE DIAMETRAL

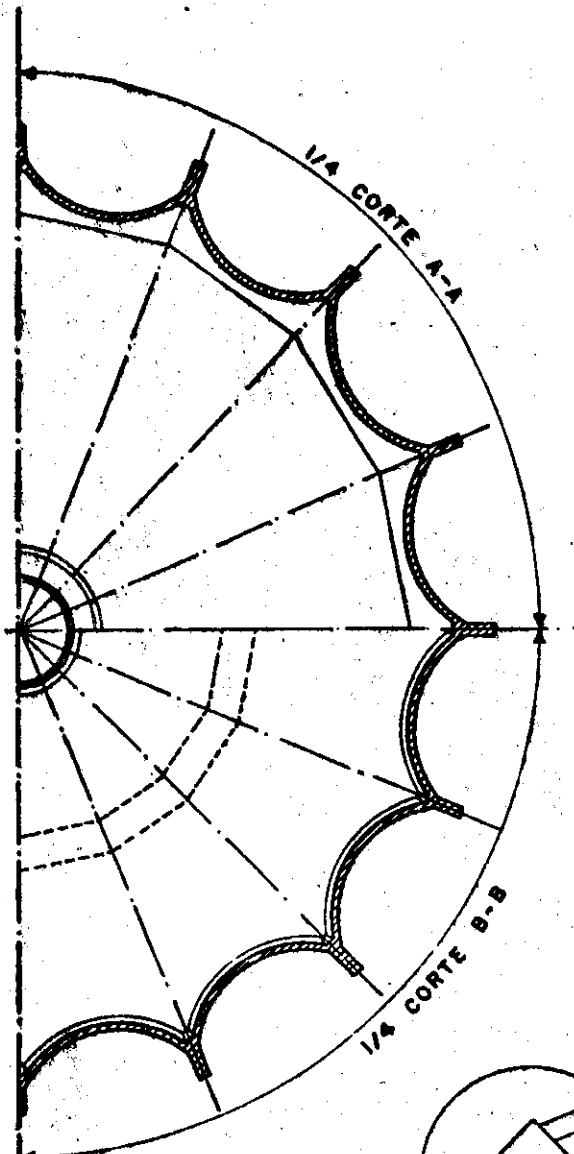


Fig. 2.6 - PLANTA DA PAREDE

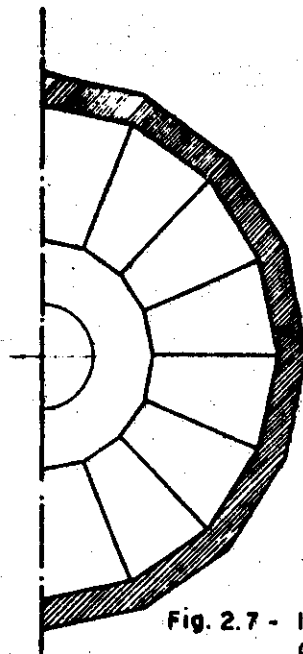


Fig. 2.7 - 1/2 CORTE C-C

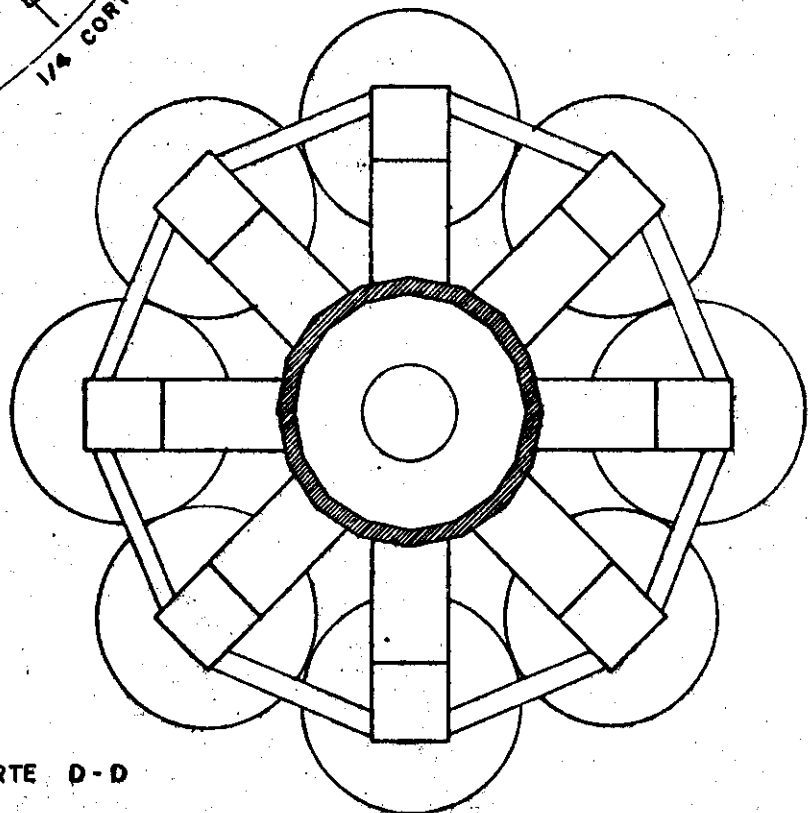


Fig. 2.8 - CORTE D-D

2.3 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO RESERVATÓRIO TÍPICO

Antes de se estabelecer o processo de cálculo do reservatório típico, alguns comentários preliminares são efetuados neste item, com o intuito de se delinear o comportamento da estrutura piloto, procurando-se analisar aspectos qualitativos complementares.

2.3.1 - Paredes

O sistema estrutural adotado para a parede pode ser assemelhado a um conjunto de cascas cilíndricas múltiplas dispostas sobre diretriz circular, vencendo os vãos entre lajes e tirantes; a capacidade de suporte por meio de esforços anulares é desprezível, devido à rigidez relativamente pequena das cascas na direção anular.

A ação da água produz esforços transversais de compressão em cada abóbada; há que se considerar, entretanto, a existência de esforços de flexão devidos ao engastamento das abóbadas entre si. Graças à simetria geométrica e de carregamento, as abóbadas comportam-se igualmente e portanto os deslocamentos das junções só podem ser radiais. Daí pode-se concluir que as abóbadas funcionam como perfeitamente engastadas e para que haja compatibilidade de deslocamentos, existem esforços transversais de flexão aplicados em suas bordas.

A função dos tirantes intermediários é propiciar às cascas apoios suplementares reduzindo os deslocamentos radiais das abóbadas que, quando excessivos, acarretam esforços transversais demasiadamente elevados. Observe-se que à medida que se aumenta o número de tirantes, diminuindo-se cada vez mais o seu espaçamento, esta solução aproxima-se da solução dos Reimbert, já descrita no Capítulo 1.

Cabe ressaltar desde já que embora o estudo de cascas cilíndricas múltiplas possa retratar melhor o com-

portamento da parede, a análise dos esforços por esta via seria por demais extensa e complicada, impraticável para o projeto cotidiano, sugerindo a elaboração de análise simplificada, como será visto na Capítulo 4, ou então o emprego do Método dos Elementos Finitos, cujos resultados poderiam ser viabilizados para a aplicação na prática com a montagem de tabelas, âbacos ou recomendações de processos de cálculo mais expeditos.

O cálculo aproximado de que se pretende lançar mão consiste simplesmente em considerar vigas verticais com postas pelas abóbadas e pelas juntas entre as ondas, submetidas ao carregamento resultante da pressão da água. O cálculo, digamos longitudinal, dessas vigas verticais, contínuas sobre apoios elásticos discretos, é feito da maneira usual, determinando-se os esforços e os deslocamentos radiais, como se fossem isoladas umas das outras. Transversalmente, consideram-se as abóbadas divididas em arcos bi-engastados de largura unitária, efetuando-se para estes a compatibilização de deslocamentos com as vigas verticais, determinando-se assim os esforços transversais.

2.3.2 - Laje de fundo

O fundo do reservatório típico é constituído por uma laje anular com apoio intermediário; a determinação dos esforços na laje do fundo resume-se na superposição dos efeitos dos diversos carregamentos oriundos do peso próprio dos diversos elementos por ela suportados, da água a ser armazenada e dos esforços hiperestáticos que surgem nas ligações com o alargamento da torre, coluna de acesso e parede.

Observa-se então que, pela própria condição de apoio da laje, os momentos resultantes são predominantemente negativos, provocando tração na face superior em contato com a água. Ora, essa condição não é desejável, obrigando a colocação de armadura adicional com a finalidade de se

limitar a fissuração, ou então, o recurso à protensão. A escolha inicial da laje plana como fundo do reservatório deve-se, além de razões arquitetônicas, à simplicidade construtiva e ao fato da mesma constituir uma natural plataforma elevada de trabalho, destinada ao manuseio e estoque de peças pré-moldadas, quando for o caso.

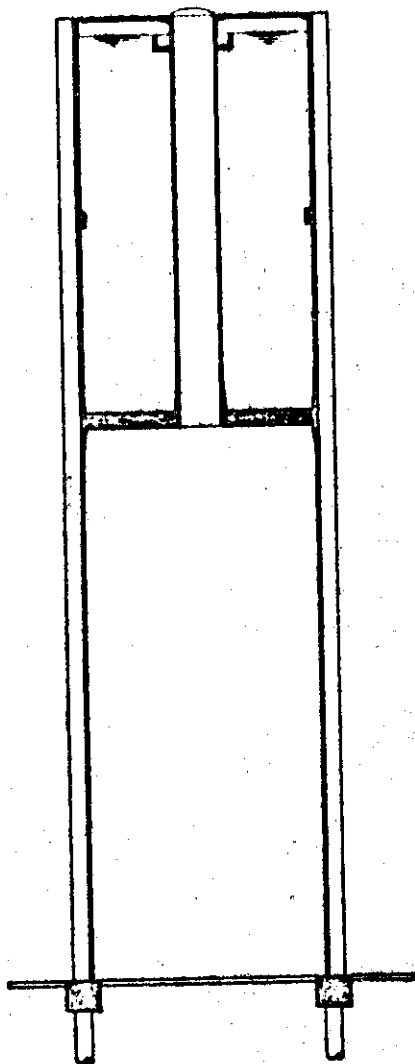


Fig. 2.9

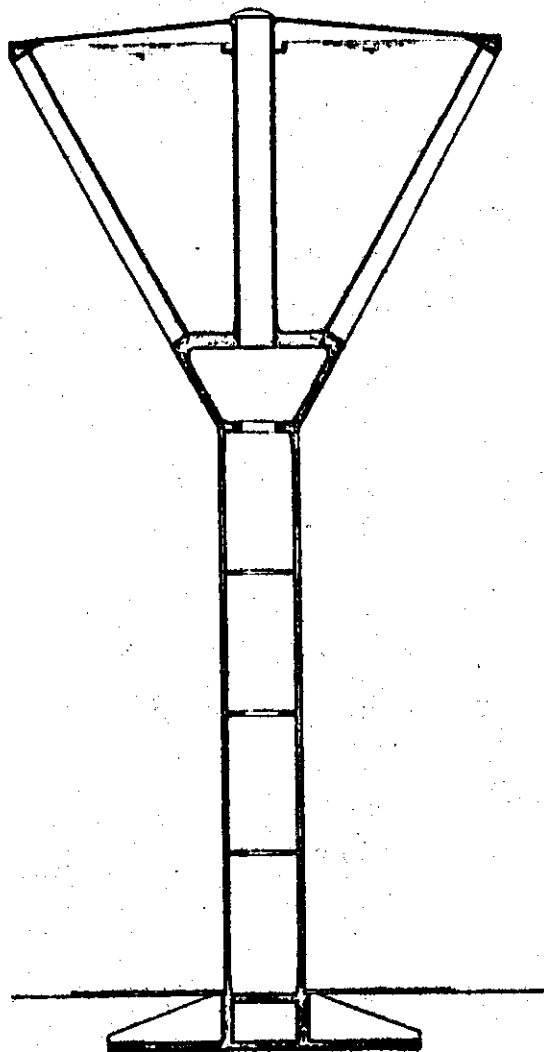


Fig. 2.10

Embora surjam a cada dia no mercado produtos impermeabilizantes com características cada vez mais eficientes, tais como membranas de borracha auto-colantes e produtos à base de neoprene ou borracha clorada, para que seja cumprido o requisito de estanqueidade em reservatórios ainda parece ser indispensável o controle da fissuração. Neste aspecto, falha a laje de fundo, exigindo a colocação de armadura mais densa e fina nas regiões críticas.

Mantendo-se ainda a condição de fundo plano, a situação pode ser bastante favorecida pela localização dos apoios, tanto quanto possível, mais próximos do contorno externo (Fig. 2.9), tornando os momentos predominantemente positivos, sempre que a condição de aspecto estático assim permitir. Outras variantes podem ser criadas, como o emprego da forma tronco-cônica para o reservatório (Fig. 2.10), diminuindo a área do fundo e permitindo esquemas estáticos mais adequados.

2.3.3 - Laje de cobertura e coluna de acesso

Além de cumprir a função a que se destina, de fechamento superior do reservatório, a laje de cobertura serve como apoio extremo da parede, podendo em geral ser considerado como articulado, em virtude da espessura relativamente pequena da placa. Eventualmente, pode ser substituída por elementos pré-moldados setoriais, como se sugere na figura 2.11.

A coluna de acesso, destinada à passagem de pessoas, permitindo o acesso ao topo, e de canalizações, nada mais é que um tubo de parede fina submetido à pressão externa, ficando unicamente comprimido, a não ser nas extremidades onde esforços hiperestáticos de ligação com a laje do fundo e a de cobertura provocam perturbações de borda.

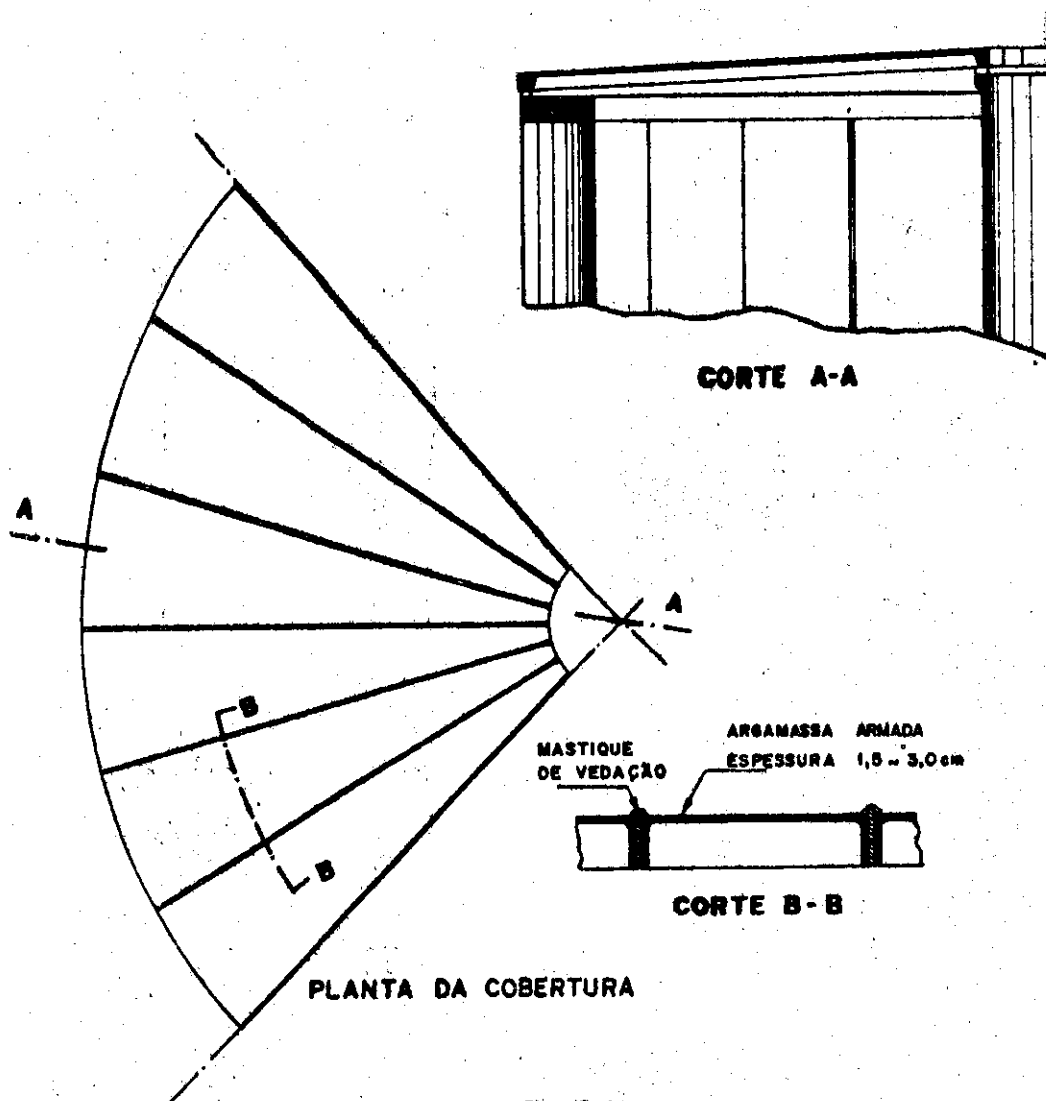


Fig. 2.11

2.3.4 - Torre e alargamento

O conjunto que constitui a estrutura de sustentação da cuba é composto por um tubo com alargamento em casca tronco-cônica e deve suportar a ação das cargas verticais devidas ao peso da superestrutura, e das cargas horizontais, como a ação do vento.

Devido à sua simplicidade estrutural, pouco há que se acrescentar, cabendo apenas lembrar que com o emprego de cascas suficientemente delgadas, os esforços decorrentes de engastamentos elásticos desses elementos estruturais com os demais são amortecidos, limitando-se os valores consideráveis à região próxima do engastamento.

2.3.5 - Fundação

A transmissão das cargas que chegam à base da torre para a fundação de tubulões ou estacas é feita, no reservatório típico, por intermédio de escoras inclinadas. As cargas verticais na base da torre são desviadas para as escoras, cabendo à placa da base e à casca cilíndrica receber as componentes horizontais dessas cargas; no pé das escoras, novamente o esforço normal na direção das escoras se decompõe na vertical, resistida pelos tubulões ou estacas, e na horizontal, resistida pelo tirante poligonal da fundação e em parte, pelos próprios tubulões ou estacas, que têm rigidez aos deslocamentos no plano horizontal. Em todas as ligações, consideradas monolíticas, surgem esforços hiperestáticos, correspondentes aos de engastamento elástico.

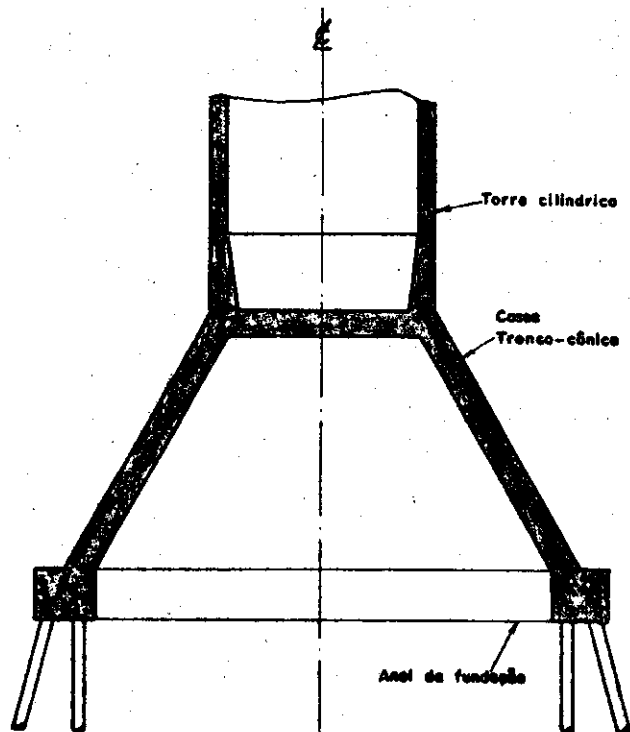


Fig. 2.12

Observando-se a solução em casca tronco-cônica do alargamento da torre, logo salta à vista a possibilidade de utilização do mesmo tipo de estrutura para a fundação, constituindo uma variante que merece ser considerada. Soluções do tipo da figura 2.12, com estaqueamento contínuo com posto por cavaletes, têm a vantagem de que as estacas inclinadas absorvem grande parte das componentes horizontais, trazendo grande benefício com relação aos esforços anulares no pé da casca tronco-cônica.

2.4 - ASPECTOS FINAIS SOBRE O CÁLCULO DO RESERVATÓRIO TÍPICO

A diversidade das características dos componentes do reservatório típico, que já se pôde observar nesta primeira análise, conduz a uma natural (e necessária) dissecação da estrutura, dividindo-a em elementos isolados de cálculo mais simples, para depois reintegrá-los no conjunto original, impondo-se a compatibilidade de deslocamentos e equilíbrio de esforços entre diversos elementos.

A primeira decomposição a ser considerada é o desmembramento da estrutura em reservatório propriamente dito, torre e fundação. Mais do que por mera classificação funcional, essa separação encontra nos elementos em casca da estrutura piloto, uma proveitosa e já citada independência de efeitos entre as bordas suficientemente distantes.

Ficam definidas dessa forma as "sub-estruturas" reservatório, constituídas pelo recipiente e o trecho superior da casca tronco-cônica do alargamento da torre; torre, constituída pela casca cilíndrica e pelo trecho inferior da casca tronco-cônica; fundação, que inclui além das escoras, tirante e estacas ou tubulões, o trecho da casca cilíndrica da torre próximo à base. Para essas sub-estruturas, que ainda serão subdivididas em elementos mais simples, definir-se-ão roteiros de cálculo, às vezes apenas a

valiativos, baseados principalmente no Processo dos Esforços, que se justifica pelo fato de que, em se tratando de estruturas em casca, é usual a formulação de um regime de membrana, caracterizando-se muito bem um sistema isostático fundamental dentro do Processo dos Esforços.

Procurando-se manter uma certa unidade neste trabalho, apresentam-se nos itens subsequentes alguns elementos para o cálculo do reservatório típico.

3 | ELEMENTOS PARA O CÁLCULO

Ainda que o cálculo de esforços e deslocamentos nos elementos estruturais, superficialmente definidos no Capítulo 2, não apresente maiores dificuldades, de fundamentos facilmente encontráveis na bibliografia corrente, é conveniente a reunião de dados concisos que permitam a clara fixação do processo de cálculo a ser utilizado. É com esse intuito que se apresentam neste capítulo as expressões para o cálculo de elementos estruturais isolados, numa exposição já dirigida para a resolução do problema específico.

Para o cálculo de placas circulares e anulares com simetria central geométrica e de carregamento, foram adotados dois esquemas de placas anulares dentre os diversos tipos apresentados por Beyer(9), Hampe(43), Kalmanok(46) e outros, a partir dos quais podem ser resolvidos todos os casos que ocorrem na estrutura típica, por superposição de efeitos.

Considerando o efeito de cargas e deslocamentos impostos atuantes no plano das lajes, tem-se um problema característico de chapas anulares; tais situações são encontradas, por exemplo, na laje de fundo do reservatório típico, onde os carregamentos de chapa são aqueles oriundos das ligações da laje de fundo com a parede, coluna de acesso para inspeção e torre, observando-se as reações horizontais que ali ocorrem.

A análise aproximada dos elementos cilíndricos da parede recorrerá ao estudo de arcos elementares de largura unitária, para os quais se apresentam subsídios, de maneira resumida, a título de memória.

Em seguida, apresentam-se as expressões para o cálculo de cascas cilíndricas e cascas tronco-cônicas de revolução, que podem ser melhor estudadas analisando-se a bibliografia específica, como por exemplo, dos autores Belluzzi (8), Timoshenko (80), Billington (10), Born (12) e outros.

Finalmente, apresenta-se um processo de cálculo de estacas confinadas no solo, sujeitas a carregamentos laterais.

3.1 - PLACAS ANULARES

Formulam-se dois tipos básicos de placas anulares, de espessura constante, com simetria central geométrica e de carregamento, com apoios articulados em um dos contornos (Fig. 3.1).

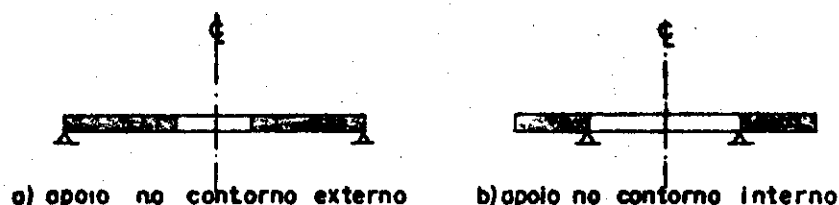


Fig. 3.1 - TIPOS DE PLACAS ANULARES

As expressões para a determinação de esforços e deslocamentos oriundos dos diversos carregamentos são obtidas pela resolução da equação diferencial fundamental da placa, que neste caso, com a simetria central, torna-se mais simples, ficando todas as grandezas referidas a uma única coordenada. Uma vez adotado o sistema plano de coordenadas polares (r, α) , todas as relações são independentes do ângulo α , transformando-se a equação diferencial função somente do raio r .

Assim, as grandezas a serem determinadas são o deslocamento vertical $w(r)$, o deslocamento angular $\theta(r)$, o esforço cortante $V_r(r)$, o momento fletor radial $M_r(r)$ e o momento fletor tangencial $M_t(r)$, sendo nulas todas as demais.

Para a maioria dos casos correntes na prática, as expressões para o cálculo de placas circulares e anulares de espessura constante, com vinculações diversas e carregadas simetricamente, são encontradas em formulários de placas, como o de Beyer(9), de onde foram extraídas as formulas apresentadas nos quadros 3.1 a 3.5, para carga uniformemente distribuída, cargas concentradas no contorno livre, momentos aplicados no contorno livre e momentos aplicados no contorno apoiado.

Os casos de placas com configurações diferentes das formuladas podem ser resolvidos pela aplicação do Processo dos Esforços, superpondo-se os efeitos calculados em placas mais simples. Como exemplo, ilustra-se com o caso de placa anular com apoio intermediário, situado entre os contornos livre e apoiado, com carga uniformemente distribuída.

A placa original é dividida em duas placas anulares, uma com apoios no contorno interno, e outra com apoios no contorno externo, às quais se aplicam as cargas uniformemente distribuídas e os momentos hiperestáticos ao longo do contorno apoiado, resultantes da continuidade entre as placas e que são calculados impondo-se a compatibi-

lidade dos deslocamentos angulares sobre os apoios, conforme os esquemas da figura 3.2.

Nesses esquemas, onde as ações e os deslocamentos angulares estão indicados com os sentidos convencionados como positivos, θ_{1q} e θ_{2q} são os deslocamentos angulares das seções sobre os apoios, das placas anulares interna e externa com relação nos apoios, respectivamente, provocados pela carga uniformemente distribuída; analogamente, θ_{11} e θ_{21} são deslocamentos provocados por momentos unitários aplicados ao longo do contorno apoiado.

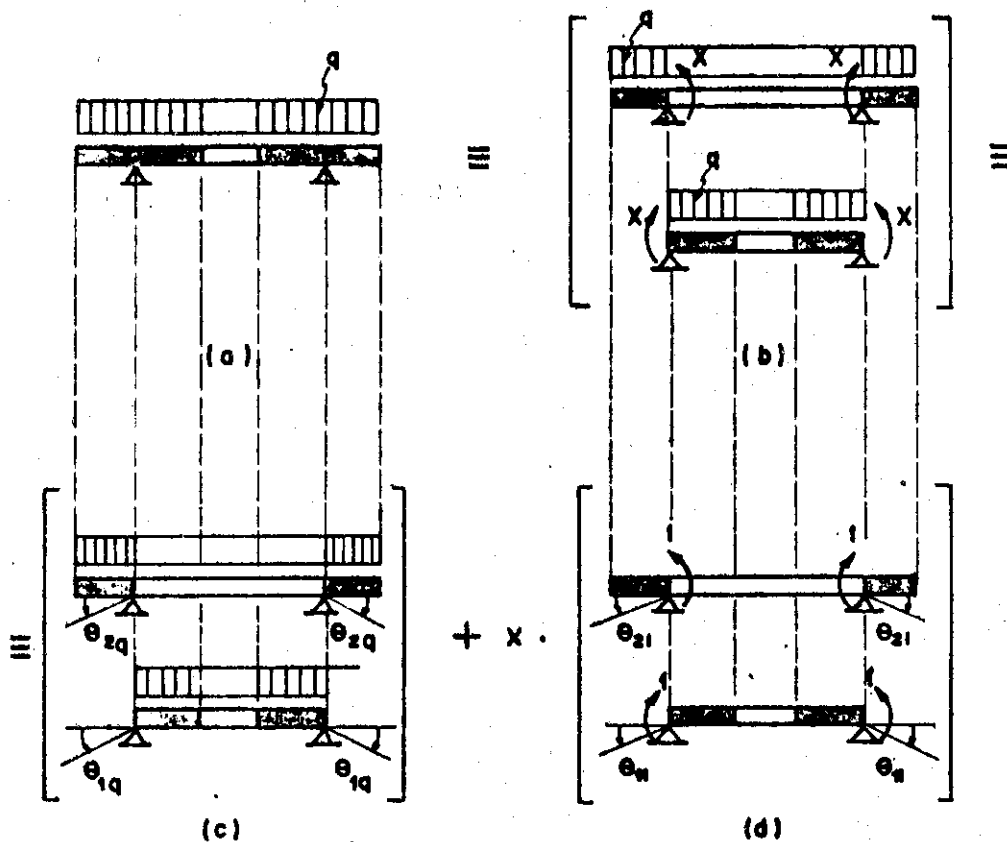


Fig. 3.2- PLACA ANULAR COM APOIO INTERMEDIÁRIO

Estabelecendo-se a compatibilidade de deslocamentos sobre os apoios, decorre que o deslocamento angular relativo deve ser nulo, o que permite o cálculo do momento X .

$$(\theta_{1q} - \theta_{2q}) + X(\theta_{11} - \theta_{21}) = 0$$

$$X = \frac{(\theta_{2q} - \theta_{1q})}{(\theta_{11} - \theta_{21})}$$

Efetuando-se a superposição de efeitos produzidos pela ação da carga distribuída e do momento hiperestático, obtêm-se os esforços e os deslocamentos finais.

Outros casos, como o da placa anular com apoios nos dois contornos da figura 3.3, são resolvidos de maneira análoga, com formulação pelo Processo dos Esforços.

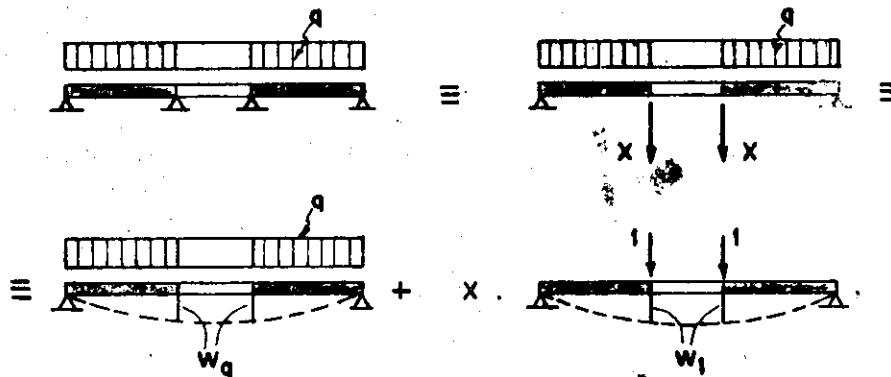


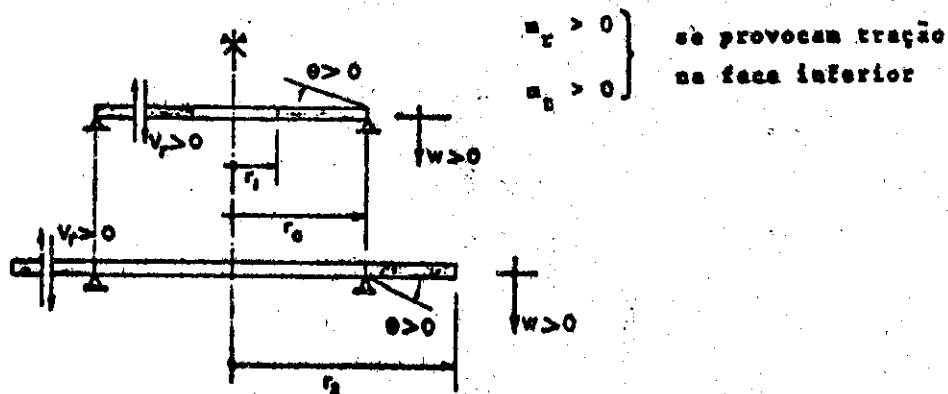
Fig. 3.3- PLACA ANULAR COM APOIOS NO CONTORNOS INTERNO E EXTERNO.

No caso da figura 3.3 calcula-se a reação X da maneira que segue:

$$w_q + X w_1 = 0$$

$$X = \frac{-w_q}{w_1}$$

QUADRO 3.1 - Notação e convenção de sinais



$m_r > 0$
 $m_a > 0$

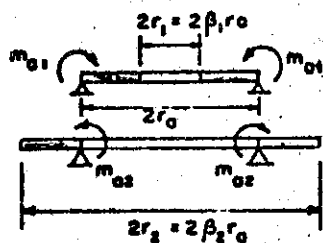
se provocam tração na face inferior

$$\beta_1 = \frac{r_1}{r_a} ; \beta_2 = \frac{r_2}{r_a} ; D = \frac{E h^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$\rho = \frac{r}{a} ; \phi_0 = 1 - \rho^4 ; \phi_1 = 1 - \rho^2$$

$$\phi_2 = \rho^2 \ln \rho ; \phi_3 = \ln \rho ; \phi_4 = \frac{1}{\rho^2} - 1$$

QUADRO 3.2 - Placa anular com momentos aplicados ao longo do contorno apoiado



$$v = \frac{m_a r_a^2}{2D(1+\nu)(1-\beta^2)} (\phi_1 - 2 \frac{1+\nu}{1-\nu} \beta^2 \phi_3)$$

$$m_r = m_a (1 - \frac{\beta^2}{1-\beta^2} \phi_4)$$

$$m_c = m_a (\frac{1+\beta^2}{1-\beta^2} + \frac{\beta^2}{1-\beta^2} \phi_4)$$

$$v_r = 0$$

para $\rho = \beta$

$$v = \frac{m_a r_a^2}{2D(1+\nu)} (1 - 2 \frac{1+\nu}{1-\nu} \frac{\beta^2}{1-\beta^2} \ln \beta)$$

$$\theta = - \frac{m_a r_a}{D(1-\nu^2)} \frac{2\beta}{1-\beta^2}$$

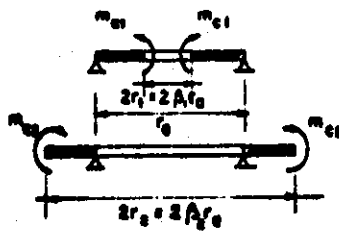
$$m_c = m_a \frac{2}{1-\beta^2}$$

para $\rho = 1,0$

$$\theta = - \frac{m_a r_a}{D(1+\nu)(1-\beta^2)} (1 + \frac{1+\nu}{1-\nu} \beta^2)$$

$$m_c = m_a \frac{1+\beta^2}{1-\beta^2}$$

QUADRO 3.3 - Placa anular com momentos aplicados ao longo do contorno livre



$$v = \frac{-m_c r_o^2}{2D(1+\nu)} \frac{\beta^2}{1-\beta^2} (\phi_1 - 2 \frac{1+\nu}{1-\nu} \phi_3)$$

$$m_r = m_c \frac{\beta^2}{1-\beta^2} \phi_4$$

$$m_t = -m_c \frac{\beta^2}{1-\beta^2} (\phi_4 + 2)$$

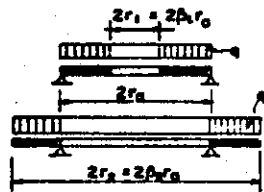
$$v_r = 0$$

para $\rho = \beta$
$$v = - \frac{m_c r_o^2}{2D(1+\nu)} \beta^2 (1 - 2 \frac{1+\nu}{1-\nu} \frac{\ln \beta}{1-\beta^2})$$

$$0 = \frac{m_c r_o^2}{D(1+\nu)} \frac{\beta}{1-\beta^2} (\beta^2 + \frac{1+\nu}{1-\nu}) \quad m_t = -m_c \frac{1+\beta^2}{1-\beta^2}$$

para $\rho = 1.0$
$$0 = 2 \frac{m_c r_o^2}{D(1-\nu^2)} \frac{\beta^2}{1-\beta^2} \quad m_t = -2 m_c \frac{\beta^2}{1-\beta^2}$$

QUADRO 3.4 - Placa anular com carga uniformemente distribuída



$$\psi_1 = (3+\nu) + 4(1+\nu) \frac{\beta^2}{1-\beta^2} \ln \beta$$

$$\psi_2 = (3+\nu) - 4(1+\nu) \frac{\beta^2}{1-\beta^2} \ln \beta$$

$$v = \frac{q r_o^4}{64 D} \left\{ \frac{2}{1+\nu} \left[(3+\nu) - \beta^2 \psi_2 \right] \phi_1 - \phi_0 - \frac{4}{1-\nu} \beta^2 \phi_1 \phi_3 - 8\beta^2 \phi_2 \right\}$$

$$m_r = \frac{q r_o^2}{16} \left[(3+\nu) \phi_1 - \beta^2 \psi_1 \phi_4 + 4(1+\nu) \beta^2 \phi_3 \right]$$

$$m_t = \frac{q r_o^2}{16} \left[(1+3\nu) \phi_1 + \beta^2 \psi_1 \phi_4 + 4(1+\nu) \beta^2 \phi_3 + 2(1-\nu) - 2\beta^2 \left[2(1-\nu) - \psi_1 \right] \right]$$

$$v_r = \frac{-q r_o}{2} \left(\rho - \frac{\beta^2}{\rho} \right)$$

para $\rho = \beta$
$$v = \frac{q r_o^4}{64 D} \left\{ \left[(3+\nu) - (7+3\nu)\beta^2 \right] \frac{1-\beta^2}{1+\nu} - \frac{4}{1-\nu} \beta^2 \psi_1 \ln \beta \right\}$$

$$0 = \frac{-q r_o^3 \beta}{8D(1+\nu)} \left(\frac{\psi_1}{1-\nu} - \beta^2 \right)$$

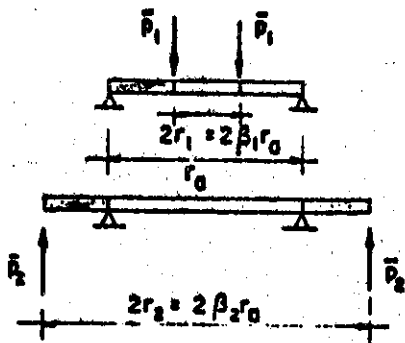
$$m_t = \frac{q r_o^2}{8} \left[\psi_1 - (1-\nu) \beta^2 \right]$$

para $\rho = 1.0$
$$0 = \frac{-q r_o^3}{8D(1+\nu)} \left[1 - \beta^2 (2 - \frac{\psi_1}{1-\nu}) \right]$$

$$m_t = \frac{q r_o^2}{8} \left[(1-\nu) - \beta^2 \left[2(1-\nu) - \psi_1 \right] \right]$$

$$v_r = \frac{-q r_o}{2} (1 - \beta^2)$$

QUADRO 3.5 - Placa anular com cargas concentradas ao longo do contorno livre



$$\psi_3 = \frac{\beta^2}{1-\beta^2} 2n\beta$$

$$w = \frac{\bar{p} r_a^3 \beta}{8D} \left[\left(\frac{3+\nu}{1+\nu} - 2\psi_3 \right) \phi_1 + 4 \frac{1+\nu}{1-\nu} \psi_3 \phi_3 + 2\phi_2 \right]$$

$$m_r = -\frac{\bar{p} r_a \beta}{2} (1+\nu) (\phi_3 - \psi_3 \phi_4)$$

$$m_t = -\frac{\bar{p} r_a \beta}{2} (1+\nu) \left[\psi_3 \phi_4 + \phi_3 + \left(2\psi_3 - \frac{1-\nu}{1+\nu} \right) \right]$$

$$v_r = -\bar{p} \frac{\beta}{\rho}$$

para $\rho = \beta$ $w = \frac{\bar{p} r_a^3 \beta}{8D} \left[\frac{3+\nu}{1+\nu} (1-\beta^2) + 4 \frac{1+\nu}{1-\nu} \psi_3 2n\beta \right]$

$$\theta = \frac{-\bar{p} r_a^2}{2D(1+\nu)} (\beta^2 - 2\psi_3 \frac{1+\nu}{1-\nu})$$

$$m_t = \frac{-\bar{p} r_a \beta}{2} (1+\nu) \left(2 \frac{\psi_3}{\beta^2} - \frac{1-\nu}{1+\nu} \right)$$

$$v_r = -\bar{p}$$

para $\rho = 1$ $\theta = \frac{-\bar{p} r_a^2 \beta}{2D(1+\nu)} (1 - 2\psi_3 \frac{1+\nu}{1-\nu})$

$$m_t = \frac{-\bar{p} r_a \beta}{2} (1+\nu) \left(2\psi_3 - \frac{1-\nu}{1+\nu} \right)$$

$$v_r = -\bar{p} \beta$$

3.2 - CHAPAS ANULARES

Em particular, interessam principalmente os efeitos de cargas e deslocamentos impostos com simetria central, aplicados radialmente nos contornos de uma chapa anular de espessura constante.

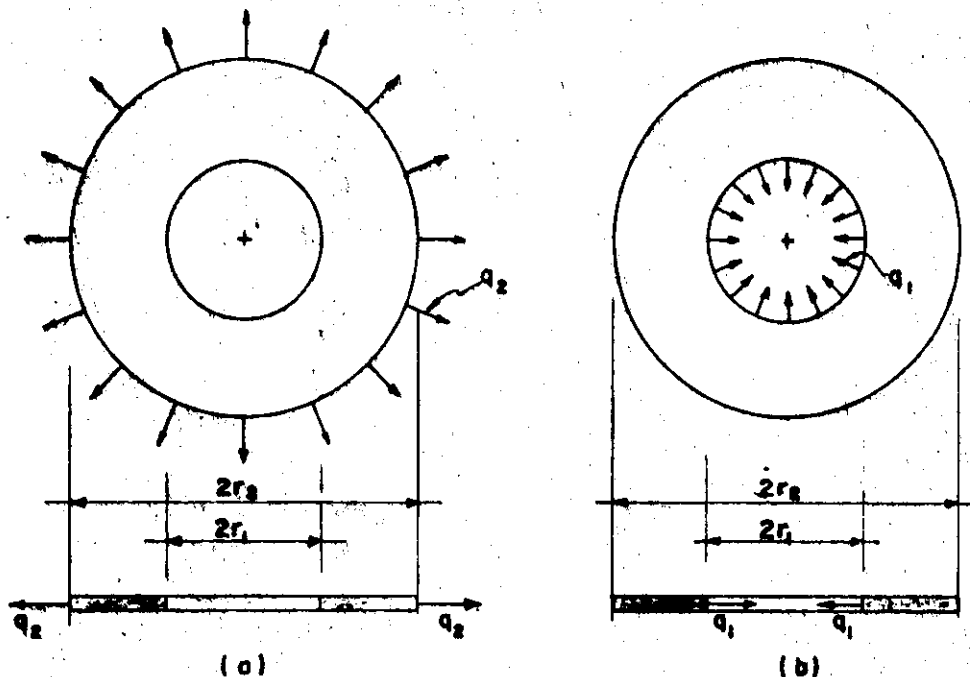


Fig. 3.4 - CHAPA ANULAR COM CARGA APLICADA NOS CONTORNOS

A determinação das expressões para o cálculo de esforços e deslocamentos nesses casos decorre da solução de um problema característico da Teoria da Elasticidade, cuja formulação pode ser vista, por exemplo, em Hampe(43), de onde colhemos as expressões apresentadas nos quadros 3.6 a 3.10.

A existência de qualquer vinculação adicional na chapa anular, até então suposta livre, acarreta a necessidade de se efetuar a devida compatibilização de deslocamentos. Tais casos ocorrem, por exemplo, na verificação do efeito dos carregamentos de chapa na laje de fundo do reservatório típico. Embora se possa desprezar, na maioria dos

casos, a restrição ocasionada pelas ligações da laje de fundo com a casca tronco-cônica da torre e com a casca cilíndrica da coluna de acesso para inspeção, pelo fato de que estes elementos estruturais são muito mais flexíveis do que a laje, quanto às ações horizontais, já se torna obrigatória a determinação de deslocamentos radiais e a devida compatibilização, quando os elementos estruturais intervenientes são ambas chapas. Tome-se como exemplo o caso da Fig. 3.5, na qual se esquematiza uma chapa anular submetida à ação de forças horizontais radiais, aplicadas ao longo de uma circunferência de raio intermediário entre os dois contornos.

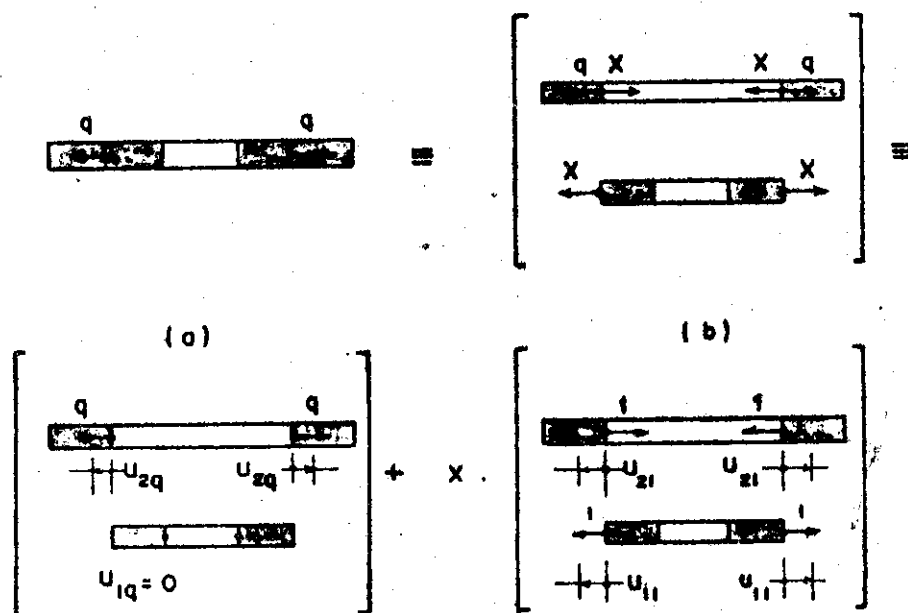

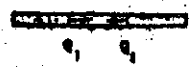
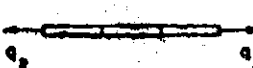
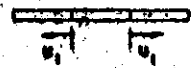
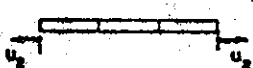


Fig. 3.5

A esse tipo de ação pode ser assemelhada, por exemplo, a ação da componente horizontal da reação inclinada fornecida pelo alargamento da torre à laje de fundo do reservatório típico. Efetuando-se a compatibilização de deslocamentos entre as duas chapas anulares, determina-se o valor do esforço recíproco entre elas.

$$(u_{1q} - u_{2q}) + X(u_{1l} - u_{2l}) = 0$$

$$X = \frac{-(u_{1q} - u_{2q})}{(u_{1l} - u_{2l})}$$

<p>QUADRO 3.6 - Notação e Convenção de sinais</p>  <p> $\beta = \frac{h}{2}$ σ_c, σ_t positivos quando de tração $\rho = \frac{h}{2}$ u positivo no sentido de x positivo </p>	
<p>QUADRO 3.7 - Cargas aplicadas no contorno interno</p>  <p> q_1 </p> $\sigma_r = \frac{q_1 \beta^2}{1-\beta^2} \left(\frac{1-\rho^2}{\rho^2} \right)$ $\sigma_c = \frac{-q_1 \beta^2}{1-\beta^2} \left(\frac{1+\rho^2}{\rho^2} \right)$ $u = \frac{-q_1 \beta^2}{E h (1-\beta^2)} \frac{(1+\nu)+(1-\nu)\rho^2}{\rho}$	<p>QUADRO 3.8 - Cargas aplicadas no contorno externa</p>  <p> q_2 </p> $\sigma_r = \frac{q_2}{1-\beta^2} \left(\frac{\rho^2-\beta^2}{\rho^2} \right)$ $\sigma_c = \frac{q_2}{1-\beta^2} \left(\frac{\rho^2+\beta^2}{\rho^2} \right)$ $u = \frac{q_2 a}{E h (1-\beta^2)} \frac{(1-\nu)\rho^2+(1+\nu)\beta^2}{\rho}$
<p>QUADRO 3.9 - Deslocamento imposto no contorno interno</p>  <p> u_1 </p> $\sigma_r = - \frac{u_1 \beta^2}{(1+\nu)+(1-\nu)\beta^2} \frac{E h (1-\rho^2)}{b \rho^2}$ $\sigma_c = \frac{u_1 \beta^2}{(1+\nu)+(1-\nu)\beta^2} \frac{E h (1+\rho^2)}{b \rho^2}$ $u = \frac{u_1 \beta^2}{(1+\nu)+(1-\nu)\beta^2} \frac{(1+\nu)+(1-\nu)\rho^2}{\rho}$	<p>QUADRO 3.10 - Deslocamento imposto no contorno externo</p>  <p> u_2 </p> $\sigma_r = \frac{u_2}{(1+\nu)\beta^2+(1-\nu)} \frac{E h (\rho^2-\beta^2)}{a \rho^2}$ $\sigma_c = \frac{u_2}{(1+\nu)\beta^2+(1-\nu)} \frac{E h (\rho^2+\beta^2)}{a \rho^2}$ $u = \frac{u_2}{(1+\nu)\beta^2+(1-\nu)} \frac{(1+\nu)\rho^2+(1+\nu)\beta^2}{\rho}$

3.3 - ARCOS CIRCULARES DE LARGURA UNITÁRIA

O cálculo de arcos hiperestáticos de diretriz circular e rigidez constante pode ser feito de maneira mais cômoda utilizando-se o conceito de centro elástico.

São conhecidas as vantagens da escolha do sistema de coordenadas com origem no centro elástico, ponto particular situado no plano do arco, que neste caso, de arco com módulo de rigidez constante, coincide com o centro de gravidade. O artifício consiste em se efetuar a compatibilização de deslocamentos no centro elástico, imaginando-se que os esforços hiperestáticos supostamente ali aplicados sejam transmitidos ao arco mediante barras perfeitamente rígidas; com isso, a matriz de flexibilidade do sistema de equações de compatibilidade fica diagonalizada, o que permite a solução imediata do problema.

Examine-se o caso geral de arco biengastado da figura 3.6, de largura unitária, raio médio r , semi-ângulo central ϕ_0 e espessura h_t . As barras fictícias perfeitamente rígidas ligam-se ao arco junto às suas extremidades, encontrando-se no centro elástico. O sistema de coordenadas adotado deve ter sua origem no centro elástico e direções paralelas às direções dos eixos principais de inércia.

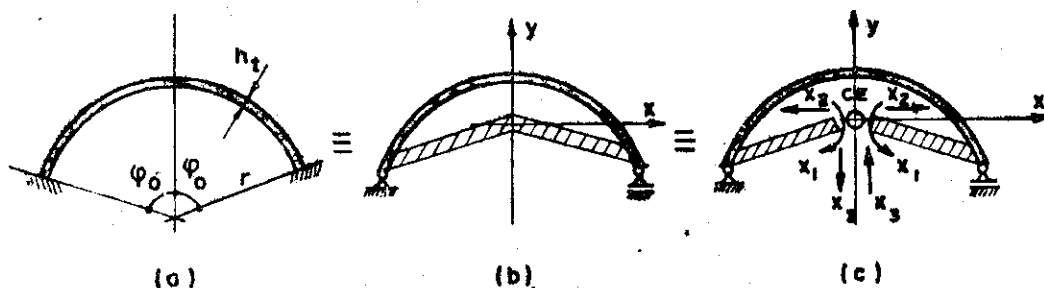


Fig. 3.6- ARTIFÍCIO DO CONCEITO DE CENTRO ELÁSTICO

Seccionando-se a barra fictícia no centro do arco, substituem-se os efeitos da continuidade pelos dos esforços hiperestáticos X_1 , X_2 e X_3 : fica estabelecido um sistema fundamental elástico para a aplicação do Processo dos Esforços. Para o seu emprego, calculam-se os deslocamentos das extremidades das barras fictícias no centro elástico, na direção das incógnitas hiperestáticas escolhidas, oriundas da ação dos carregamentos externos e dos esforços unitários correspondentes a X_1 , X_2 e X_3 , conforme o esquema da figura 3.7.

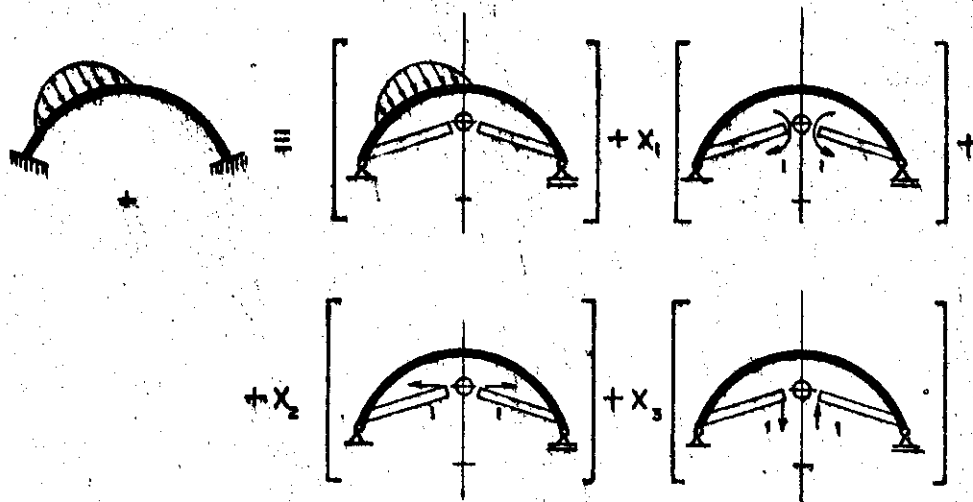


Fig. 3.7- APLICAÇÃO DO PROCESSO DOS ESFORÇOS

Pelo conceito de centro elástico, na matriz de flexibilidade só não serão nulos os elementos da diagonal, isto é, os coeficientes δ_{ii} . Em seguida, efetua-se a compatibilização de deslocamentos, impondo-se que os deslocamentos relativos no centro elástico são nulos, o que permite o cálculo das incógnitas X_i .

$$X_i = \frac{-\delta_{i0}}{\delta_{ii}}$$

onde δ_{i0} é o deslocamento na direção da incógnita X_i , pro-

duzido pela ação do carregamento externo no sistema fundamental.

Nos quadros 3.11 a 3.14 apresentam-se a convenção de sinais adotada e as expressões para a determinação de esforços e deslocamentos produzidos por ações aplicadas no centro elástico do arco. Nessas expressões, considera-se a predominância do efeito do momento fletor nos deslocamentos, desprezando-se o efeito dos demais esforços solitantes. As expressões relativas aos carregamentos particulares que interessarão ao cálculo aproximado da parede serão oportunamente apresentadas no Capítulo 4.

QUADRO 3.11 - Posição do centro elástico, convenção de sinais

$N > 0$: tração no intradoseo
 $N > 0$: tração
 $\psi > 0$: se percorre a seção no sentido horário

QUADRO 3.13 - Força horizontal aplicada no centro elástico

$M_{\phi} = X_1$
 $N_{\phi} = 0$
 Deslocamento no centro elástico, devido a $X_1 = 0$
 $\frac{E h^3}{12 t} \delta_{11} = X_1 \phi_0$

QUADRO 3.13 - Força horizontal aplicada no centro elástico



$$M_{\phi} = X_2 r \left(\cos \phi - \frac{\sin \phi_0}{\phi_0} \right)$$

$$N_{\phi} = X_2 \cos \phi$$

Deslocamento no centro elástico, devido a $X_2 = 1$

$$\frac{E b^3}{12} \delta_{22} = \frac{r^3}{2} \left[\phi_0 + \sin \phi_0 \left(\cos \phi_0 - \frac{2 \sin \phi_0}{\phi_0} \right) \right]$$

QUADRO 3.14 - Força vertical aplicada no centro elástico



$$M_{\phi} = X_3 r \sin \phi$$

$$N_{\phi} = X_3 \sin \phi$$

Deslocamento no centro elástico, devido a $X_3 = 1$

$$\frac{E h^3}{12} \delta_{33} = \frac{r^3}{2} (\phi_0 - \sin \phi_0 \cos \phi_0)$$

3.4 - CASCAS CILÍNDRICAS E TRONCO-CÔNICAS DE REVOLUÇÃO

Apresentam-se nesta seção as expressões para o cálculo de cascas cilíndricas e tronco-cônicas de revolução, sujeitas a carregamentos com simetria central.

A teoria geral das cascas de revolução pode ser analisada na bibliografia citada, da qual foram extraídas as fórmulas que aqui são apresentadas para a resolução de problemas específicos que ocorrem no reservatório típico e variantes.

Já se observou que no cálculo de cascas é usual a aplicação do Processo dos Esforços, no qual o sistema fundamental é caracterizado pela casca em regime de membrana; nesse estado, admite-se que a estrutura suporta a ação do carregamento externo unicamente com esforços exis

tentes nos planos tangentes ao seu folheto médio. No sistema fundamental, portanto, a vinculação deve ser compatível com tal estado, com vínculos que aqui são denominados "membranais", como se exemplifica na figura 3.8.

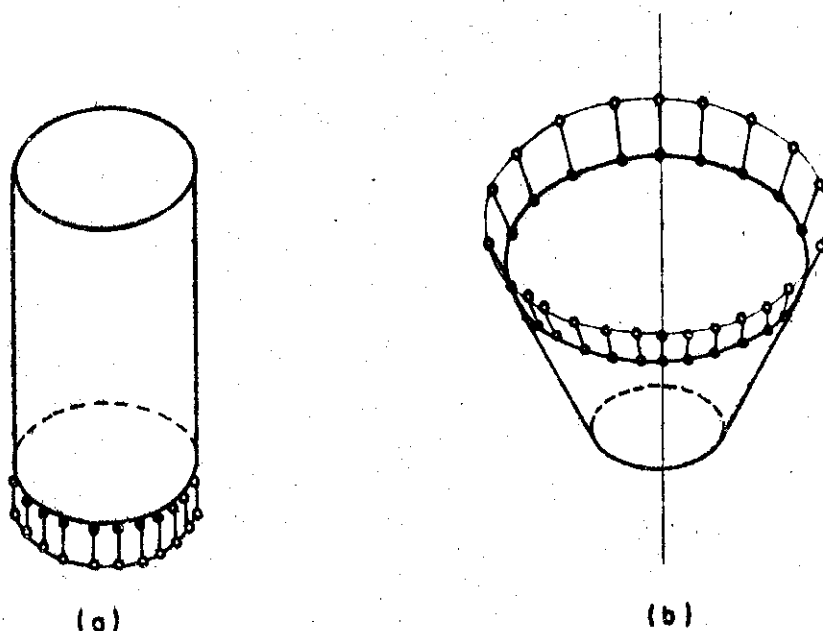


Fig. 3.8 - VINCULAÇÃO NO REGIME DE MEMBRANA

Entretanto, na maioria dos casos a vinculação da casca é diferente da "membranal", o que acarreta o aparecimento das chamadas perturbações de borda, que têm como consequência a existência de esforços não contidos nos planos tangentes ao folheto médio da casca, caracterizando-se um regime de flexão, cujos efeitos, em termos práticos de ordem de grandeza, podem alastrar-se por toda a estrutura ou limitar-se a uma região próxima das bordas, dependendo das características geométricas e mecânicas da casca.

As perturbações de borda do regime de flexão são os esforços hiperestáticos, que são determinados impondo-se a compatibilidade de deslocamentos das bordas da casca, de acordo com a vinculação real.

Nos quadros 3.15 a 3.22 são formuladas as expressões para o cálculo de esforços e deslocamentos nas cascas cilíndricas e tronco-cônicas de revolução, no regime de

membrana, para diversos tipos de carregamentos externos, e no regime de flexão, para esforços aplicados nas bordas.

Nesse breve formulário, N_x e N_y são forças normais por unidade de comprimento, na direção dos paralelos (anéis) e dos meridianos (geratrizes), positivas quando de tração; N_{xy} , esforço de cisalhamento no plano tangente, é sempre nulo devido à simetria de rotação do problema; M_x e M_y são momentos fletores por unidade de comprimento, nos anéis e nas geratrizes, respectivamente, positivos quando provocam tração no lado interno; V_y é a força cortante por unidade de comprimento, nas geratrizes, positiva quando percorre a seção no sentido horário. Os esforços na casca em regime de membrana são indicados com um índice complementar "0" (zero), e em regime de flexão com o índice 1 (um).

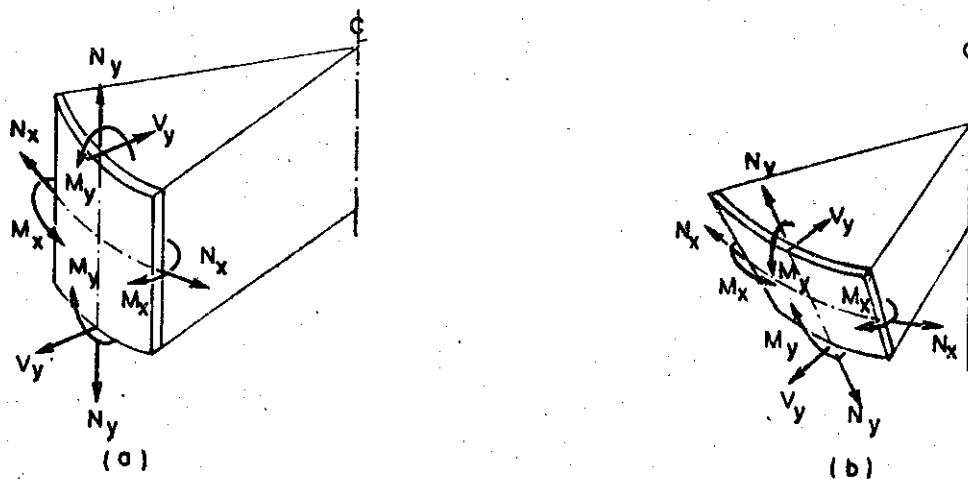


Fig. 3.9- ESFORÇOS NAS CASCAS CILÍNDRICA E TRONCO-CÔNICA COM SIMETRIA AXIAL GEOMÉTRICA E DE CARREGAMENTO.

Como exemplo ilustrativo, examine-se o caso de uma casca cilíndrica perfeitamente engastada na borda inferior, submetida a pressão interior, como mostra a figura 3.10.

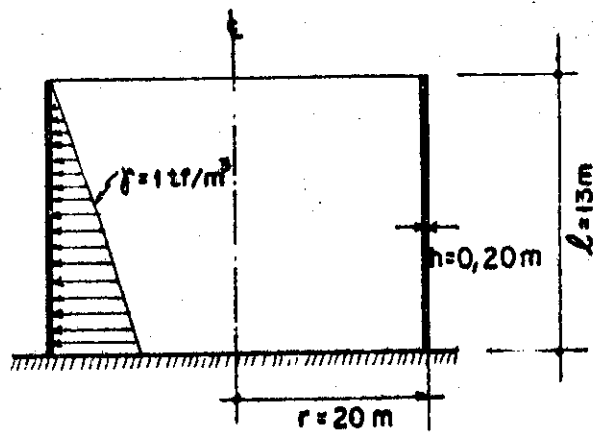


Fig. 3.10

No regime de membrana, de acordo com as expressões do quadro 3.15, os esforços e deslocamentos têm os seguintes valores, em unidades tf e m (Fig. 3.11):

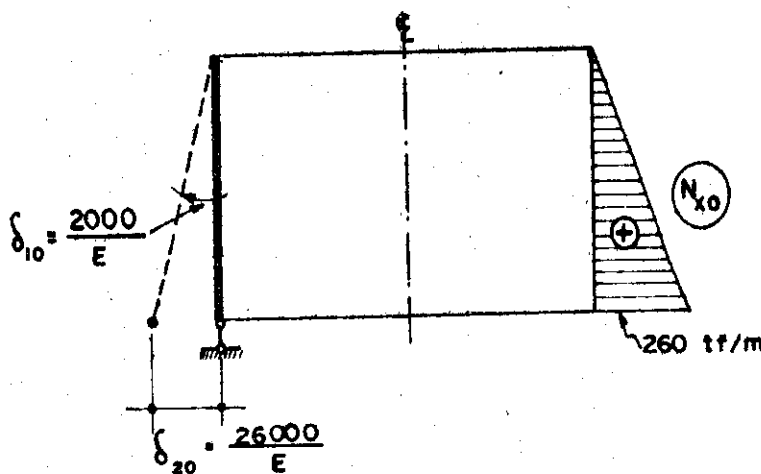


Fig. 3.11

Como a casca é perfeitamente engastada no pé, existe um regime de flexão caracterizado pelas perturbações de borda que são os esforços X_1 , momento fletor, e X_2 , esforço horizontal, ambos por unidade de comprimento, aplicados na borda inferior, com valores tais que os deslocamentos finais do pé da parede sejam nulos. Empregando-se as expressões do quadro 3.17, determinam-se os coeficientes de flexibilidade δ_{ij} , com o que se pode efetuar a citada compatibilidade de deslocamentos e calcular os valores de X_1 e X_2 .

$$D_{cc} = \frac{0,6857 \times 10^{-3}}{E} \text{ tfm}^2, \quad \text{com } \nu = 1/6$$

$$\lambda = 0,6534 \text{ m}^{-1}$$

$$\delta_{11} = \frac{2232}{E}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1708}{E}$$

$$\delta_{22} = \frac{2614}{E}$$

$$X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \delta_{10} = 0$$

$$X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + \delta_{20} = 0$$

$$2232 X_1 + 1708 X_2 + 2000 = 0$$

$$1708 X_1 + 2614 X_2 + 26000 = 0$$

$$X_1 = 13,43 \text{ tfm/m}$$

$$X_2 = 18,72 \text{ tf/m}$$

Ainda com as expressões do quadro 3.17, calculam-se os esforços ao longo da parede, devidos a X_1 e X_2 , que somados com os esforços do regime de membrana, resultam nos esforços finais cujos diagramas são esquematizados na figura 3.12.

É interessante observar que, no exemplo exposto, os esforços decorrentes do regime de flexão são amortecidos ao longo da casca, sendo praticamente desprezíveis a partir de uma altura de 6m, que corresponde a uma valor do parâmetro λy da ordem de 4,0. Uma interpretação física do

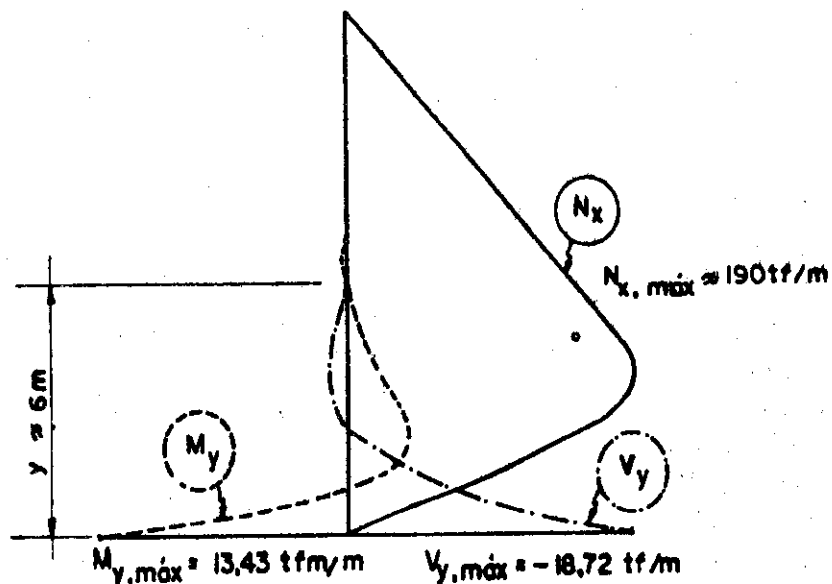


Fig. 3.12 - ESFORÇOS FINAIS

efeito de amortecimento, bastante simplista, porém útil, é a de considerar que, examinando a estrutura como se fosse composta de dois tipos de elementos, vigas na direção das geratrizes e anéis segundo as diretrizes, a viga encontra nos anéis reações elásticas, caracterizando-se um problema típico de viga sobre base elástica (Fig. 3.13), cuja formulação, pode-se verificar, é análoga à da casca cilíndrica.

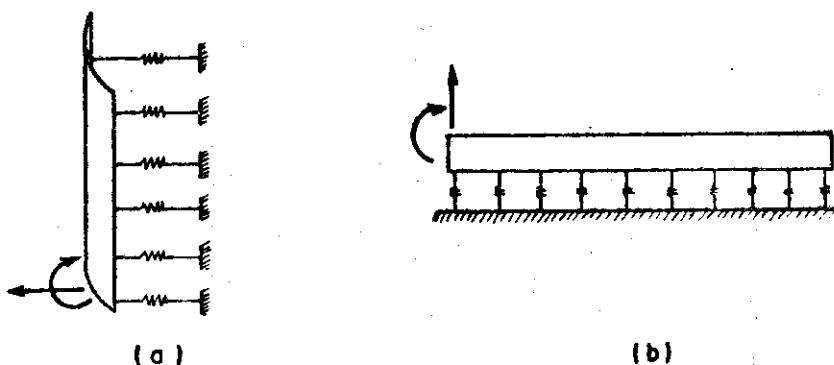


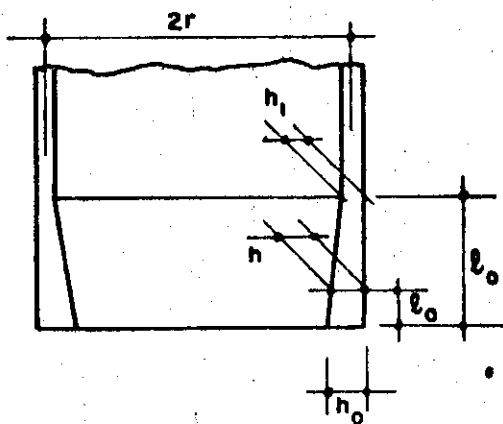
Fig. 3.13

Na casca tronco-cônica o parâmetro equivalente a λy da casca cilíndrica é y/L ; para ambos pode-se fixar 5 como um bom limite, além do qual se pode com certeza desprezar os efeitos das perturbações de borda.

Nas cascas cilíndricas com $\lambda l_{cc} < 3$ ou nas cascas tronco-cônicas com $(l_2 - l_1)/L < 3$, os esforços aplicados em uma borda têm efeitos não desprezíveis na outra, tornando-se imperativa uma criteriosa verificação, e se necessário, levando-se em conta as influências entre bordas, para o que se deve consultar a bibliografia especializada. Na determinação do parâmetro y/L da casca tronco-cônica, deve-se empregar o valor de L correspondente à borda onde se efetua o cálculo.

Finalmente, a existência de engrossamento na região das bordas pode ser considerada mediante o emprego da aproximação de Hanna(10). Para o cálculo dos efeitos das perturbações de borda, e somente para elas, utiliza-se a espessura fictícia calculada da maneira que segue.

Atentando-se à figura 3.14, quando a variação da espessura é linear, a espessura fictícia a ser considerada é aquela medida a uma distância l_a da borda, respeitada a condição de $l_o > 4 l_a$.



$$h = (h_o - h_1) \frac{l_a}{l_o} + h_1$$

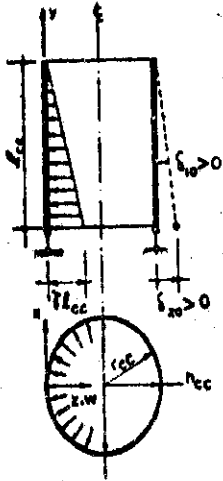
$$\text{sendo } l_a = 0,5 \sqrt{r \cdot h_m}$$

$$h_m = \frac{h_o + h_1}{2}$$

$$l_o \geq 4 l_a$$

Fig. 3.14

QUADRO 3.15 - Casca cilíndrica submetida a pressão hidrostática



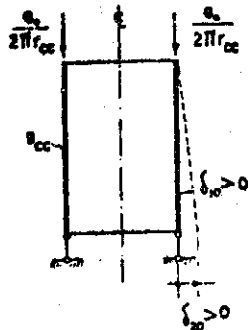
$$N_{y0} = N_{xy0} = 0$$

$$N_{x0} = \gamma r_{cc} (E_{cc}^{-1} y)$$

$$\delta_{10} = \frac{\gamma r_{cc}^2}{E h_{cc}}$$

$$\delta_{20} = \frac{\gamma r_{cc}^2 E_{cc}}{E h_{cc}}$$

QUADRO 3.16 - Casca cilíndrica submetida a peso próprio e a peso da superestrutura



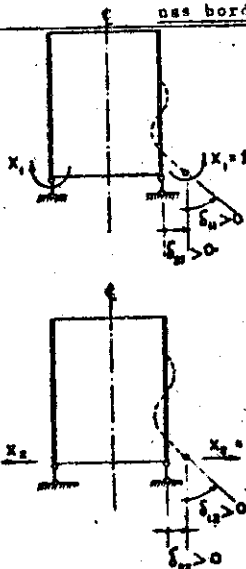
$$N_{x0} = N_{xy0} = 0$$

$$N_{y0} = - (g_{cc} y + \frac{G_0}{2 \pi r_{cc}})$$

$$\delta_{10} = \nu E_{cc} E_{cc} / E h_{cc}$$

$$\delta_{20} = \nu (g_{cc} r_{cc}^2 + \frac{G_0}{2 \pi}) / E h_{cc}$$

QUADRO 3.17 - Casca cilíndrica submetida a esforços aplicados nas bordas



$$N_{y1} = N_{xy1} = 0$$

$$N_{x1} = \frac{\delta(1-\nu^2)}{r_{cc} \lambda^3 h_{cc}^2} (\lambda X_1 \psi_2 + X_2 \psi_3)$$

$$N_{y1} = \frac{1}{\lambda} (\lambda X_1 \psi_1 + X_2 \psi_4)$$

$$M_{x1} = \nu N_{y1}$$

$$V_{y1} = -(2 \lambda X_1 \psi_4 - X_2 \psi_2)$$

$$\delta_{11} = \frac{1}{\lambda D_{cc}}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{2 \lambda^2 D_{cc}}$$

$$\delta_{22} = \frac{8}{2 \lambda^3 D_{cc}}$$

$$D_{cc} = \frac{E h_{cc}^3}{12(1-\nu^2)}$$

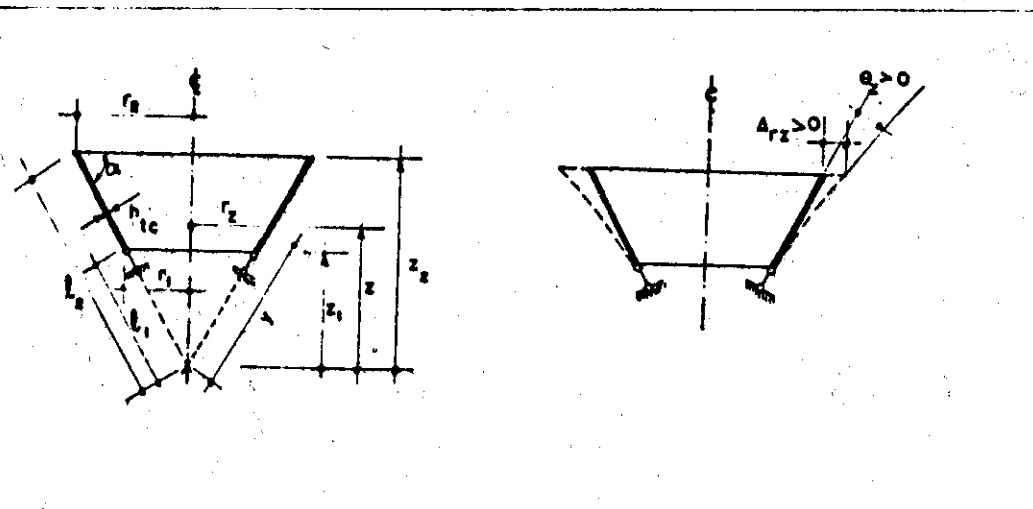
$$1/4 \quad \psi_1 = e^{-\lambda y} (\cos \lambda y + \sin \lambda y) \quad \psi_2 = e^{-\lambda y} (\cos \lambda y - \sin \lambda y)$$

$$\lambda = \frac{3(1-\nu^2)}{r_{cc}^2 h_{cc}^2}$$

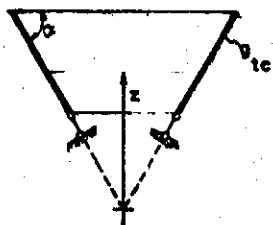
$$\psi_3 = e^{-\lambda y} \cos \lambda y$$

$$\psi_4 = e^{-\lambda y} \sin \lambda y$$

QUADRO 3.18 - Casca tronco-cônica



QUADRO 3.19 - Casca tronco-cônica submetida a peso próprio



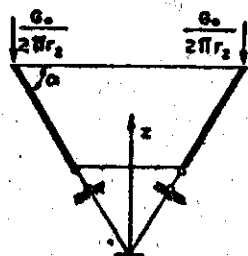
$$N_{xo} = s_{tc} z \cot^2 \alpha$$

$$N_{yo} = \frac{s_{tc} z}{2 \sin^2 \alpha} \left(\frac{z_2^2}{z^2} - 1 \right)$$

$$\Delta_{rz} = \frac{s_{tc} z^2 \cot \alpha}{2 E h_{tc} \sin^2 \alpha} \left[2 \cos^2 \alpha + \nu \left(\frac{z_2^2}{z^2} - 1 \right) \right]$$

$$\theta_z = \frac{s_{tc} z \cot \alpha}{E h_{tc} \sin^2 \alpha} \left[(2 + \nu) \cos^2 \alpha - \nu + \frac{1}{2} \frac{z_2^2}{z^2} - \frac{1}{2} \right]$$

QUADRO 3.20 - Casca tronco-cônica submetida a peso de subestrutura



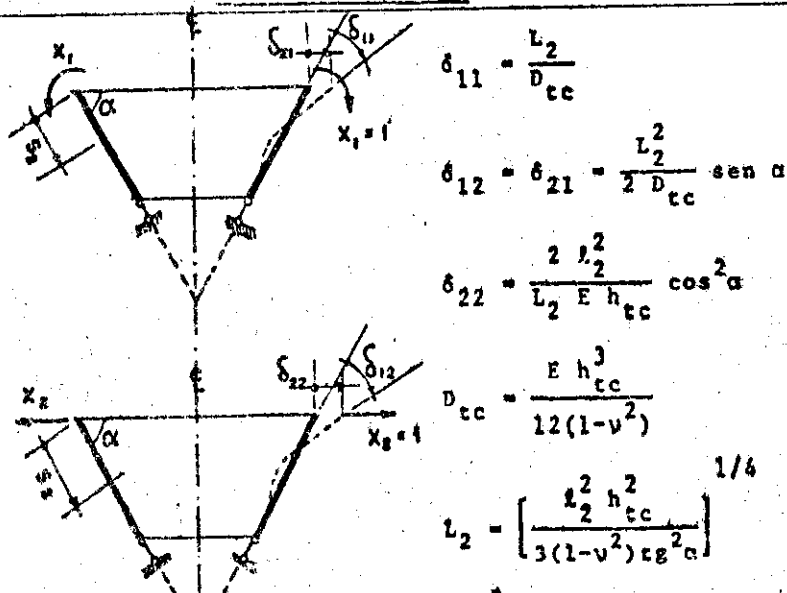
$$N_{xo} = 0$$

$$N_{yo} = \frac{-G_0}{2 \pi z \cos \alpha}$$

$$\Delta_{rz} = \frac{\nu G_0}{2 \pi z E h_{tc} \sin \alpha}$$

$$\theta_z = \frac{G_0}{2 \pi z E h_{tc} \sin \alpha}$$

QUADRO 3.21 - Casca tronco-cônica submetida a esforços aplicados na borda superior



Esforços devidos a X_1 (com $\eta_2 = \frac{s_2}{L_2}$)

$$N_{x1} = \frac{-2 X_1 (L_2 - s_2)}{L_2^2} \operatorname{cotg} \alpha e^{-\eta_2} (\operatorname{sen} \eta_2 - \cos \eta_2)$$

$$N_{y1} = \frac{-2 X_1}{L_2} \operatorname{cotg} \alpha e^{-\eta_2} \operatorname{sen} \eta_2$$

$$M_{y1} = X_1 e^{-\eta_2} (\cos \eta_2 + \operatorname{sen} \eta_2)$$

$$M_{x1} = \nu M_{y1}$$

$$V_{y1} = \frac{-2 X_1}{L_2} e^{-\eta_2} \operatorname{sen} \eta_2$$

Esforços devidos a X_2 (com $\eta_2 = \frac{s_2}{L_2}$)

$$N_{x1} = \frac{2 X_2 (L_2 - s_2) \cos \alpha}{L_2} e^{-\eta_2} \cos \eta_2$$

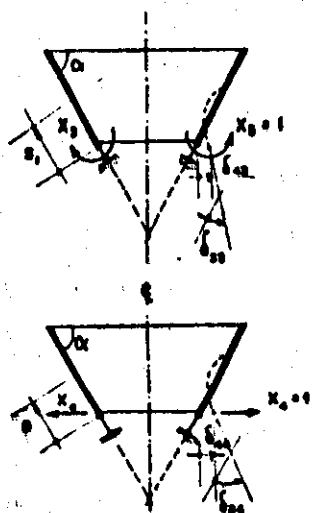
$$N_{y1} = -X_2 \cos \alpha e^{-\eta_2} (\operatorname{sen} \eta_2 - \cos \eta_2)$$

$$M_{y1} = X_2 \operatorname{sen} \alpha L_2 e^{-\eta_2} \operatorname{sen} \eta_2$$

$$M_{x1} = \nu M_{y1}$$

$$V_{y1} = -X_2 \operatorname{sen} \alpha e^{-\eta_2} (\operatorname{sen} \eta_2 - \cos \eta_2)$$

QUADRO 3.22 - Casca tronco-cônica submetida a esforços aplicados na borda inferior



$$\delta_{33} = \frac{L_1}{D_{tc}}$$

$$\delta_{34} = \delta_{43} = \frac{L_1^2}{2 D_{tc}} \operatorname{sen} \alpha$$

$$\delta_{44} = \frac{2 L_1^2}{L_1 E h_{tc}} \cos^2 \alpha$$

$$D_{tc} = \frac{E h_{tc}^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$L_1 = \left[\frac{R_1^2 h_{tc}^2}{3(1-\nu^2) \operatorname{tg}^3 \alpha} \right]^{1/4}$$

Esforços devidos a X_3 (com $\eta_1 = \frac{\pi}{L_1}$)

$$N_{x1} = -2 \frac{X_3 L_1}{L_1} \operatorname{ctg} \alpha e^{-\eta_1 x} (\operatorname{sen} \eta_1 x - \cos \eta_1 x)$$

$$M_{y1} = \frac{2 X_3}{L_1} \operatorname{ctg} \alpha e^{-\eta_1 x} \operatorname{sen} \eta_1 x$$

$$M_{x1} = X_3 e^{-\eta_1 x} (\cos \eta_1 x + \operatorname{sen} \eta_1 x)$$

$$M_{z1} = \nu M_{y1}$$

$$V_{y1} = \frac{2 X_3}{L_1} e^{-\eta_1 x} \operatorname{sen} \eta_1 x$$

Esforços devidos a X_4 (com $\eta_1 = \frac{\pi}{L_1}$)

$$N_{x1} = \frac{2 X_4 \operatorname{csc} \alpha L_1}{L_1} e^{-\eta_1 x} \cos \eta_1 x$$

$$M_{y1} = X_4 \operatorname{csc} \alpha e^{-\eta_1 x} (\operatorname{sen} \eta_1 x - \cos \eta_1 x)$$

$$M_{x1} = X_4 \operatorname{csc} \alpha L_1 e^{-\eta_1 x} \operatorname{sen} \eta_1 x$$

$$M_{z1} = \nu M_{y1}$$

$$V_{y1} = X_4 \operatorname{csc} \alpha e^{-\eta_1 x} (\operatorname{sen} \eta_1 x - \cos \eta_1 x)$$

3.3 - ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

A análise do comportamento em serviço de uma estaca flexível isolada, confinada no solo, submetida a ações laterais aplicadas no seu topo, conforme mostra a figura 3.15, envolve a solução de dois problemas: o primeiro, é o estabelecimento de um modelo teórico que permita o cálculo de deslocamentos e esforços ao longo da estaca, levando-se em conta a reação lateral que o solo oferece, opondo-se aos deslocamentos da estaca; o segundo, é a avaliação das próprias características mecânicas do solo. A carga vertical, suportada pelas forças laterais de atrito e pela reação de ponta da estaca, tem pequena influência no comportamento flexional da estaca, em fase de serviço, razão pela qual não é considerada nesta análise.

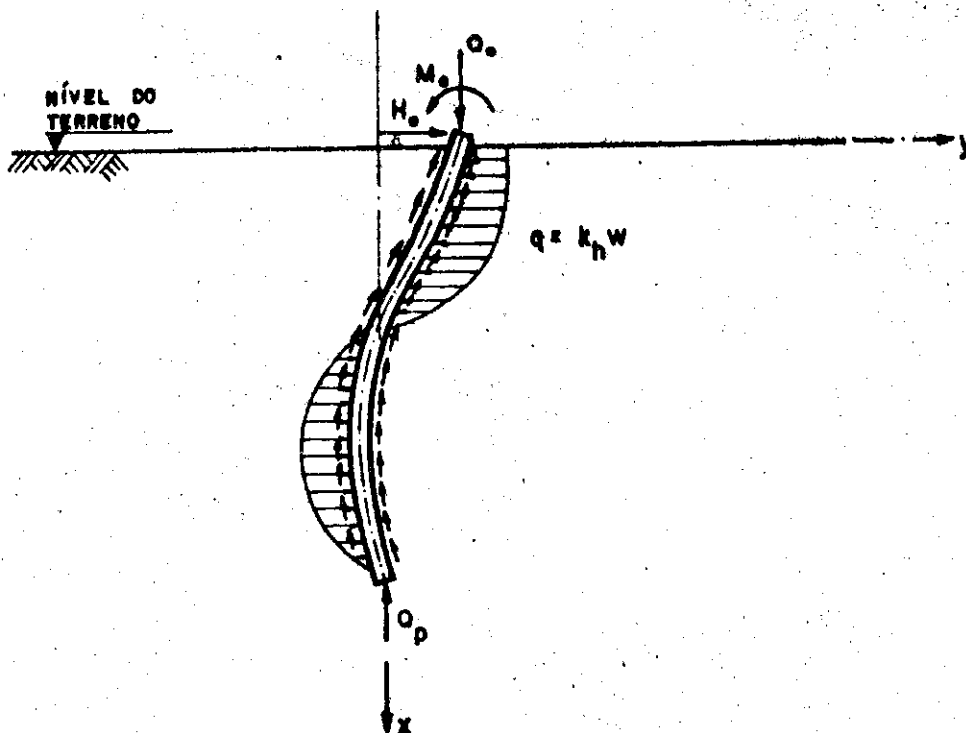


Fig. 3.15 - ESTACA NAS CONDIÇÕES DE SERVIÇO

O primeiro problema é solucionado admitindo-se que o solo oferece reações laterais, proporcionais aos deslocamentos transversais da estaca, configurando-se o já conhecido caso de viga sobre base elástica, cuja equação diferencial da linha elástica pode ser escrita na seguinte forma:

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + k_h w = p$$

onde w = deslocamento lateral da estaca;

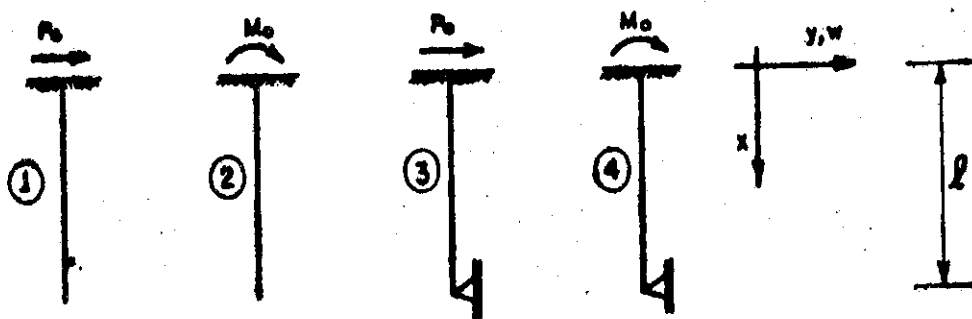
k_h = coeficiente de reação lateral do solo;

p = carregamento transversal externo;

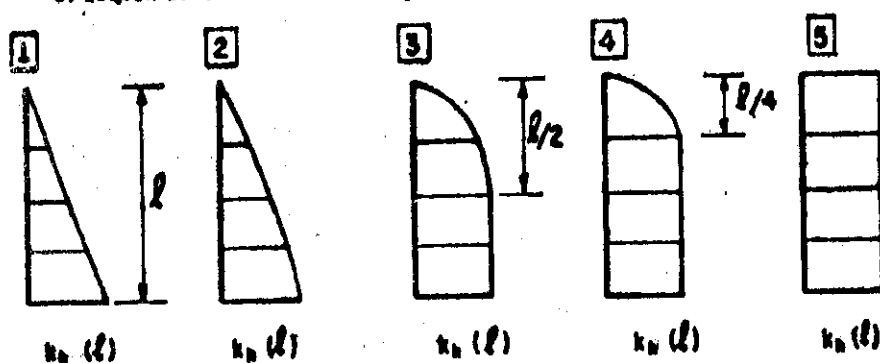
EI = módulo de rigidez da estaca.

Nos diversos trabalhos citados na bibliografia (*), os autores apresentam tabelas e ábacos que permitem o cálculo de esforços e deslocamentos; em particular, Werner(83) fornece dados para o cálculo de estacas com carregamentos e vinculações dos tipos mostrados na figura 3.16(a) e com coeficientes de reação lateral do solo variando ao longo da profundidade de acordo com os diagramas da figura 3.16(b).

Davisson e Robinson(22) apresentam um processo aproximado de cálculo, bastante útil no caso de estacas parcialmente confinadas, considerando-as engastadas numa determinada profundidade, permitindo de maneira simples a verificação da flambagem; Davisson e Salley(24) estudam o comportamento de um grupo de estacas solicitadas lateralmente, o que não será abordado nesta análise; também não será abordado o cálculo no estado limite último de estacas isoladas ou de grupo de estacas, observando-se os mecanismos de ruptura de uma fundação, o que é apresentado por Broms. Processos envolvendo análise matricial para o cálculo de estaqueamentos são apresentados por Costa(19), e pa-



a) esquemas estáticos e carregamentos



b) tipos de variação de coeficiente de reação do solo

Fig. 3.16 - CASOS APRESENTADOS POR WERNER

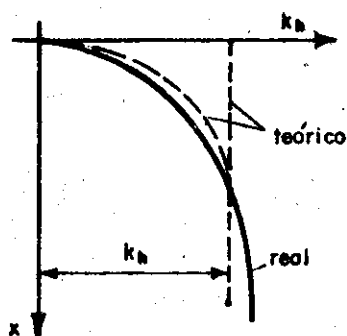
ra o cálculo de estacas carregadas lateralmente, confinadas em solo estratificado com variação qualquer do coeficiente de reação horizontal do solo, por Silva(73).

Para o cálculo de esforços e deslocamentos em tubões com bases alargadas, deve ser considerado o efeito de empuxos laterais e verticais no alargamento, como se faz no trabalho do Eng. Faria, mencionado na referência bibliográfica(16); entretanto, na falta de dados mais precisos, efetuar-se-á um cálculo aproximado para a fundação do reservatório típico.

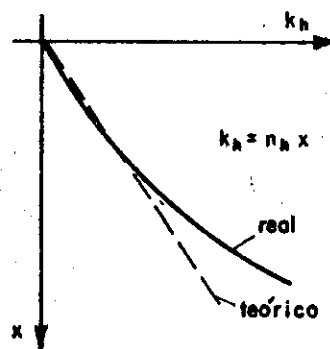
O segundo problema, que se refere à avaliação do coeficiente de reação horizontal do solo, é de natureza essencialmente empírica, sendo influenciado não somente pelo tipo de solo, de suas condições naturais e do modo de confinamento da estaca, como também pela dimensão característica da estaca, seus deslocamentos laterais, pelo tipo de carregamento e pela existência de outras estacas adjacentes.

O método mais confiável para a obtenção de valores das características mecânicas do solo é o da investigação do campo, efetuando-se ensaios com estacas piloto ou provas de carga no solo em poços de inspeção. Conforme referência de Silva, Bowles apresenta uma expressão para avaliação do coeficiente de reação do solo, baseada no módulo de deformabilidade do solo E_s e no coeficiente de Poisson, determinados por ensaios triaxiais em laboratório de amostras indeformadas.

Contudo, tais observações experimentais nem sempre são viáveis, e pelo menos para anteprojeto são necessárias estimativas para o coeficiente de reação do solo. Segundo Davisson(22), a variação do coeficiente k_h ao longo da profundidade, para solos coesivos pré-adensados, é do tipo da figura 3.17(a), podendo-se então adotar diagramas dos tipos 2 a 5, da figura 3.16(b), dependendo do parâmetro R ou T, que mede a rigidez relativa entre o solo e a estaca; para solos granulares ou coesivos normalmente adensados, a variação é o tipo esquematizado na figura 3.17(b), podendo-se adotar o diagrama linear da figura 3.16(b).



a) solos coesivos pré-adensados



b) solos granulares ou coesivos normalmente adensados

Fig 3.17--VARIAÇÃO DE k_h AO LONGO DA PROFUNDIDADE

Pode-se classificar as estacas em rígidas, intermediárias ou flexíveis, conforme seja ℓ/R ou ℓ/T menor que 2, entre 2 e 4, ou maior que 4, respectivamente, sendo:

$$R = \sqrt[4]{EI/k_h}$$

$$T = \sqrt[5]{EI/n_h}$$

Assim, sugerimos a aplicação dos diagramas 2, 3 ou 4 da figura 3.16(b), conforme se tenha estaca rígida, intermediária ou flexível.

Quanto aos valores de k_h , Terzaghi(76) recomenda como estimativas os valores das tabelas 3.1 e 3.2, para solos coesivos pré-adensados e para solos não coesivos ou solos coesivos normalmente adensados, respectivamente.

Resistência à compressão simples R_c (kgf/cm ²)	Ordem de grandeza de k_h (kgf/cm ²)	Valor provável de k_h (kgf/cm ²)
0,2 - 0,4	7 - 40	8
1 - 2	30 - 65	50
2 - 4	65 - 130	100
> 4	>130	195

TIPO DE SOLO	n_h (kgf/cm ³)	
	seca	submersa
AREIA		
a) fofa	0,26	0,15
b) medianamente compacta	0,80	0,50
c) compacta	2,00	1,25
d) muito fofa, cargas repetidas		0,04
SILTE MUITO MOFO, ORGÂNICO	0,01 a 0,03	
ARGILA MUITO MOLE		
a) cargas estáticas	0,05	
b) cargas dinâmicas	0,03	

Outras estimativas para n_h podem ser obtidas em ábaco da referência(82) da bibliografia.

A seguir, apresentam-se as tabelas e ábacos de Werner para o cálculo de esforços e deslocamentos em estacas com esquemas estáticos e com variações do coeficiente de reação lateral do solo dos tipos mostrados na figura 3.16; os valores de $k_h(x)/k_h(\ell)$ são dados na tabela 3.3.

Sendo $M(x)$, $Q(x)$, $\phi(x)$ e $w(x)$ o momento fletor, a força cortante, o deslocamento angular e o deslocamento lateral da estaca, respectivamente, e definindo-se os demais parâmetros da maneira que segue, calculam-se os efeitos devidos à força horizontal P^* e ao momento M^* aplicados no topo da estaca.

$$\left. \begin{aligned} M(x) &= \lambda^2 \chi_M \\ Q(x) &= \lambda^3 \chi_Q \\ EI \phi(x) &= \lambda \chi_\phi \\ EI w(x) &= \chi_w \end{aligned} \right\} \cdot (P^*/\lambda^3 \text{ ou } M^*/\lambda^2)$$

$$\text{onde } \lambda = \sqrt[4]{k_h(\ell) 4EI}$$

e χ_M , χ_Q , χ_ϕ e χ_w são coeficientes cujos valores são fornecidos nas tabelas 3.3 a 3.5 e ábacos das figuras 3.18 a 3.21 elaborados por Werner.

A força de reação do solo em cada ponto da estaca também pode ser determinada pelos ábacos:

$$P(x) = k_h(x) \cdot w(x)$$

$$P(x) = \lambda^4 \cdot \chi_p \cdot (P^*/\lambda^3 \text{ ou } M^*/\lambda^2)$$

$$\text{sendo } \chi_p = \chi_w \cdot 4 \cdot k_h(x)/k_h(\ell)$$

A condição de estabilidade lateral da estaca é assegurada se a força lateral do solo permanece menor que o empuxo de terra passivo admissível. Na região superior da estaca, observa-se que a força de reação do solo diminui mais rapidamente que o empuxo passivo. A verificação de estabilidade pode ser feita mostrando-se que o valor da reação do solo no topo, assim como a inclinação da curva que define a força de reação, não ultrapassam valores admissíveis. Chamando de $e_{at}(x)$ a reação do solo, de $e'_{at}(x)$ a sua derivada, de $e_p(x)$ o empuxo passivo admissível e de $e'_p(x)$ a sua derivada, tem-se:

$$e_{at}(x=0) < e_p(x=0)$$

$$e'_{at}(x=0) < e'_p(x=0)$$

Segundo Brinch Hansen, os valores admissíveis do empuxo no topo da estaca podem ser calculados pelas expressões seguintes:

$$ve_p(0) = \lambda_q \cdot p + \lambda_c \cdot c_n$$

$$ve'_p(0) = \lambda_q \left[\gamma + \frac{p}{b} \frac{(1 - \text{sen } \rho_n) \cdot \text{sen } \rho_n}{\text{sen}(45^\circ + \rho_n/2)} \right] + \lambda_c \left[c_n \cdot \frac{2}{b} \text{sen}(45^\circ + \rho_n/2) \right]$$

onde v = coeficiente de segurança (adotado = 1,5);

b = largura da estaca;

γ = peso específico do solo;

p = sobrecarga;

ρ_n = ângulo de atrito interno do solo minorado, ** do:

$$\operatorname{tg} \rho_n = \frac{1}{1,2} \operatorname{tg} \rho$$

c_n = coesão do solo minorada, sendo

$$c_n = \frac{c}{1,5}$$

λ_q e λ_c = coeficiente de empuxo de terra, cujos valores são tomados na tabela 3.6.

A pressão do solo, considerado elástico é:

$$e_{at}(0) = \frac{k_h(0)}{b} \cdot w(0)$$

$$e'_{at}(0) = \frac{k'_h(0)}{b} \cdot w(0) + \frac{k'_h(0)}{b} \cdot (0)$$

onde $w(0)$ e (0) podem ser obtidos nas tabelas 3.4 e 3.5, e os valores $k_h(0)$ e $k'_h(0)$ são os correspondentes à variação adotada da figura 3.16(b).

Resumindo, o cálculo de estacas confinadas lateralmente carregadas é efetuado seguindo-se o roteiro discriminado:

- a) identifica-se o esquema estático da estaca e o tipo de variação do coeficiente de reação lateral mais adequado;
- b) determina-se ou estima-se o valor do coeficiente k_h ;
- c) calculam-se os parâmetros λ e $\lambda\lambda$;
- d) sendo P^* e M^* valores hiperestáticos não determinados, seus valores podem ser encontra-

dos utilizando, por exemplo, o Processo dos Esforços, sendo que os coeficientes de flexibilidade do conjunto estaca-solo podem ser determinados calculando-se $w(0)$ e $\phi(0)$ para $P^* = M^* = 1$, pelas tabelas 3.4 e 3.5;

- e) calculam-se os esforços utilizando-se os ábacos que fornecem os valores de χ_M e χ_Q ;
- f) verifica-se a estabilidade da fundação pelo processo aproximado descrito, utilizando a tabela 3.6 para o cálculo do empuxo admissível.

TABELA 3.3 - VALORES DE $k_h(x)/k_h(z)$					
x/z	TIPO DE VARIAÇÃO DE k_h				
	1	2	3	4	5
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
0,1	0,10	0,19	0,36	0,64	
0,2	0,20	0,36	0,64	0,96	
0,3	0,30	0,51	0,84	1,00	
0,4	0,40	0,64	0,96		
0,5	0,50	0,75	1,00		
0,6	0,60	0,84			
0,7	0,70	0,91			
0,8	0,80	0,96			
0,9	0,90	0,99			
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

TABELA 3.5 - VALORES DE X_{ϕ} PARA $x = 0$
 $EI \phi(0) = X_{\phi} P^*/\lambda^2$ e $EI \phi(0) = X_{\phi} M^*/\lambda$

Esq. nº	Var. nº	$\lambda \ell$					
		1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	6,0
1	1	6,09	2,89	1,91	1,50	1,61	1,88
	2	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
	3	2,75	1,37	0,98	0,90	0,98	1,11
	4	2,11	1,06	0,78	0,72	0,78	0,87
	5	1,55	0,78	0,57	0,50	0,50	0,50
2	1	9,46	3,38	2,08	1,68	1,74	1,88
	2	6,76	2,55	1,69	1,48	1,54	1,65
	3	5,08	2,02	1,43	1,32	1,37	1,45
	4	4,20	1,73	1,27	1,19	1,23	1,29
	5	3,37	1,44	1,08	1,00	1,00	1,00
3	1	3,14	1,66	1,31	1,40	1,61	1,88
	2	2,01	1,13	0,98	1,11	1,26	1,45
	3	1,34	0,81	0,75	0,88	0,98	1,11
	4	1,07	0,66	0,62	0,71	0,78	0,87
	5	0,84	0,51	0,47	0,50	0,50	0,50
4	1	3,57	1,75	1,50	1,62	1,74	1,88
	2	2,43	1,39	1,31	1,46	1,54	1,65
	3	1,76	1,16	1,17	1,31	1,37	1,45
	4	1,48	1,04	1,07	1,19	1,23	1,29
	5	1,23	0,92	0,95	1,00	1,00	1,00

TABELA 3.4 - VALORES DE X_{ψ} PARA $x = 0$
 $EI \psi(0) = X_{\psi} P^*/\lambda^3$ e $EI \psi(0) = X_{\psi} M^*/\lambda^2$

Esq. nº	Var. nº	$\lambda \ell$					
		1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	6,0
1	1	-4,52	-3,09	-2,47	-2,19	-2,42	-3,05
	2	-2,86	-1,97	-1,61	-1,50	-1,68	-2,09
	3	-1,85	-1,29	-1,07	-1,03	-1,16	-1,41
	4	-1,39	-0,97	-0,80	-0,77	-0,84	-0,99
	5	-1,01	-0,70	-0,57	-0,50	-0,50	-0,50
2	1	-6,09	-2,89	-1,91	-1,50	-1,61	-1,88
	2	-4,03	-1,96	-1,35	-1,16	-1,26	-1,45
	3	-2,75	-1,37	-0,98	-0,90	-0,98	-1,11
	4	-2,11	-1,06	-0,78	-0,72	-0,78	-0,87
	5	-1,55	-0,78	-0,57	-0,50	-0,50	-0,50
3	1	-3,04	-2,16	-1,86	-2,00	-2,40	-3,05
	2	-1,91	-1,39	-1,25	-1,42	-1,68	-2,09
	3	-1,26	-0,93	-0,86	-1,00	-1,16	-1,41
	4	-0,99	-0,73	-0,67	-0,75	-0,84	-0,90
	5	-0,77	-0,56	-0,50	-0,50	-0,50	-0,50
4	1	-3,14	-1,66	-1,31	-1,40	-1,61	-1,88
	2	-2,01	-1,13	-0,98	-1,11	-1,26	-1,45
	3	-1,34	-0,81	-0,75	-0,88	-0,98	-1,11
	4	-1,07	-0,66	-0,62	-0,71	-0,78	-0,87
	5	-0,84	-0,51	-0,47	-0,50	-0,50	-0,50

TABELA 3.6 - VALORES DE λ_q e λ_c		
$\rho_n(0)$	λ_q	λ_c
15,0	1,54	3,94
17,5	1,88	4,28
20,0	2,28	4,67
22,5	2,74	5,11
25,0	3,29	5,63
27,5	3,95	6,23
30,0	4,75	6,97
32,5	5,76	7,85
35,0	7,03	8,93
37,5	8,68	10,26
40,0	10,85	11,95
42,5	13,79	14,13

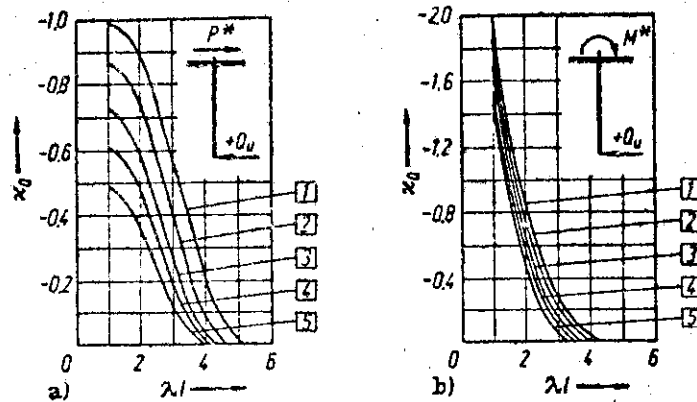


Fig. 3.18

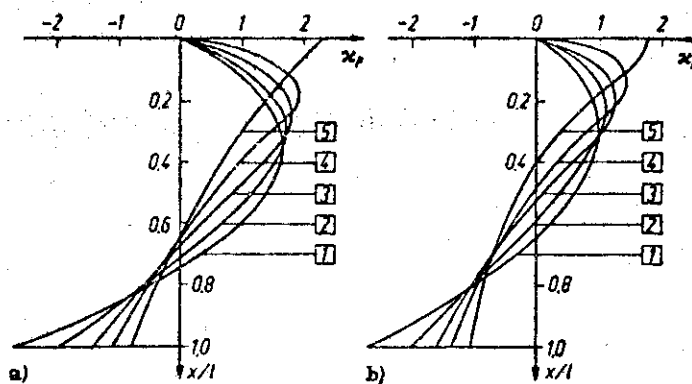


Fig. 3.19

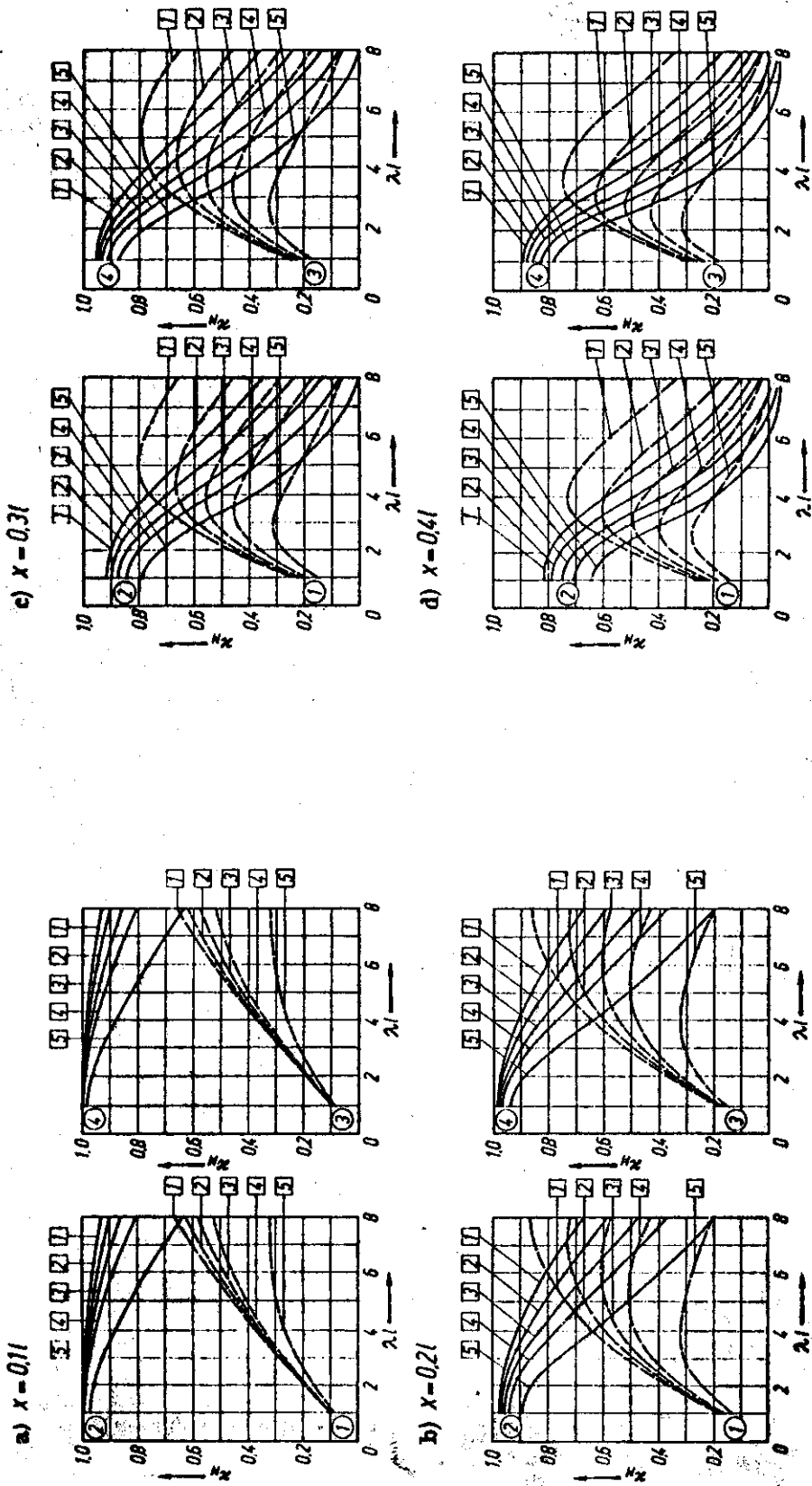


Fig. 3.20

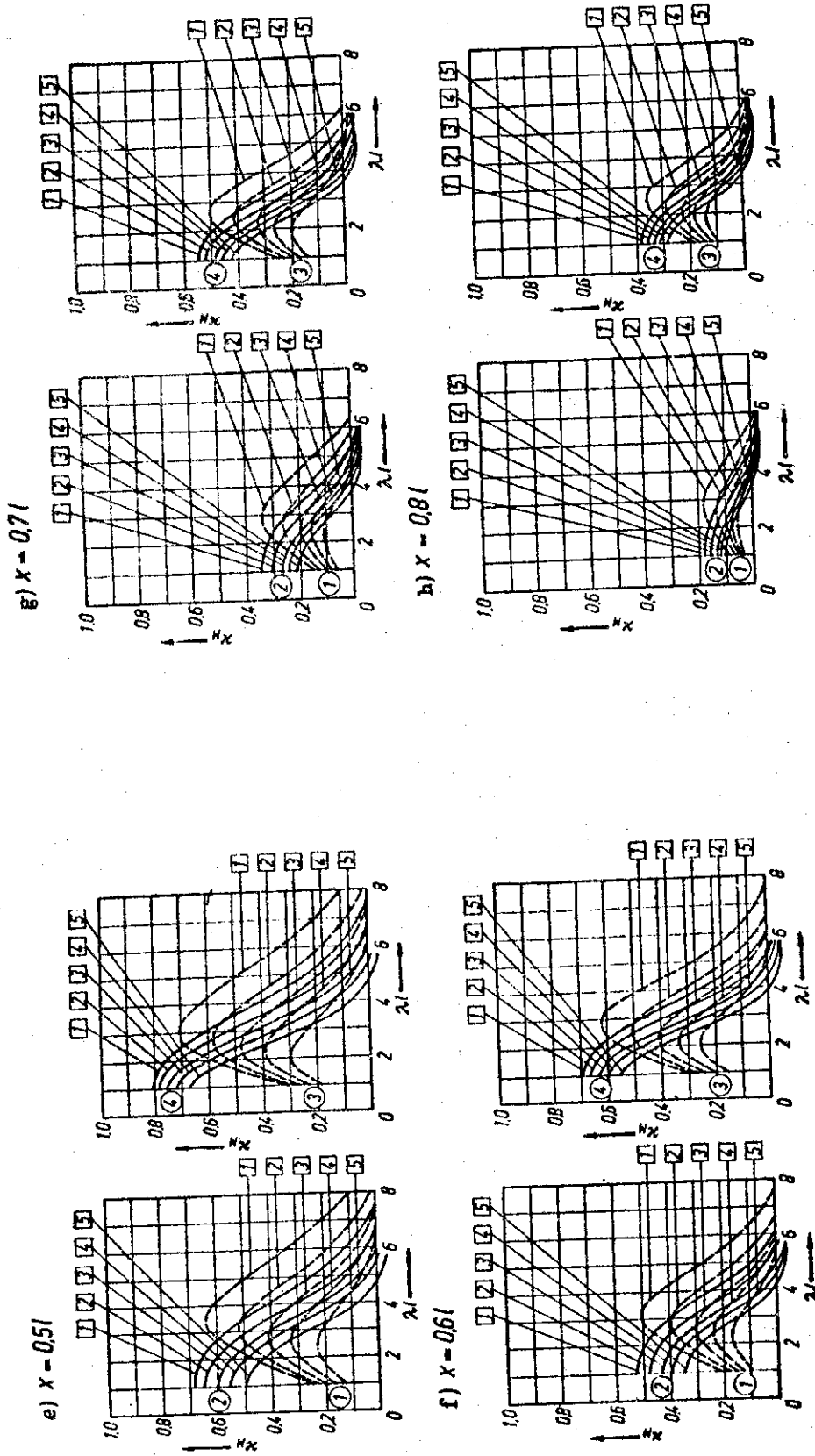


Fig. 3.21

4 | PROCESSO DE CÁLCULO APROXIMADO DA PAREDE

4.1 - NOTAS PRELIMINARES

Já se observou no Capítulo 2 que, no cálculo da parede constituída por uma sucessão de abôbadas cilíndricas verticais, apresenta-se como primeira opção o emprego da teoria de cascas cilíndricas múltiplas com vigas de borda. Ainda que seja viável, a utilização do cálculo clássico apresenta sérias dificuldades nos casos mais gerais, com carregamentos hidrostáticos parciais ou totais, e vinculações diversas no pé e no topo da parede, além da possibilidade da existência de vinculações intermediárias, com o emprego de tirantes de enrijecimento da parede.

O processo de cálculo clássico, de uso corrente no projeto de cascas cilíndricas para cobertura de grandes vãos, consiste na resolução da equação diferencial de 8ª ordem, em função do deslocamento radial w da casca:

$$r^2 \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{r^2 \partial \phi^2} \right)^4 w + \frac{12}{h^2} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} - \frac{12}{Eh^3} \left[r^2 \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{r^2 \partial \phi^2} \right)^2 p_z - \right. \\ \left. - \frac{2 \partial^3 p_\phi}{\partial x^2 \partial \phi} - \frac{1}{r^2} \frac{\partial^3 p_\phi}{\partial \phi^3} + \frac{1}{r} \frac{\partial^3 p_x}{\partial x \partial \phi^2} \right]$$

onde r é o raio da superfície média da casca;

h é a espessura da casca;

p_x , p_ϕ e p_z são as componentes do carregamento nas direções x , y e z , respectivamente, direções longitudinal, tangencial e radial.

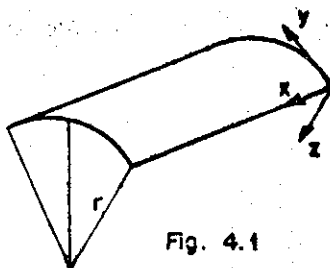


Fig. 4.1

Para cascas cilíndricas simplesmente apoiadas com tímpanos transversalmente rígidos, e com tipo de apoio que permita livre deslocamento na direção longitudinal x , submetidas à ação de cargas uniformemente distribuídas longitudinalmente, a solução da equação diferencial é obtida com o emprego de séries de Fourier, de senos ou de cossenos.

A integral particular, que leva em conta a ação do carregamento, é usualmente substituída pela solução do regime de membrana; a solução da equação homogênea é da forma expressa a seguir:

$$w = \sum_{n=1,2,\dots}^{\infty} A_n e^{M\phi} \text{sen } nkx$$

onde A_n representa oito constantes arbitrárias que depe-

dem das condições de contorno ao longo das bordas, e M representa oito raízes, que dependem unicamente das dimensões da casca. A variação longitudinal é caracterizada pelas séries de Fourier.

Se para as cascas cilíndricas submetidas a carregamento uniformemente distribuído longitudinalmente, se aceita como boa aproximação o emprego apenas do primeiro termo da série de Fourier, para as cascas com carregamento triangular são necessários pelo menos dois termos, o que aumenta consideravelmente o trabalho de cálculo. Tome-se como exemplo o esquema da Fig. 4.2, que evidencia a necessidade do emprego de dois ou mais termos de uma série de Fourier de senos, do tipo formulado a seguir.

$$f(x) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2q}{n\pi} \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{l}$$

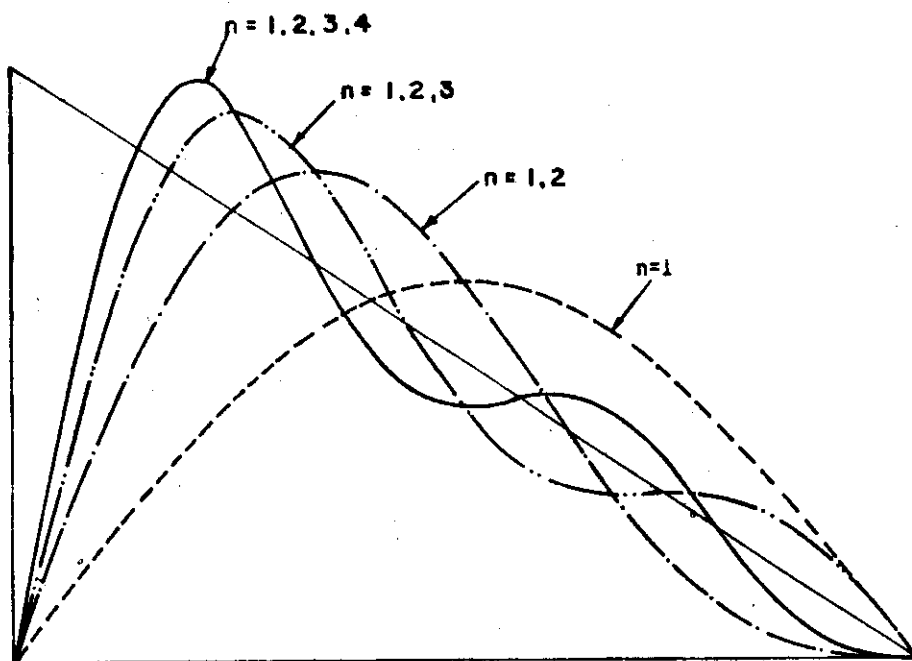


Fig 4.2 - APROXIMAÇÃO DE CARGA TRIANGULAR POR SÉRIE DE SENOS

O carregamento hidrostático pode também ser expresso por séries de senos e cossenos, superpondo-se a um carregamento uniformemente distribuído com valor médio expresso por série de senos, outro carregamento, antimétrico, expresso por série de cossenos, como se esquematiza na Fig. 4.3.

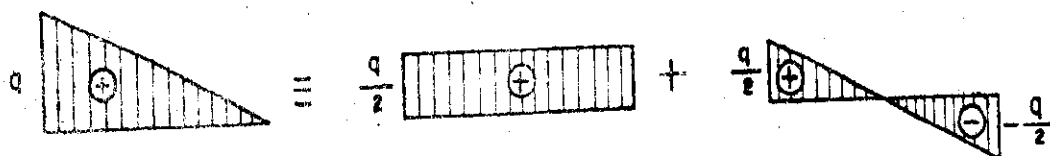


Fig. 4.3

Entretanto, é com a consideração de engastamentos e apoios elásticos na parede do reservatório típico que se evidencia a impraticabilidade do processo clássico; o descumprimento de condições intrinsecamente impostas pelas séries trigonométricas, tais como deslocamento radial w nulo e deslocamento longitudinal livre nas extremidades, por exemplo, implica a necessidade de utilização de outros meios para a resolução da equação diferencial fundamental, como o emprego das funções básicas de Inglis, utilizadas por Morice na resolução de cascas cilíndricas contínuas, cujo processo é apresentado por Ramaswamy(63). Além disso, a inexistência de condições simplificadoras de simetria geométrica e de carregamento, no caso geral, torna o problema ainda mais complexo, sugerindo a aplicação de métodos numéricos.

A necessidade de um processo de cálculo mais simples que permitisse o projeto de cascas cilíndricas, para cobertura de grandes vãos, com resultados satisfatórios, já conduziu Chinn(18), entre outros, à elaboração do chamado processo viga-arco, aplicável a cascas interiores de uma sucessão de cascas cilíndricas múltiplas, assim como a cascas isoladas com vigas de borda não muito rígidas. O processo encerra duas etapas, sendo que numa delas se considera a casca cilíndrica como uma viga, obtendo-se esforços e deslocamentos pela teoria de vigas, e na outra, consideram-

se arcos elementares de largura unitária, nos quais se calculam os esforços transversais, efetuando-se a devida compatibilização de deslocamentos nas bordas.

Já dirigido para o caso específico de cálculo de reservatórios com parede constituída por abóbadas cilíndricas, Manning(52) sugere um cálculo do tipo viga-arco, porém com notada simplificação na avaliação dos esforços transversais, com o qual se obtém apenas uma pálida configuração de tais esforços.

Apresenta-se a seguir um processo de cálculo aproximado, baseado na teoria de vigas e arcos, à maneira de Chinn, eliminando-se a restrição da inexistência de vigas de borda rígidas que condiciona seu processo, e alterando-se diversos aspectos devido às características peculiares da parede constituída por abóbadas cilíndricas dispostas sobre diretriz circular, e do carregamento hidrostático.

Analisa-se também o efeito da variação diferencial da temperatura ao longo da espessura das abóbadas, admitindo-se que, com o reservatório cheio, a água funciona como volante térmico, mantendo constante a temperatura no interior do reservatório. O efeito da retração não é considerado, admitindo-se que as diferenças entre as deformações das diversas partes da estrutura, concretadas em épocas diversas, são desprezíveis.

Em seguida apresentam-se exemplos de aplicação do processo aproximado, para o caso de reservatórios ao nível do solo.

Finalmente, apresentam-se exemplos de comparação de resultados obtidos pelo processo viga-arco e pela teoria de cascas cilíndricas, aplicados a um caso simplificado.

4.2 - FUNDAMENTOS DO PROCESSO VIGA-ARCO

O processo é dividido em duas etapas, denominadas cálculo de viga e cálculo de arco, pelas quais se busca o conhecimento dos principais esforços nas abóbadas cilíndricas e nas respectivas vigas de borda; tais esforços são N_x (esforço normal na direção longitudinal), $N_{x\phi}$ (esforço de cisalhamento na superfície da abóbada), N_ϕ (esforço normal na direção transversal, na direção tangente à diretriz da abóbada), e M_ϕ (momento fletor transversal), todos esforços por unidade de comprimento, representados na Fig. 4.4, desprezando-se a influência dos demais.

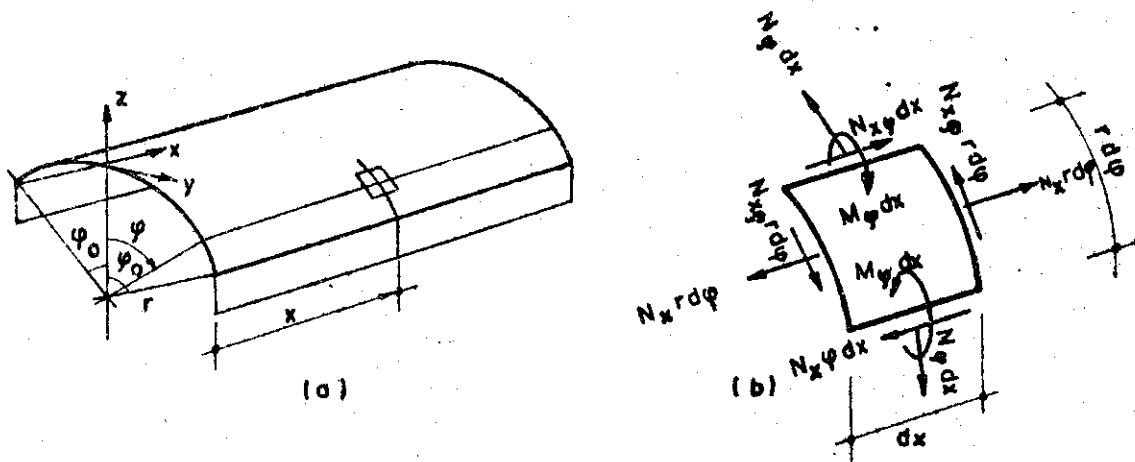


Fig. 4.4 - SISTEMA DE COORDENADAS E ESFORÇOS A CONSIDERAR

Na primeira etapa admite-se que uma abóbada e respectivas partes das vigas de borda constituem uma viga vertical independente do restante da parede, conforme a Fig. 4.5, na qual se destaca a seção transversal de uma viga.

Lançando mão dos processos usuais de cálculo de vigas, determinam-se os esforços N_x e $N_{x\phi}$, e os deslocamentos ao longo das vigas verticais, como se verá no item 4.3.

Na segunda etapa, correspondente ao cálculo de arco, consideram-se as abóbadas divididas em faixas, cons-

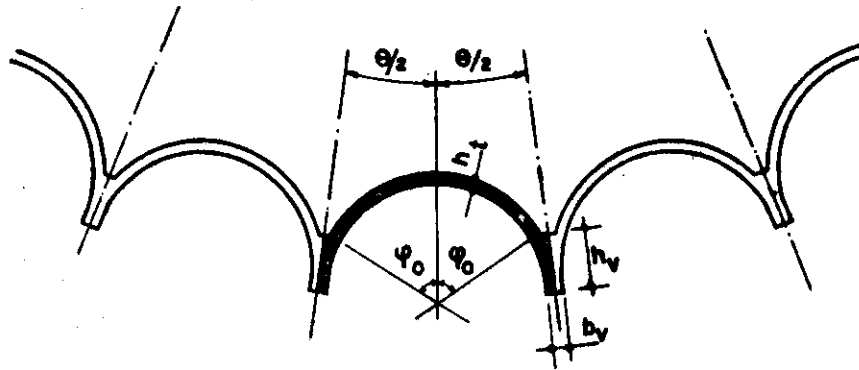


Fig. 4.5- SEÇÃO TRANSVERSAL DE UMA VIGA INDEPENDENTE

tituindo arcos elementares de largura unitária. Nos arcos elementares situados a uma ordenada x qualquer, calculam-se os esforços N_ϕ e M_ϕ devidos à pressão de água correspondente à altura fixada, à variação do esforço cortante na viga, ao gradiente de temperatura, e aos esforços hiperestáticos X_1 e X_2 relativos ao engastamento das extremidades dos arcos nas vigas de borda, ações que são indicadas na Fig. 4.6.

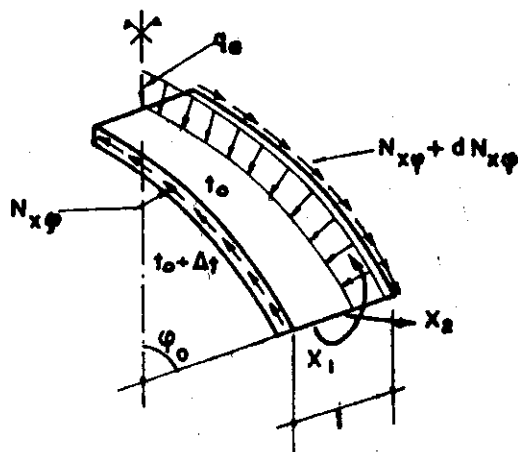


Fig. 4.6- AÇÕES NO ARCO ELEMENTAR

Além das ações indicadas na Fig. 4.6, cabe lembrar que, devido à simetria da parede do reservatório típico em relação ao eixo central, os deslocamentos das vigas de borda só podem ser radiais, o que acarreta a imposição

de deslocamentos aos arcos elementares, que podem ser considerados como perfeitamente engastados, quando a parede, sob a ação da pressão da água, tende a aumentar de diâmetro.

Os esforços nos arcos elementares biengastados são calculados com o auxílio do Processo dos Esforços, a partir de um sistema fundamental que aqui é definido de modo bastante particular: o sistema fundamental é obtido pela retirada de vínculos que transmitem, na ligação arco-viga de borda, momento fletor e reação na direção paralela à corda do arco, mantendo-se os demais, o que é representado esquematicamente na Fig. 4.7.

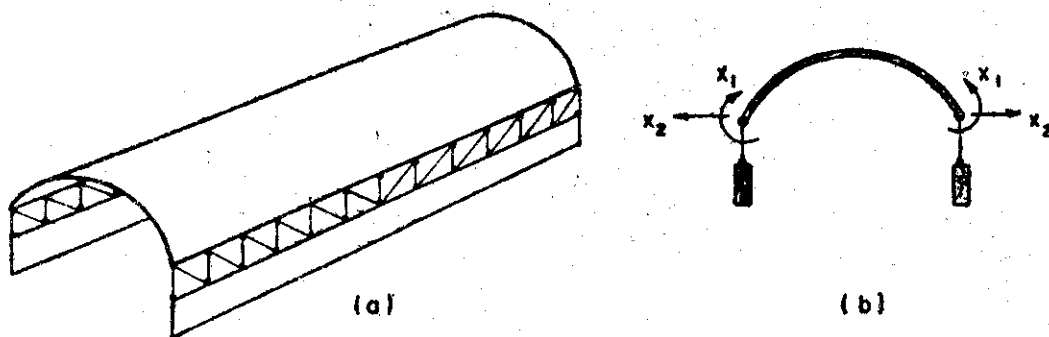


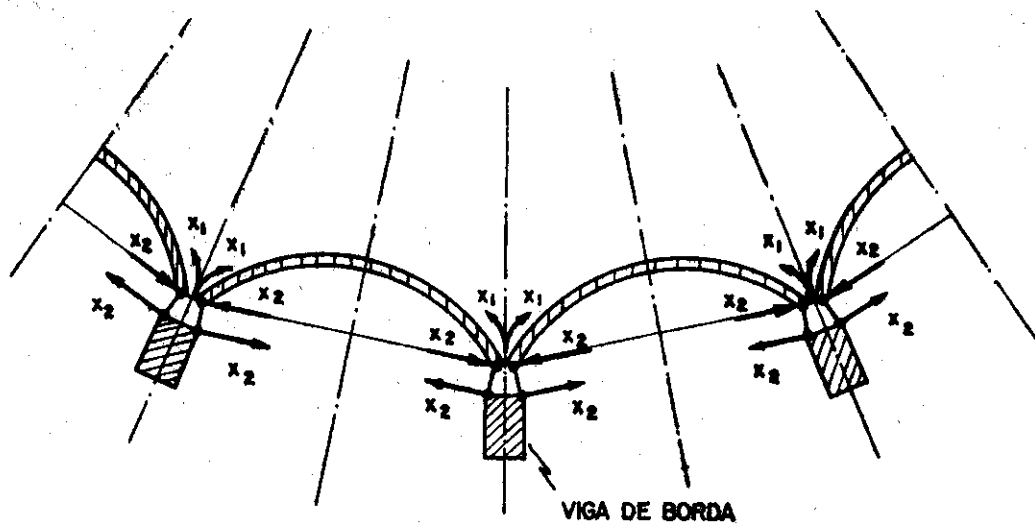
Fig.4.7 - SISTEMA FUNDAMENTAL PARA O "CÁLCULO DE ARCO".

A adoção de um sistema fundamental como o da Fig. 4.7 em nada altera o cálculo de viga já preconizado: a troca de esforços entre as abóbadas e as vigas de borda e a compatibilidade de deformações na direção longitudinal continuam sendo mantidas pela vinculação idealizada.

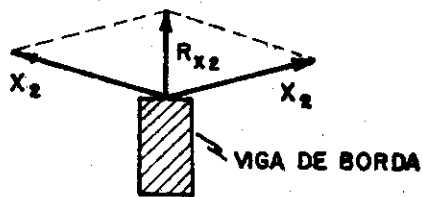
Para determinar os esforços no arco elementar, basta que se calcule o valor dos esforços X_1 e X_2 , levando em conta as ações já citadas e que o deslocamento das vigas de borda é sempre radial, efetuando-se a compatibilização de deslocamentos, o que será analisado no item 4.4, utilizando-se o artifício da compatibilização no centro elástico do arco.

Vale a pena ressaltar que a adoção da incógnita hiperestática X_2 com direção paralela à corda do arco im-

plica o aparecimento de um carregamento radial nas vigas de borda, resultante desses esforços hiperestáticos aplicados ao longo da viga de borda, quando se tem a parede disposta sobre diretriz circular, conforme mostra a Fig. 4.8. Esse carregamento é, de certa forma, o efeito da continuidade da sucessão de abóbadas cilíndricas verticais, desprezado no cálculo de viga ao se considerar as vigas como independentes entre si.



(a)



(b)

Fig. 4.8 — EFEITO DE X_2 NAS VIGAS DE BORDA

O processo viga-arco ora apresentado não tem restrição quanto à existência de vigas de borda rígidas, uma vez que as características das mesmas serão consideradas no cálculo das características da viga de seção composta, no equacionamento que segue.

4.3 - CÁLCULO DE VIGA4.3.1 - Características geométricas

Determinam-se para a seção transversal, composta pela abóbada e respectivas partes das vigas de borda (Fig. 4.9), a área da seção transversal, a posição do centro de gravidade, os valores do momento estático em fibras diversas e o momento de inércia baricêntrico.

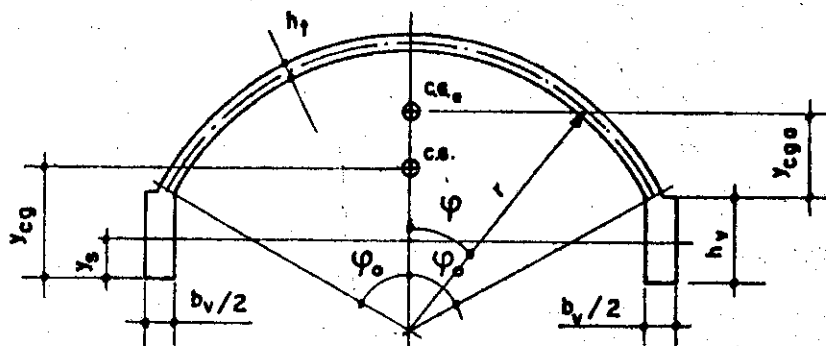


Fig 4.9 - SEÇÃO TRANSVERSAL HIPOTÉTICA

Para a abóbada isolada, as características geométricas podem ser calculadas pelas expressões 4.1 a 4.4.

$$A_a = 2 r h_t \phi_0 \quad \dots (4.1)$$

$$y_{cga} = r \left(\frac{\text{sen} \phi_0}{\phi_0} - \cos \phi_0 \right) \text{ (medido a partir da corda).} \dots (4.2)$$

$$S_a = 2 r^2 h_t \left(\text{sen} \phi - \frac{\phi}{\phi_0} \text{sen} \phi_0 \right) \quad \dots (4.3)$$

$$I_a = r^3 h_t \left[\phi_0 + \text{sen} \phi_0 \left(\cos \phi_0 - \frac{2 \text{sen} \phi_0}{\phi_0} \right) \right] \quad \dots (4.4)$$

As características geométricas da abóbada devem ser convenientemente somadas as das vigas de borda. Quando

as vigas de borda tiverem seção retangular ou a esse tipo puderem ser assemelhadas, as características da seção transversal composta podem ser calculadas pelas expressões que seguem:

$$A = A_a + b_v h_v \quad \dots (4.5)$$

$$y_{cg} = \frac{A_a (y_{cga} + h_v) + b_v h_v^2 / 2}{A} \quad \dots (4.6)$$

sendo y_{cg} medido a partir da fibra externa da viga de borda.

$$S = 2r^2 h_c (\text{sen}\phi - m\phi) \quad \dots (4.7)$$

$$\text{com } m = \cos\phi_o + \frac{y_{cg}}{r} - \frac{h_v}{r} \quad \dots (4.8)$$

As expressões 4.7 e 4.8 são empregadas para o cálculo do momento estático em fibras na região da abóbada; para fibras na região das vigas de borda, o momento estático pode ser obtido pela expressão:

$$S = \left(y_{cg} - \frac{y_s}{2} \right) b_v y_s \quad \dots (4.7a)$$

sendo y a ordenada da fibra medida a partir da fibra externa da viga de borda.

$$I = I_a + \frac{b_v h_v^3}{12} + \left(y_{cg} - \frac{h_v}{2} \right)^2 b_v h_v + \left(y_{cg} - y_{cga} - h_v \right)^2 A_a \quad \dots (4.9)$$

4.3.2 - Determinação do carregamento longitudinal

O valor do carregamento por unidade de comprimento da viga, devido à pressão da água, é determinado multiplicando-se o valor da pressão da água correspondente a certa altura, pela distância entre centros de vigas de borda.

4.3.3 - Esforços, deslocamentos e tensões

Os esforços e deslocamentos são calculados de acordo com o esquema da viga hipotética pelos processos usuais da teoria de vigas, assim como as tensões e deformações.

$$\frac{N}{h_t} \cdot x = \sigma_x = \frac{M}{I} \cdot y \quad \dots (4.10)$$

$$\frac{N}{h_t} \cdot x \phi = \tau = \frac{VS}{bI} \quad \dots (4.11)$$

onde, $b = 2h_t$, na região da abóbada

e $b = b_v$, na região da viga de borda.

4.4 - CÁLCULO DE ARCO

Tendo como base o sistema fundamental definido no item 4.2, calculam-se os esforços e os deslocamentos referidos ao centro elástico do arco, oriundos das diversas ações. Como há simetria, serão calculados deslocamentos correspondentes a apenas uma metade do arco, com o auxílio das indicações fornecidas no Capítulo 3.

4.4.1 - Esforços e deslocamentos devidos à ação da água

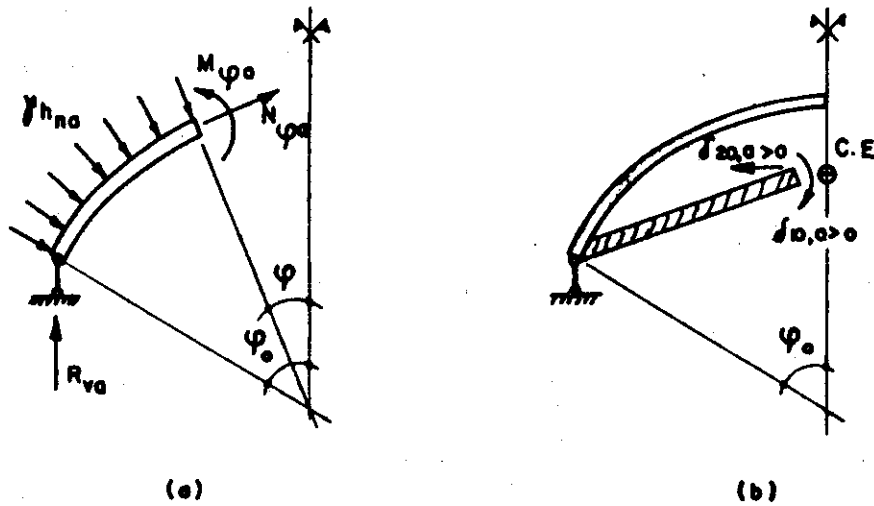


Fig 4.10

$$R_{va} = \gamma h_{na} \text{ sen } \phi_0 \quad \dots (4.12)$$

$$N_{\phi a} = \gamma h_{na} r (\cos \phi_0 \cos \phi - 1) \quad \dots (4.13)$$

$$M_{\phi a} = \gamma h_{na} r^2 (\text{sen}^2 \phi_0 + \cos \phi_0 \cos \phi - 1) \quad \dots (4.14)$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,a} = \gamma h_{na} r^3 (\phi_0 \text{sen}^2 \phi_0 + \text{sen} \phi_0 \cos \phi_0 - \phi_0) \quad \dots (4.15)$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,a} = \gamma h_{na} r^4 \frac{\cos \phi_0}{2} \left(\phi_0 + \text{sen} \phi_0 \cos \phi_0 - \frac{2 \text{sen}^2 \phi_0}{\phi_0} \right) \dots (4.16)$$

4.4.2 - Esforços e deslocamentos devidos à variação da força cortante

Num trecho qualquer da viga vertical composta pela abóbada e pelas respectivas partes das vigas de borda, tem-se o equilíbrio mantido como mostra a Fig. 4.11.

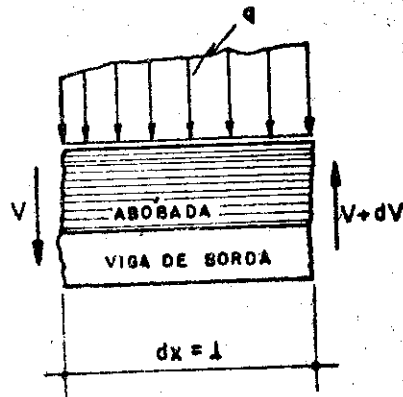


Fig 4.11

Efetuando-se o equilíbrio, determina-se a ação no arco elementar devida à variação da força cortante.

$$dV = q \, dx = q$$

$$\frac{N_{x\phi}}{h_t} = \frac{VS}{bI}, \text{ de acordo com a expressão 4.11}$$

$$d \frac{N_{x\phi}}{h_t} = \frac{dV \cdot S}{bI} = \frac{qS}{bI}$$

com $b = 2h_t$, na região da abóbada,

$$dN_{x\phi} = \frac{qS}{2I} \dots (4.17)$$

Empregando-se as expressões 4.6 e 4.8 e com o auxílio das indicações do Capítulo 3, determinam-se as expressões para o cálculo de esforços e deslocamentos devidos à variação da força cortante.

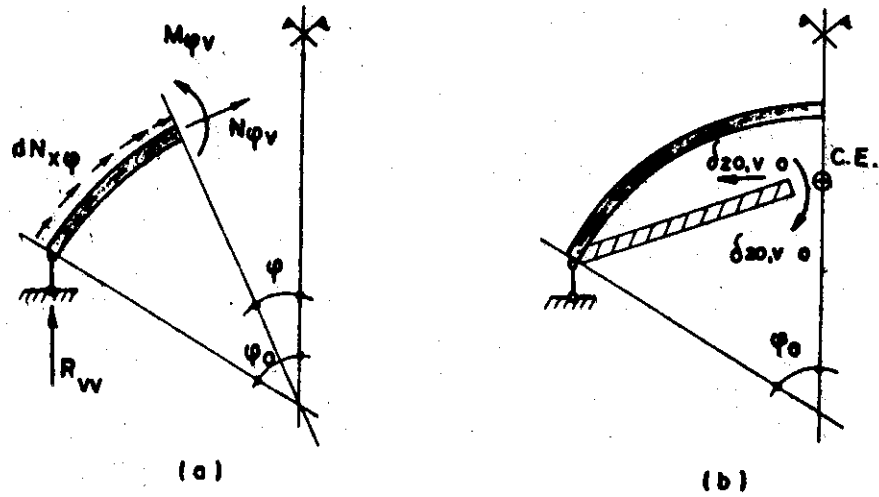


Fig. 4.12

$$R_{vv} = - \frac{qr^3 h_t}{I} \left[\frac{\phi_0}{2} - \frac{\text{sen}\phi_0 \cos\phi_0}{2} - m(\text{sen}\phi_0 - \phi_0 \cos\phi_0) \right] \dots (4.18)$$

$$N_{\phi v} = - \frac{qr^3 h_t}{I} \left\{ \frac{\text{sen}^2 \phi_0}{2} \cos\phi - \frac{\phi \text{sen}\phi}{2} - m \left[(\cos\phi_0 + \phi_0 \text{sen}\phi_0) \cos - 1 \right] \right\} \dots (4.19)$$

$$M_{\phi v} = \frac{qr^4 h_t}{I} \left\{ \left(1 - \frac{\text{sen}^2 \phi_0}{2} \right) (\cos\phi - \cos\phi_0) + \frac{\phi \text{sen}\phi - \phi_0 \text{sen}\phi_0}{2} + m \left[\cos\phi (\cos\phi_0 + \phi_0 \text{sen}\phi_0) - \left(\frac{\phi_0^2 - \phi^2}{2} \right) - \phi_0 \text{sen}\phi_0 \cos\phi_0 - \cos^2 \phi_0 \right] \right\} \dots (4.20)$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,v} = \frac{qr^5 h_t}{I} \left\{ \frac{1}{2} \left[(3 - \text{sen}^2 \phi_0) (\text{sen}\phi_0 - \phi_0 \cos\phi_0) - \phi_0^2 \text{sen}\phi_0 \right] + m \left[\text{sen}\phi_0 \cos\phi_0 (1 - \phi_0^2) - \phi_0 \cos 2\phi_0 - \frac{\phi_0^3}{3} \right] \right\} \dots (4.21)$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,v} = \frac{qr^6 h_t}{I} \left\{ \frac{3}{8} \phi_o + \frac{9}{8} \text{sen} \phi_o \cos \phi_o + \frac{\text{sen}^2 \phi_o}{2\phi_o} \left(\text{sen}^2 \phi_o - \frac{\phi_o \text{sen} \phi_o \cos \phi_o}{2} - 3 \right) + m \left[(\cos \phi_o + \phi_o \text{sen} \phi_o) \left(\frac{3}{2} \phi_o + \frac{\text{sen} \phi_o \cos \phi_o}{2} - \frac{\text{sen}^2 \phi_o}{\phi_o} \right) - \text{sen} \phi_o \left(\frac{2}{3} \phi_o^2 + 1 \right) \right] \right\} \dots (4.22)$$

4.4.3 - Deslocamentos devidos à variação diferencial da temperatura ao longo da espessura das abóbadas.

Neste caso, os deslocamentos podem ser calculados efetuando-se a superposição de efeitos dos casos de variação uniforme e variação diferencial da temperatura, esta agora com $\pm \Delta_t/2$ nas faces das abóbadas; convencionou-se que Δ_t positivo corresponde a um acréscimo de temperatura na face exterior.

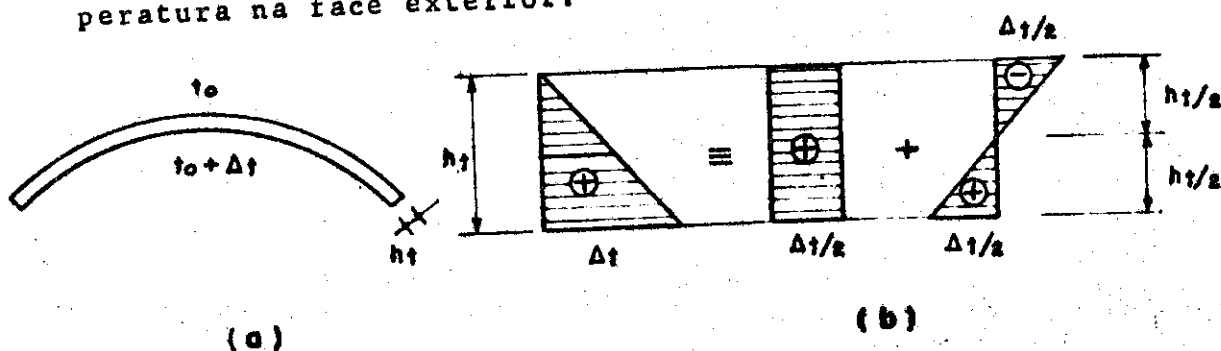


Fig. 4.13

$$\delta_{10,t} = \frac{r \alpha_t \Delta_t \phi_o}{h_t} \dots (4.23)$$

$$\delta_{20,t} = \frac{r \alpha_t \Delta_t \text{sen} \phi_o}{2} \dots (4.24)$$

sendo α_t o coeficiente de dilatação térmica do concreto ar mado.

4.4.4 - Esforços e deslocamentos devidos a X_1 e X_2

Conforme já foi exposto no Capítulo 3, os esforços devidos a X_1 e X_2 e os deslocamentos no centro elástico provocados por essas ações com valor unitário, podem ser calculados pelas expressões que seguem.

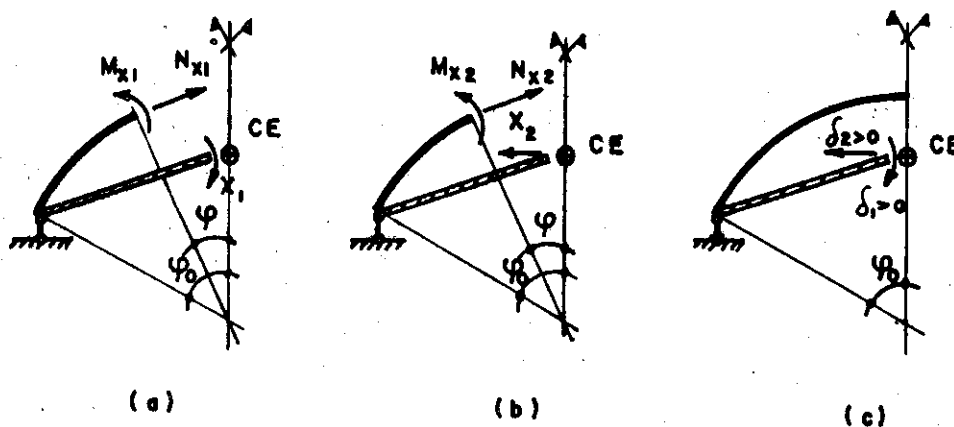


Fig 4.14

$$\left. \begin{aligned}
 M_{x1} &= X_1 & N_{x1} &= 0 \\
 M_{x2} &= X_2 r \left(\cos \phi - \frac{\text{sen} \phi_o}{\phi_o} \right) \\
 N_{x2} &= X_2 \cos \phi & \frac{Eh^3}{12} \delta_{11} &= r \phi_o \\
 \frac{Eh^3}{12} \delta_{22} &= \frac{r^3}{2} \left[\phi_o + \text{sen} \phi_o \left(\cos \phi_o - \frac{2 \text{sen} \phi_o}{\phi_o} \right) \right] \\
 \delta_{12} &= \delta_{21} = 0
 \end{aligned} \right\} \dots (4.25)$$

4.4.5 - Compatibilização de deslocamentos

A compatibilização dos deslocamentos nas extremidades dos arcos é propiciada pelos esforços hiperestáticos X_1 e X_2 , supostos aplicados no centro elástico do arco.

As condições impostas aos deslocamentos das ex-

tremidades dos arcos são:

- a) deslocamento angular nulo;
- b) deslocamento radial, isto é, as bordas das abóbadas devem acompanhar o deslocamento das vigas de borda, que é sempre radial, com relação ao eixo central do reservatório típico.

A primeira condição é imposta fazendo-se com que a soma de todos os deslocamentos angulares, devidos à pressão da água, à variação da força cortante, à variação de temperatura e à incôgnita X_1 , seja nula, com o que se determina o valor de X_1 .

$$\delta_{10,a} + \delta_{10,v} + \delta_{10,t} + X_1 \delta_{11} = 0 \quad \dots (4.26)$$

$$X_1 = - \frac{(\delta_{10,a} + \delta_{10,v} + \delta_{10,t})}{\delta_{11}} \quad \dots (4.27)$$

A expressão da segunda condição deve levar em conta, além dos deslocamentos paralelos à corda do arco, oriundos da ação da água, da variação da força cortante, da variação da temperatura e da ação do esforço hiperestático X_2 , o fato de que as flechas da viga, obtidas no cálculo de viga onde se admite implicitamente seção transversal indeformável, acarretam uma diferença de deslocamento medida na direção paralela à corda, que deve ser compatibilizada, uma vez que os deslocamentos das vigas de borda são radiais (Fig. 4.15).

Na Fig. 4.15, δ_v é a flecha da viga vertical obtida no cálculo de viga e $\delta_{20,r}$ é o deslocamento na direção da corda ao arco que deve ser imposto às extremidades do arco para que estas se situem no eixo radial; sendo n o nº de abóbadas que compõem a parede, avalia-se $\delta_{20,r}$ pela expressão seguinte:

$$\delta_{20,r} = -\delta_v \operatorname{tg} \frac{\pi}{n} \quad \dots (4.28)$$

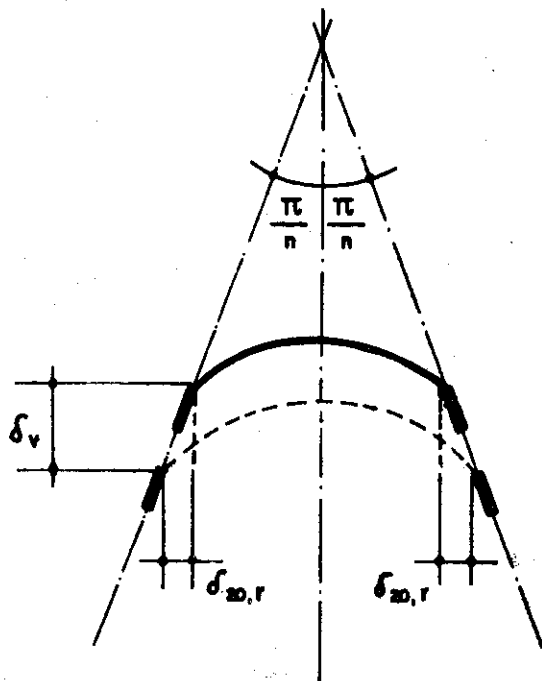


Fig 4.15

Com isso se estabelece a segunda condição, que permite a determinação de X_2 :

$$\delta_{20,a} + \delta_{20,v} + \delta_{20,t} + \delta_{20,r} + X_2 \delta_{22} = 0 \quad \dots (4.29)$$

$$X_2 = - \frac{(\delta_{20,a} + \delta_{20,v} + \delta_{20,t} + \delta_{20,r})}{\delta_{22}} \quad \dots (4.30)$$

4.4.5 - Esforços transversais finais

Determinam-se os esforços finais nos arcos elementares, efetuando-se a superposição de todos os efeitos.

$$N_\phi = N_{\phi a} + N_{\phi v} + X_2 \cos \phi \quad \dots (4.31)$$

$$M_\phi = M_{\phi a} + M_{\phi v} + X_1 + X_2 r \left(\cos \phi - \frac{\text{sen} \phi_0}{\phi_0} \right) \quad \dots (4.32)$$

4.4.6 - Tabelas de valores das funções trigonométricas

Para facilitar o cálculo de arco, apresentam-se as tabelas de valores das funções trigonométricas mais complexas.

TABELA 4.1 - FUNÇÕES TRIGONOMÉTRICAS PARA O CÁLCULO DE DESLOCAMENTOS						
$\frac{Eh^3}{12I} \delta_{10,a} = \gamma h_{na} r^3 f_1(\phi_0)$		$\frac{Eh^3}{12I} \delta_{10,v} = \frac{qr^5 h}{I} [f_3(\phi_0) + mf_4(\phi_0)]$				
$\frac{Eh^3}{12I} \delta_{20,a} = \gamma h_{na} r^4 f_2(\phi_0)$		$\frac{Eh^3}{12I} \delta_{20,v} = \frac{qr^6 h}{I} [f_5(\phi_0) + mf_6(\phi_0)]$				
ϕ_0	$10^4 \cdot f_1(\phi_0)$	$10^4 \cdot f_2(\phi_0)$	$10^4 \cdot f_3(\phi_0)$	$10^4 \cdot f_4(\phi_0)$	$10^4 \cdot f_5(\phi_0)$	$10^4 \cdot f_6(\phi_0)$
30°	403,1362	7,2825	- 45,3245	46,5123	- 0,8860	0,9085
31°	439,4348	8,4696	- 52,8605	54,3399	- 1,1033	1,1332
32°	477,2803	9,7941	- 61,3070	63,1357	- 1,3635	1,4028
33°	516,6166	11,2648	- 70,7309	72,9749	- 1,6729	1,7242
34°	557,3794	12,8902	- 81,1993	83,9344	- 2,0386	2,1050
35°	599,4958	14,6787	- 92,7800	96,0922	- 2,4683	2,5535
36°	642,8844	16,6382	-105,5405	109,5272	- 2,9706	3,0790
37°	687,4552	18,7762	-119,5481	124,3188	- 3,5544	3,6915
38°	733,1097	21,0997	-134,8689	140,5465	- 4,2298	4,4018
39°	779,7410	23,6152	-151,5679	159,2894	- 5,0072	5,2217
40°	827,2338	26,3281	-169,7085	177,6259	- 5,8982	6,1638
41°	875,4645	29,2433	-189,3516	199,6332	- 6,9147	7,2417
42°	924,3012	32,3647	-210,5556	221,3865	- 8,0696	8,4699
43°	973,8041	35,6949	-233,3755	245,9589	- 9,3765	9,8639
44°	1.023,2253	39,2356	-257,8628	272,4206	-10,8496	11,4399
45°	1.073,0092	42,9872	-284,0649	300,8384	-12,5040	13,2152
46°	1.122,7924	46,9485	-312,0242	331,2751	-14,3553	15,2079
47°	1.172,4043	51,1170	-341,7781	363,7890	-16,4196	17,4371
48°	1.221,6671	55,4885	-373,3582	399,4332	-18,7138	19,9225
49°	1.270,3957	60,0570	-406,7898	435,2548	-21,2552	22,6847
50°	1.318,3987	64,8147	-442,0915	474,2046	-24,0614	25,7451
51°	1.365,4780	69,7519	-479,2746	515,5862	-27,1507	29,1255
52°	1.411,4293	74,8567	-518,3426	559,1553	-30,5413	32,8486
53°	1.456,0425	80,1150	-559,2908	605,0192	-34,2519	36,9372
54°	1.499,1019	85,5107	-602,1055	653,1860	-38,3011	41,4140
55°	1.540,3865	91,0248	-646,7641	703,6539	-42,7075	46,3060

TABELA 4.2 - FUNÇÕES TRIGONOMÉTRICAS PARA O CÁLCULO DE N_{ϕ_a}								
$N_{\phi_a} = \gamma h_{na} r_{g1}(\phi)$								
$\phi_o \backslash \phi$	0°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	ϕ_o
30°	-0,1340	-0,1471	-0,1862	-0,2500				-0,2500
31°	-0,1428	-0,1559	-0,1945	-0,2577				-0,2653
32°	-0,1520	-0,1648	-0,2031	-0,2656				-0,2808
33°	-0,1613	-0,1741	-0,2119	-0,2737				-0,2966
34°	-0,1710	-0,1836	-0,2210	-0,2820				-0,3127
35°	-0,1808	-0,1933	-0,2302	-0,2906				-0,3290
36°	-0,1910	-0,2033	-0,2398	-0,2994				-0,3455
37°	-0,2014	-0,2135	-0,2495	-0,3084				-0,3622
38°	-0,2120	-0,2240	-0,2595	-0,3176				-0,3791
39°	-0,2229	-0,2347	-0,2697	-0,3270				-0,3960
40°	-0,2340	-0,2456	-0,2802	-0,3366	-0,4132			-0,4132
41°	-0,2453	-0,2568	-0,2908	-0,3464	-0,4219			-0,4304
42°	-0,2569	-0,2681	-0,3017	-0,3564	-0,4308			-0,4477
43°	-0,2686	-0,2798	-0,3128	-0,3666	-0,4398			-0,4651
44°	-0,2807	-0,2916	-0,3240	-0,3770	-0,4490			-0,4826
45°	-0,2929	-0,3036	-0,3355	-0,3876	-0,4583			-0,5000
46°	-0,3053	-0,3159	-0,3472	-0,3984	-0,4679			-0,5175
47°	-0,3180	-0,3284	-0,3591	-0,4094	-0,4776			-0,5349
48°	-0,3309	-0,3410	-0,3712	-0,4205	-0,4874			-0,5523
49°	-0,3439	-0,3539	-0,3835	-0,4318	-0,4974			-0,5696
50°	-0,3572	-0,3670	-0,3960	-0,4433	-0,5076	-0,5455	-0,5868	-0,5868
51°	-0,3707	-0,3802	-0,4086	-0,4550	-0,5179	-0,5550	-0,5955	-0,6040
52°	-0,3843	-0,3937	-0,4216	-0,4668	-0,5284	-0,5647	-0,6043	-0,6210
53°	-0,3982	-0,4073	-0,4345	-0,4788	-0,5390	-0,5745	-0,6132	-0,6378
54°	-0,4122	-0,4211	-0,4477	-0,4910	-0,5497	-0,5844	-0,6222	-0,6546
55°	-0,4264	-0,4351	-0,4610	-0,5033	-0,5606	-0,5944	-0,6313	-0,6710

TABELA 4.3 - FUNÇÕES TRIGONOMÉTRICAS PARA O CÁLCULO DE M_{ϕ_a}

$$M_{\phi_a} = \gamma h_{na} r^2 f_2(\phi)$$

$\phi_o \backslash \phi$	0°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	ϕ_o
30°	0,1160	0,1029	0,0638	0				0
31°	0,1224	0,1094	0,0707	0,0076				0
32°	0,1289	0,1160	0,0777	0,0152				0
33°	0,1353	0,1226	0,0847	0,0229				0
34°	0,1417	0,1291	0,0917	0,0307				0
35°	0,1481	0,1357	0,0987	0,0384				0
36°	0,1545	0,1422	0,1057	0,0461				0
37°	0,1608	0,1487	0,1127	0,0538				0
38°	0,1671	0,1551	0,1195	0,0615				0
39°	0,1732	0,1614	0,1263	0,0691				0
40°	0,1792	0,1676	0,1330	0,0766	0			0
41°	0,1851	0,1737	0,1396	0,0840	0,0086			0
42°	0,1909	0,1796	0,1461	0,0913	0,0170			0
43°	0,1965	0,1854	0,1524	0,0985	0,0254			0
44°	0,2019	0,1910	0,1585	0,1055	0,0336			0
45°	0,2071	0,1964	0,1645	0,1124	0,0417	0		0
46°	0,2121	0,2016	0,1702	0,1190	0,0496	0,0086		0
47°	0,2169	0,2065	0,1757	0,1255	0,0573	0,0171		0
48°	0,2214	0,2112	0,1810	0,1317	0,0648	0,0254		0
49°	0,2256	0,2157	0,1861	0,1378	0,0722	0,0335		0
50°	0,2296	0,2198	0,1908	0,1435	0,0792	0,0413	0	0
51°	0,2333	0,2237	0,1953	0,1490	0,0860	0,0490	0,0085	0
52°	0,2366	0,2273	0,1995	0,1541	0,0926	0,0563	0,0167	0
53°	0,2396	0,2305	0,2033	0,1590	0,0988	0,0634	0,0247	0
54°	0,2423	0,2334	0,2068	0,1635	0,1048	0,0701	0,0323	0
55°	0,2446	0,2359	0,2100	0,1677	0,1104	0,0766	0,0397	0

-TABELA 4.4 - FUNÇÕES TRIGONOMÉTRICAS PARA O CÁLCULO DE $N_{\phi v}$

$$N_{\phi v} = \frac{qr^3 h_t}{I} \left[r_3(\phi) + m r_4(\phi) \right]$$

$r_3(\phi)$ = número superior

$r_4(\phi)$ = número inferior

$\phi_0 \phi$	0°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	ϕ_0
30°	-0,1250 0,1278	-0,1079 0,1107	-0,0578 0,0598	0,0226 -0,0233				0,0226 -0,0233
31°	-0,1326 0,1358	-0,1155 0,1186	-0,0649 0,0673	0,0160 -0,0163				0,0256 -0,0264
32°	-0,1404 0,1440	-0,1231 0,1266	-0,0722 0,0750	0,0093 -0,0093				0,0289 -0,0298
33°	-0,1483 0,1524	-0,1309 0,1349	-0,0797 0,0829	0,0025 -0,0020				0,0325 -0,0335
34°	-0,1563 0,1609	-0,1388 0,1432	-0,0872 0,0909	-0,0045 0,0053				0,0363 -0,0376
35°	-0,1645 0,1695	-0,1468 0,1518	-0,0949 0,0990	-0,0116 0,0128				0,0404 -0,0420
36°	-0,1727 0,1783	-0,1550 0,1604	-0,1026 0,1073	-0,0187 0,0205				0,0449 -0,0467
37°	-0,1811 0,1873	-0,1632 0,1692	-0,1105 0,1157	-0,0259 0,0282				0,0497 -0,0518
38°	-0,1895 0,1963	-0,1715 0,1782	-0,1184 0,1242	-0,0332 0,0361				0,0548 -0,0573
39°	-0,1980 0,2055	-0,1799 0,1872	-0,1264 0,1328	-0,0406 0,0440				0,0603 -0,0631
40°	-0,2066 0,2140	-0,1883 0,1963	-0,1344 0,1415	-0,0480 0,0520	0,0661 -0,0694			0,0661 -0,0694
41°	-0,2152 0,2242	-0,1968 0,2056	-0,1425 0,1503	-0,0555 0,0602	0,0595 -0,0622			0,0723 -0,0761
42°	-0,2239 0,2336	-0,2053 0,2149	-0,1507 0,1592	-0,0630 0,0684	0,0529 -0,0550			0,0789 -0,0832
43°	-0,2326 0,2432	-0,2139 0,2243	-0,1588 0,1682	-0,0705 0,0766	0,0462 -0,0477			0,0858 -0,0908
44°	-0,2413 0,2528	-0,2225 0,2338	-0,1670 0,1772	-0,0781 0,0850	0,0395 -0,0403			0,0932 -0,0988
45°	-0,2500 0,2625	-0,2310 0,2433	-0,1752 0,1863	-0,0856 0,0933	0,0329 -0,0329	0,1009 -0,1073		0,1009 -0,1073
46°	-0,2587 0,2722	-0,2396 0,2529	-0,1834 0,1955	-0,0932 0,1017	0,0262 -0,0255	0,0947 -0,1004		0,1090 -0,1163
47°	-0,2674 0,2819	-0,2482 0,2625	-0,1916 0,2046	-0,1007 0,1102	0,0195 -0,0180	0,0886 -0,0935		0,1176 -0,1257
48°	-0,2761 0,2917	-0,2568 0,2721	-0,1998 0,2138	-0,1082 0,1187	0,0128 -0,0105	0,0824 -0,0866		0,1265 -0,1357
49°	-0,2848 0,3015	-0,2653 0,2817	-0,2079 0,2230	-0,1157 0,1271	0,0062 -0,0030	0,0763 -0,0797		0,1359 -0,1461
50°	-0,2934 0,3113	-0,2738 0,2914	-0,2160 0,2322	-0,1232 0,1356	-0,0004 0,0045	0,0702 -0,0728	0,1456 -0,1571	0,1456 -0,1571
51°	-0,3020 0,3211	-0,2822 0,3010	-0,2241 0,2414	-0,1306 0,1441	-0,0070 0,0120	0,0641 -0,0659	0,1401 -0,1508	0,1558 -0,1686
52°	-0,3105 0,3308	-0,2906 0,3106	-0,2321 0,2506	-0,1380 0,1525	-0,0135 0,0195	0,0581 -0,0590	0,1347 -0,1446	0,1664 -0,1807
53°	-0,3189 0,3406	-0,2989 0,3202	-0,2400 0,2597	-0,1453 0,1610	-0,0199 0,0269	0,0522 -0,0521	0,1293 -0,1383	0,1775 -0,1932
54°	-0,3273 0,3503	-0,3071 0,3298	-0,2478 0,2688	-0,1525 0,1694	-0,0263 0,0344	0,0463 -0,0452	0,1239 -0,1321	0,1889 -0,2063
55°	-0,3355 0,3599	-0,3153 0,3392	-0,2556 0,2779	-0,1597 0,1777	-0,0326 0,0417	0,0404 -0,0384	0,1186 -0,1259	0,2007 -0,2200

TABELA 4.5 - FUNÇÕES TRIGONÔMICAS PARA O CÁLCULO DE $M_{\phi v}$

$$M_{\phi v} = \frac{qr^4 h^3}{I} \left[n_5(\phi) + m n_6(\phi) \right]$$

n_5 = número superior

n_6 = número inferior

ϕ	0°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	ϕ
30°	-0,0137 0,0140	-0,0118 0,0121	-0,0067 0,0069	0 0				0 0
31°	-0,0154 0,0159	-0,0135 0,0138	-0,0081 0,0083	-0,0007 0,0008				0 0
32°	-0,0174 0,0179	-0,0153 0,0157	-0,0095 0,0098	-0,0016 0,0017				0 0
33°	-0,0194 0,0200	-0,0172 0,0178	-0,0111 0,0115	-0,0026 0,0027				0 0
34°	-0,0217 0,0224	-0,0193 0,0200	-0,0129 0,0133	-0,0038 0,0039				0 0
35°	-0,0241 0,0249	-0,0216 0,0224	-0,0148 0,0153	-0,0051 0,0053				0 0
36°	-0,0267 0,0276	-0,0241 0,0250	-0,0169 0,0175	-0,0066 0,0069				0 0
37°	-0,0294 0,0306	-0,0267 0,0278	-0,0191 0,0199	-0,0082 0,0086				0 0
38°	-0,0323 0,0337	-0,0295 0,0307	-0,0215 0,0223	-0,0100 0,0105				0 0
39°	-0,0355 0,0370	-0,0325 0,0339	-0,0241 0,0252	-0,0120 0,0126				0 0
40°	-0,0388 0,0405	-0,0357 0,0373	-0,0269 0,0282	-0,0141 0,0148	0 0			0 0
41°	-0,0422 0,0442	-0,0390 0,0409	-0,0299 0,0313	-0,0165 0,0173	-0,0015 0,0015			0 0
42°	-0,0459 0,0482	-0,0425 0,0447	-0,0330 0,0347	-0,0190 0,0200	-0,0031 0,0033			0 0
43°	-0,0497 0,0524	-0,0463 0,0487	-0,0363 0,0383	-0,0217 0,0229	-0,0049 0,0052			0 0
44°	-0,0538 0,0567	-0,0502 0,0529	-0,0398 0,0421	-0,0245 0,0260	-0,0069 0,0073			0 0
45°	-0,0580 0,0613	-0,0543 0,0574	-0,0435 0,0461	-0,0276 0,0293	-0,0091 0,0097	0 0		0 0
46°	-0,0624 0,0662	-0,0585 0,0621	-0,0474 0,0504	-0,0308 0,0328	-0,0115 0,0122	-0,0019 0,0020		0 0
47°	-0,0670 0,0712	-0,0630 0,0670	-0,0515 0,0548	-0,0343 0,0365	-0,0140 0,0150	-0,0039 0,0042		0 0
48°	-0,0718 0,0765	-0,0676 0,0721	-0,0557 0,0595	-0,0379 0,0405	-0,0168 0,0180	-0,0061 0,0066		0 0
49°	-0,0767 0,0819	-0,0724 0,0774	-0,0602 0,0644	-0,0416 0,0447	-0,0197 0,0211	-0,0085 0,0092		0 0
50°	-0,0818 0,0876	-0,0774 0,0829	-0,0648 0,0695	-0,0456 0,0490	-0,0228 0,0245	-0,0111 0,0120	0 0	0 0
51°	-0,0871 0,0935	-0,0826 0,0887	-0,0695 0,0748	-0,0498 0,0536	-0,0261 0,0282	-0,0130 0,0150	-0,0022 0,0024	0 0
52°	-0,0926 0,0996	-0,0879 0,0947	-0,0745 0,0803	-0,0541 0,0584	-0,0295 0,0320	-0,0169 0,0183	-0,0048 0,0050	0 0
53°	-0,0982 0,1060	-0,0934 0,1008	-0,0796 0,0860	-0,0585 0,0634	-0,0331 0,0360	-0,0200 0,0217	-0,0072 0,0079	0 0
54°	-0,1039 0,1125	-0,0990 0,1072	-0,0848 0,0920	-0,0632 0,0686	-0,0369 0,0403	-0,0233 0,0254	-0,0100 0,0109	0 0
55°	-0,1098 0,1192	-0,1047 0,1137	-0,0902 0,0981	-0,0679 0,0740	-0,0400 0,0447	-0,0268 0,0293	-0,0129 0,0142	0 0

4.5 - EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

4.5.1 - 1º Exemplo: Reservatório para 1.100m³ de água

Como primeiro exemplo, analisa-se a parede de um reservatório para 1.100m³ de água, com cota de fundo ao nível do solo, conforme se ilustra nas Figs. 4.16 e 4.17. A parede é constituída por 24 abóbadas cilíndricas verticais, com 1,40m de raio médio, semi-ângulo interno de 54° e espessura de 0,08m.

A cobertura é constituída por uma laje com apoios intermediários, proporcionados por pilares dispostos sobre diretriz circular. As cargas da parede são transmitidas ao solo por sapata em coroa circular, admitindo-se, simplificada, que o solo não oferece restrições ao deslocamento angular do pé da parede, podendo-se considerá-la como articulada.

4.5.1.1 - Cálculo de viga

- Características geométricas e mecânicas das vigas hipotéticas

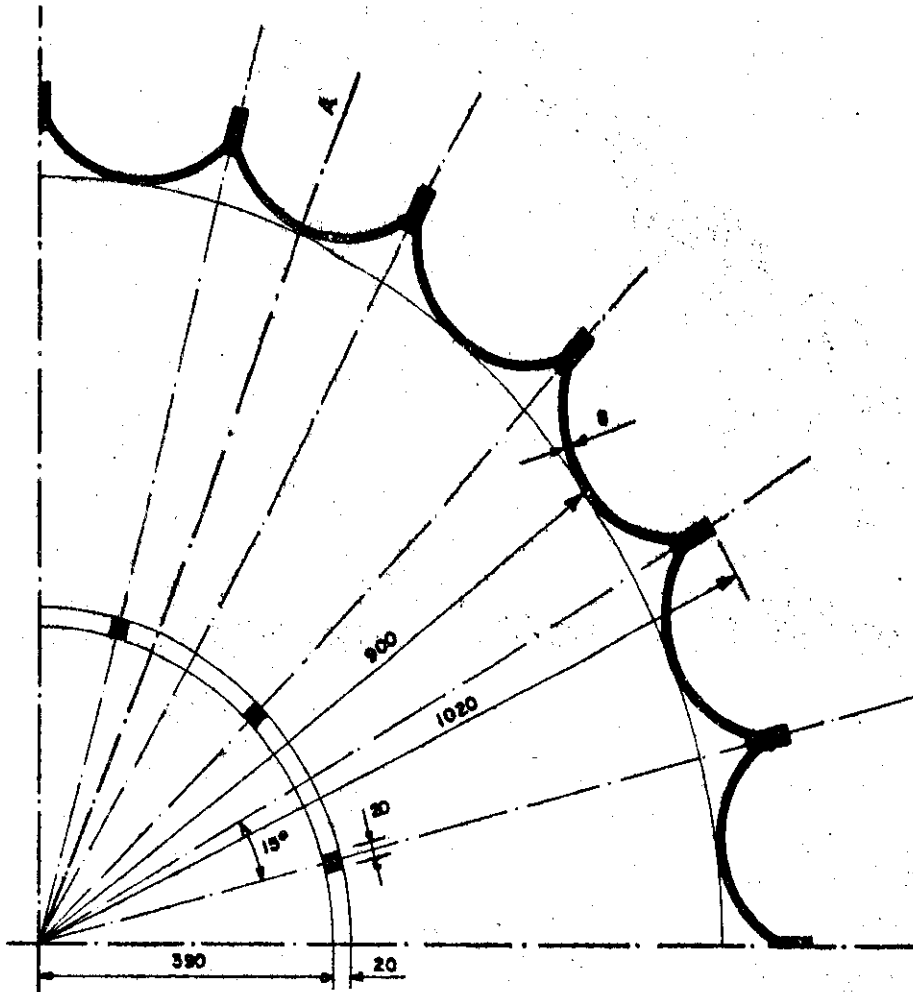
$$r = 1,40\text{m}$$

$$h_t = 0,08\text{m}$$

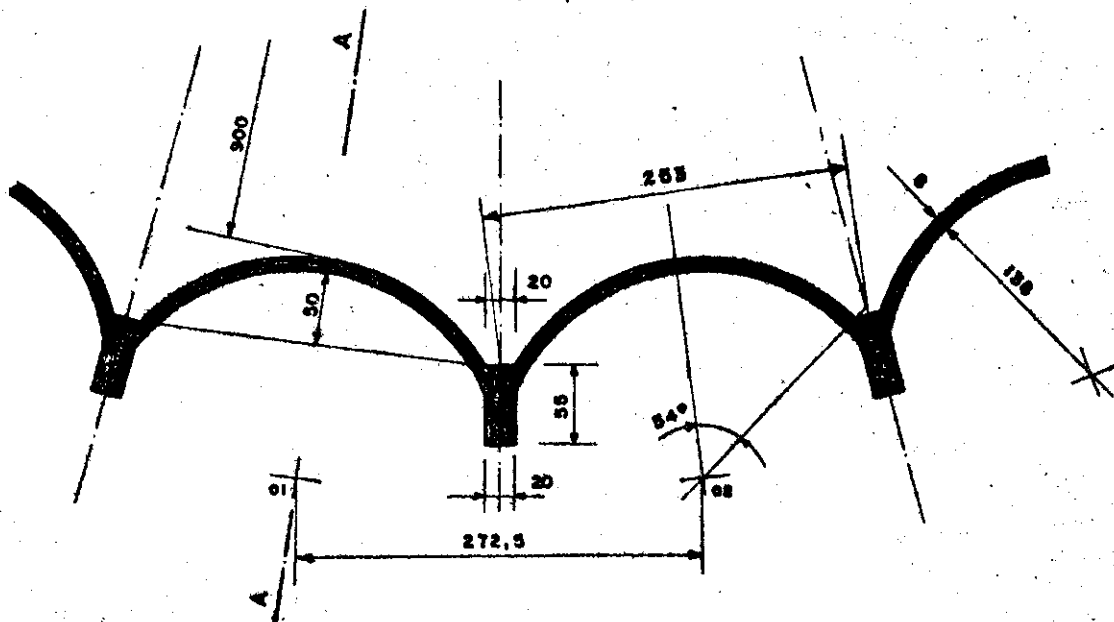
$$\phi_o = 54^\circ$$

$$b_v = 0,20\text{m}$$

$$h_v = 0,55\text{m}$$



a) - 1/4 planta



b) - detalhe das abóbodas

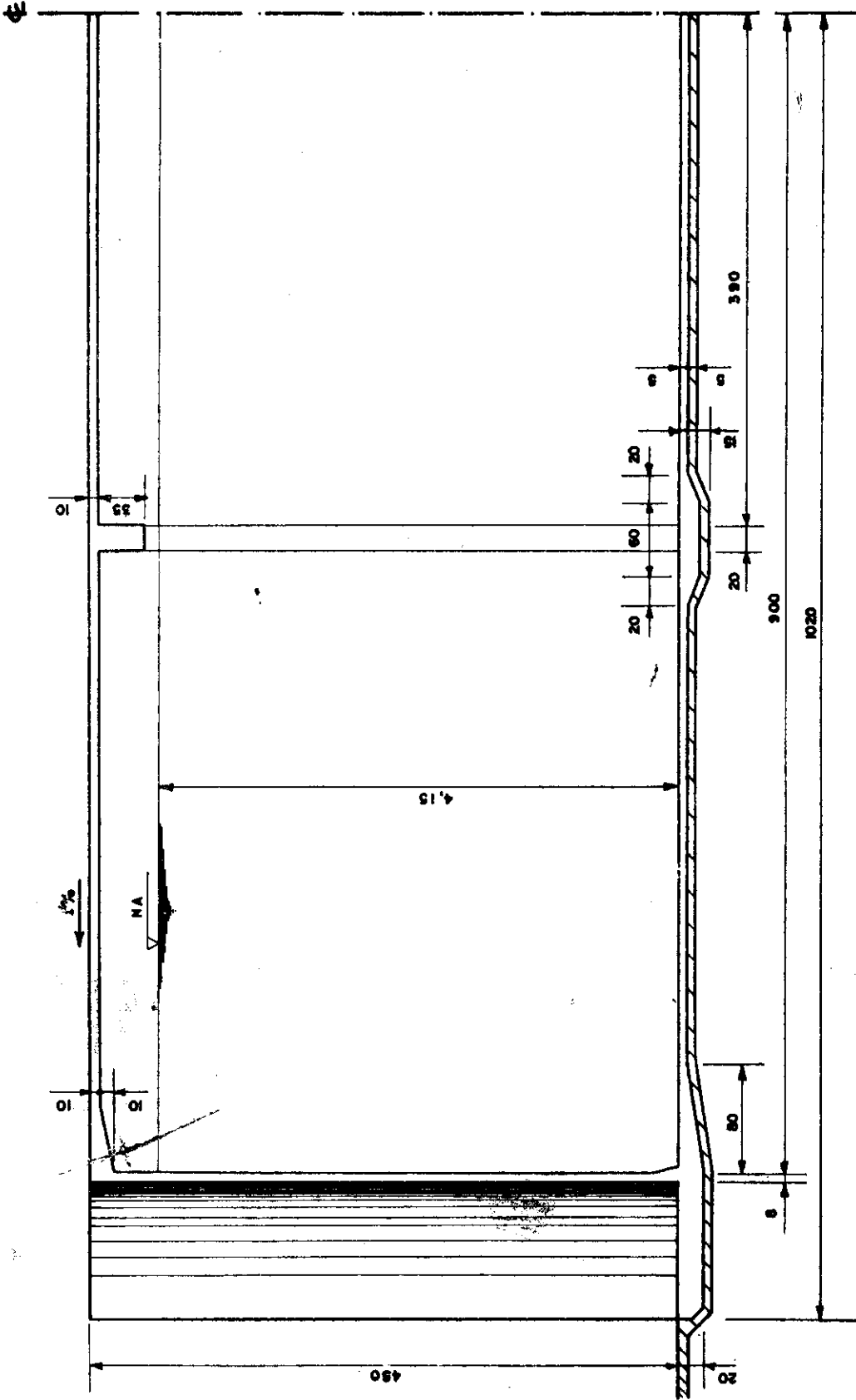


FIG. 4.17 - CORTE AA

Com as expressões 4.1 a 4.9:

$$A_a = 0,2111\text{m}^2$$

$$y_{cga} = 0,3789\text{m}$$

$$I_a = 6,3871 \cdot 10^{-3}\text{m}^4$$

$$A = 0,3211\text{m}^2$$

$$y_{cg} = 0,7049\text{m}$$

$$I_v = 4,0082 \cdot 10^{-2}\text{m}^4$$

$$S = 2r^2 h_t (\text{sen}\phi - m\phi)$$

$$m = 0,6984$$

- Cálculo do carregamento

De acordo com a expressão 4.10,

$$q = 4,15 \cdot 2,53 = 10,50\text{tf/m}$$

- Cálculo de esforços

Admitindo-se que a parede é articulada nas duas extremidades, com apoios irrecalcáveis fornecidos pelas lajes, e que o carregamento é aplicado em toda a sua extensão,

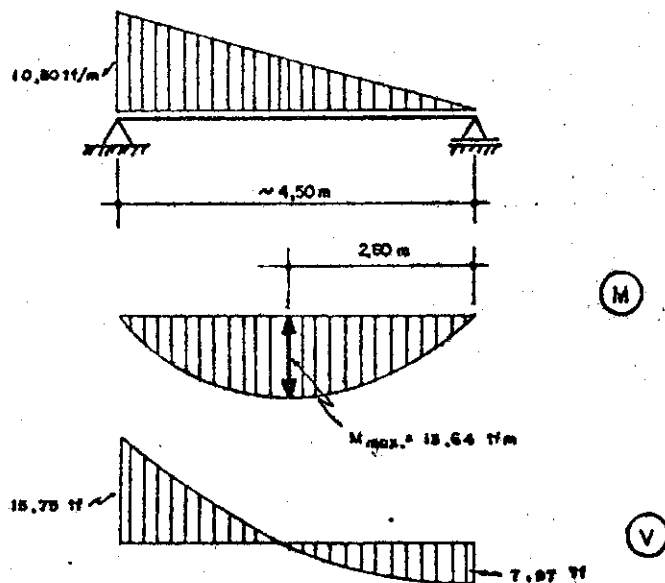


Fig. 4.18

- Tensões normais longitudinais e de cisalhamento

Desprezando-se a força normal nas vigas verticais, de acordo com a expressão 4.11, tem-se:

- na borda exterior:

$$\sigma_{c1} = \frac{13,64}{4,0082 \cdot 10^{-2}} \cdot 0,7049 = 240 \text{ tf/m}^2$$

- na borda interior:

$$\sigma_{c2} = \frac{13,64}{4,0082 \cdot 10^{-2}} \cdot (0,7049 - 1,1671) = -157 \text{ tf/m}^2$$

Na seção de máxima força cortante, junto ao pé da parede, conforme a expressão 4.12:

ϕ	$10^4 \cdot S(\text{m}^3)$	$\tau(\text{tf/m}^2)$
0°	0	0
10°	162,30	40
20°	308,06	76
30°	421,22	103
40°	486,75	120
45°	497,32	122
50°	491,02	121

- Cálculo de deslocamentos

A flecha máxima da viga, que ocorre a 2,34m do topo, é:

$$\delta_v = 0,00652 \cdot \frac{q l^4}{EI_v} = \frac{700}{E}$$

4.5.1.2 - Cálculo de arco

No cálculo de arco, duas seções horizontais da parede merecem atenção especial: a seção junto ao pé, onde a pressão da água é máxima, e a seção distante 2,34m do topo, onde ocorre a flecha máxima. Admite-se uma variação de temperatura de $\pm 15^{\circ}\text{C}$ em torno da média e $\alpha_c = 10^{-5}$.

- junto ao pé da parede

$$h_{na} = 4,15\text{m}$$

$$q = 10,50\text{tf/m}$$

Com o auxílio da tabela 4.1 e das expressões 4.23 e 4.24, calculam-se os deslocamentos:

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,a} = 1,7071$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,v} = -1,6447$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,a} = 0,1363$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,v} = -0,1480$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,t} = \pm 0,3167$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,t} = \pm 0,0109$$

(admite-se $E_c = 300.000 \text{ kgf/cm}^2$)

Com as expressões 4.25:

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{11} = 1,3195$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{22} = 0,0399$$

Efetuando-se a compatibilização de deslocamentos, de acordo com as expressões 4.27 e 4.30, com $\delta_{20,r} = 0$:

$$X_1 = \frac{-(1,7071 - 1,6447 \pm 0,3167)}{1,3195} = \begin{cases} -0,2873 \text{ tfm/m} & (\Delta_t > 0) \\ +0,1927 \text{ tfm/m} & (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

$$X_2 = \frac{-(0,1363 - 0,1480 \pm 0,0109)}{0,0399} = \begin{cases} +0,0201 \text{ tfm/m} & (\Delta_t > 0) \\ +0,5664 \text{ tfm/m} & (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

Com o auxílio das tabelas 4.2 a 4.5 calculam-se os esforços transversais, força normal e momento fletor; nas tabelas seguintes são mostrados os esforços calculados com $\Delta_t > 0$, caso em que os momentos fletores são mais desfavoráveis.

Força normal (kgf/m)

ϕ	$N_{\phi a}$	$N_{\phi v}$	N_{x2}	N_{ϕ}
0°	-2.395	-4.753	20	-7.128
10°	-2.447	-4.414	20	-6.841
20°	-2.601	-3.955	19	-6.037
30°	-2.853	-1.966	17	-4.802
40°	-3.194	-131	15	-3.310
45°	-3.395	848	14	-2.533
50°	-3.615	1.820	13	-1.782
54°	-3.803	2.577	12	-1.214

Momento fletor (kgfm/m)

ϕ	$M_{\phi a}$	$M_{\phi v}$	M_{x1}	M_{x2}	M_{ϕ}
0°	1.971	-2.040	-287	4	-352
10°	1.898	-1.943	-287	4	-328
20°	1.682	-1.654	-287	2	-257
30°	1.330	-1.231	-287	0	-188
40°	852	-705	-287	-3	-143
45°	570	-447	-287	-4	-168
50°	263	-192	-287	-6	-222
54°	0	0	-287	-8	-295

- Na seção distante 2,34m do topo

$$h_{na} = \frac{2,34}{4,50} \cdot 4,15 = 2,16\text{m}$$

$$q = 2,16 \times 2,53 = 5,46\text{tf/m}$$

Os deslocamentos devidos à ação da água e da variação da força cortante estarão na proporção $(x/L) = 2,34/4,50 = 0,52$, com relação aos anteriormente calculados, valendo:

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,a} = 0,8877$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,v} = -0,8552$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,a} = 0,0709$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,v} = -0,0770$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,t} = \pm 0,3167$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,t} = \pm 0,0109$$

De acordo com a expressão 4.28,

$$\delta_{20,r} = -\frac{700}{E} \text{tg } 7,5^\circ = -\frac{92,16}{E}$$

ou

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,r} = -0,0039$$

Efetuando-se a compatibilização de deslocamentos,

$$x_1 = \frac{-(0,8877 - 0,8552 \pm 0,3167)}{1,3195} = \begin{cases} -0,2646\text{tfm/m} & (\Delta_t > 0) \\ +0,2154\text{tfm/m} & (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

$$x_2 = \frac{-(0,0709 - 0,0770 \pm 0,0109 - 0,0039)}{0,0399} = \begin{cases} -0,0226\text{tf/m} & (\Delta_t > 0) \\ +0,5238\text{tf/m} & (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

Com o que podem ser calculados os esforços transversais, com $\Delta_c > 0$.

Força normal (kgf/m)

ϕ	$N_{\phi a}$	$N_{\phi v}$	N_{x2}	N_{ϕ}
0°	-1.245	-2.471	-23	-3.739
10°	-1.272	-2.295	-22	-3.589
20°	-1.352	-1.796	-21	-3.169
30°	-1.484	-1.022	-20	-2.526
40°	-1.661	-68	-17	-1.746
45°	-1.765	441	-16	-1.340
50°	-1.880	946	-15	-949
54°	-1.978	1.341	-13	-650

Momento fletor (kgfm/m)

ϕ	$M_{\phi a}$	$M_{\phi v}$	M_{x1}	M_{x2}	M_{ϕ}
0°	1.025	-1.060	-265	-4	-304
10°	987	-1.010	-265	-4	-292
20°	875	-861	-265	-3	-254
30°	692	-641	-265	0	-214
40°	443	-367	-265	3	-186
45°	296	-233	-265	5	-197
50°	137	-100	-265	7	-221
54°	0	0	-265	9	-256

4.5.1.3 - Análise dos resultados

O cálculo de viga revela que os valores das tensões (Fig. 4.19) são bastantes baixos, sugerindo até um redimensionamento das abóbadas. As tensões de cisalhamento nas abóbadas não são preocupantes, pois, além de reduzidas, contam com a ação favorável de forças de compressão na direção longitudinal e na direção transversal.

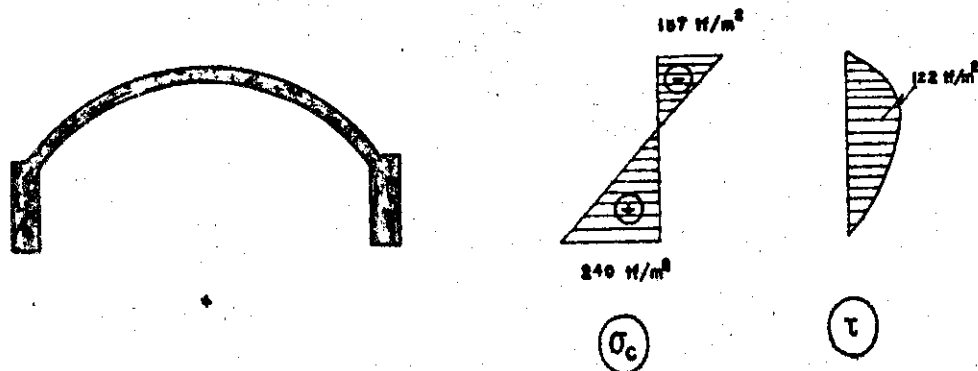


Fig 4.19

Pelo cálculo de arco pode-se observar que, tanto na seção junto ao pé da parede, como na seção de flecha máxima, as forças normais são sempre de compressão; quanto aos momentos fletores, nota-se que se manifestam mais desfavoravelmente na seção junto ao pé da parede (Fig.4.20).

Na seção junto ao pé, o maior momento ocorre no centro do arco, tracionando a face em contato com a água; entretanto, basta estimar o valor do momento de fissuração para verificar que o esforço é pequeno.

Segundo as hipóteses da NB-1/76, e considerando a força normal de maneira aproximada, de modo análogo àquele com que Castanho (15) leva em conta a força normal em peças de concreto protendido, pode-se estimar o momento de fissuração nas abóbadas pela expressão que segue:

$$M_r = 0,25 h_t^2 f_{tk} - N_\phi \frac{h_t}{6} \quad \dots (4.33)$$

Sendo M_r = momento de fissuração, por unidade de comprimento;

N_ϕ = força normal transversal na abóbada, por unidade de comprimento, positiva quando de tração;

f_{tk} = resistência característica do concreto à tração.

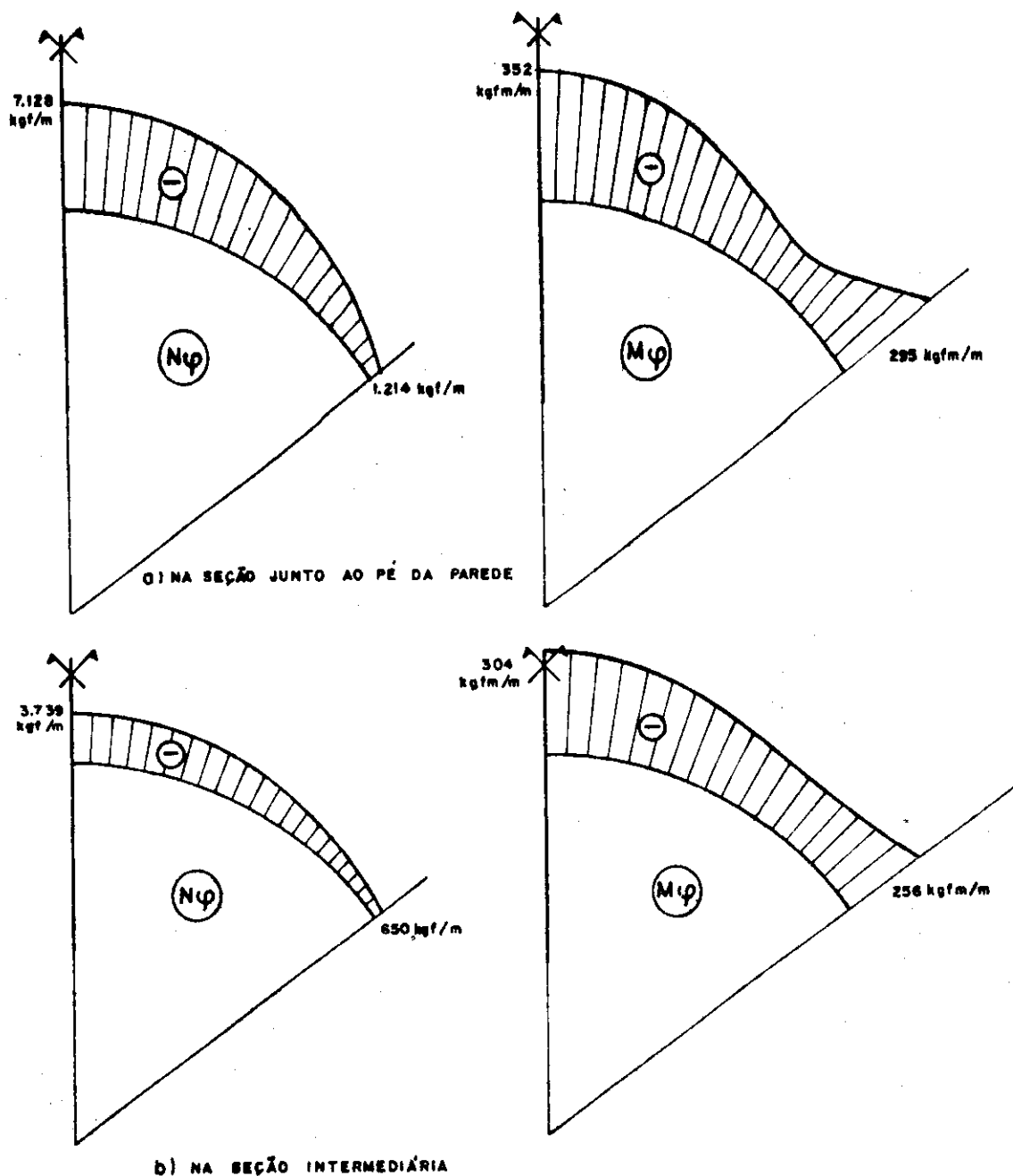


Fig. 4.20 - ESFORÇOS TRANSVERSAIS FINAIS

Admitindo-se um concreto com $f_{ck} = 180 \text{ kgf/cm}^2$, e com $N_\phi = -7.128 \text{ kgf/m}$ (no centro do arco, na seção junto ao pé da parede), o momento de fissuração vale:

$$M_r = 0,25 \cdot 0,08^2 \cdot 18 \cdot 10^4 + 7.128 \cdot \frac{0,08}{6} = 383 \text{ kgfm/m}$$

Pode-se notar que o momento fletor na abóbada não ultrapassa o momento de fissuração, havendo pequena probabilidade de formação de fissuras. Basta colocar armadura mínima, que absorverá os esforços devidos à retração.

Se a resistência característica do concreto à tração for menor, o valor do momento na abóbada pode ultrapassar o momento de fissuração, tornando-se necessária armadura que absorva todos os esforços de tração e limite a abertura de fissuras. Por exemplo, com $f_{ck} = 150 \text{ kgf/cm}^2$ e $N_{\phi} = -7.128 \text{ kgf/m}$, tem-se:

$$M_r = 0,25 \cdot 0,08^2 \cdot 15 \cdot 10^4 + 7.128 \cdot \frac{0,06}{6} = 335 \text{ kgfm/m}$$

Entretanto, apenas numa região restrita ao centro do arco o momento na abóbada tem valor um pouco maior que o do momento de fissuração, e a armadura adicional fica restrita a uma região pequena, podendo mesmo ser eliminada, em vista da pequena diferença existente entre o momento atuante e o momento de fissuração.

Com relação ao consumo de materiais, a parede tem espessura equivalente de 12,8cm, referindo-se a um reservatório cilíndrico de mesmo volume e de mesma altura; considerando-se que a taxa de armadura deverá resultar baixa, o reservatório com parede ondulada parece ter viabilidade econômica assegurada. Resta agora definir processos construtivos mais adequados que o de concretagem no local, que permitam espessuras menores para as abóbadas.

4.5.2 - 2º Exemplo: Variante do 1º exemplo

Tomando-se como base o reservatório do 1º exemplo, alterando-se unicamente a espessura das abóbadas, reduzindo-a para 4cm, calculam-se os esforços na parede, presumindo-se as mesmas hipóteses formuladas no exemplo anterior.

Admite-se que as abóbadas são pré-moldadas em argamassa armada, com densa armadura composta por duas ou três telas superpostas, de fios finos pouco espaçados, posteriormente solidarizadas pela concretagem no local das vigas de borda. Como opção à pré-moldagem, pode-se recorrer à projeção da argamassa contra a forma, com a armadura já montada.

4.5.2.1 - Cálculo de viga

- Características geométricas e mecânicas das vigas hipotéticas

$$r = 1,40\text{m}$$

$$h_t = 0,04\text{m}$$

$$\phi_o = 54^\circ$$

$$b_v = 0,20\text{m}$$

$$h_v = 0,55\text{m}$$

$$A_a = 0,1056\text{m}^2$$

$$y_{cga} = 0,3789\text{m}$$

$$I_a = 3,1936 \cdot 10^{-3}\text{m}^4$$

4.38

$$A = 0,2156\text{m}^2$$

$$y_{cg} = 0,5953\text{m}$$

$$I_v = 2,9004 \cdot 10^{-2}\text{m}^4$$

$$S = 2r^2 h_c (\text{sen}\phi - m\phi)$$

$$m = 0,6201$$

- Tensões normais longitudinais e de cisalhamento

$$M_{\text{máx}} = 13,64\text{tfm}$$

$$V_{\text{máx}} = 15,75\text{tf}$$

- na borda exterior:

$$\sigma_{c1} = \frac{13,64}{2,9004 \cdot 10^{-2}} \cdot 0,5953 = 280\text{tf/m}^2$$

- na borda interior:

$$\sigma_{c2} = \frac{13,64}{2,9004 \cdot 10^{-2}} (0,5953 - 1,1471) = -259\text{tf/m}^2$$

ϕ	$10^4 S(\text{m}^3)$	$\tau(\text{tf/m}^2)$
0°	0	0
10°	102,58	70
20°	196,88	134
30°	274,90	187
40°	329,09	224
45°	345,09	234
50°	352,65	240
54°	352,15	240
$1/2v^*$	251,79	171

- Cálculo de deslocamentos

Flecha máxima, a 2,34m do topo

$$\delta_v = 0,00652 \frac{qL^4}{EI_v} = \frac{968}{E}$$

4.5.2.2 - Cálculo de arco- Junto ao pé da parede

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{10,a} = 1,7071$$

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{10,v} = -1,5350$$

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{20,a} = 0,1363$$

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{20,v} = -0,1376$$

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{10,t} = \pm 0,0792$$

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{11} = 1,3195$$

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{20,t} = \pm 0,0014$$

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{22} = 0,0399$$

$$x_1 = \frac{-(1,7071 - 1,5350 \pm 0,0792)}{1,3195} = \begin{cases} -0,1905 \text{ tfm/m } (\Delta_t > 0) \\ -0,0704 \text{ tfm/m } (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

$$x_2 = \frac{-(0,1363 - 0,1376 \pm 0,0014)}{0,0399} = \begin{cases} -0,0025 \text{ tf/m } (\Delta_t > 0) \\ +0,0677 \text{ tf/m } (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

Os esforços calculados com $\Delta_t > 0$ são:

Força normal (kgf/m)

ϕ	$N_{\phi a}$	$N_{\phi v}$	N_{x2}	N_{ϕ}
0°	-2.395	-4.374	-3	-6.772
10°	-2.447	-4.077	-2	-6.526
20°	-2.601	-3.224	-2	-5.827
30°	-2.853	-1.886	-2	-4.741
40°	-3.194	-198	-2	-3.394
45°	-3.395	726	-2	-2.671
50°	-3.615	1.668	-2	-1.949
54°	-3.803	2.423	-1	-1.381

Momento fletor (kgfm/m)

ϕ	$M_{\phi a}$	$M_{\phi v}$	M_{x1}	M_{x2}	M_{ϕ}
0°	1.971	-1.900	-191	0	-120
10°	1.898	-1.810	-191	0	-103
20°	1.682	-1.544	-191	0	-53
30°	1.330	-1.149	-191	0	-10
40°	852	-663	-191	0	-2
45°	570	-421	-191	1	-41
50°	263	-180	-191	1	-107
54°	0	0	-191	1	-190

- Na seção distante 2,3m do topo

$$h_{na} = 2,16m$$

$$q = 5,46tf/m$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,a} = 0,8885$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,a} = 0,0710$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,v} = -0,7993$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,t} = \pm 0,0792$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,v} = -0,0795$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,t} = \pm 0,0014$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,r} = \frac{-968}{E} \operatorname{tg} 7,5^\circ \frac{Eh_t^3}{12} = 0,0007$$

$$x_1 = \frac{-(0,8885 - 0,7993 \pm 0,0792)}{1,3195} = \begin{cases} -0,1276 \text{ tfm/m } (\Delta_t > 0) \\ -0,0076 \text{ tfm/m } (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

$$x_2 = \frac{-(0,0710 - 0,0795 \pm 0,0014 - 0,0007)}{0,0399} = \begin{cases} 0,1955 \text{ tf/m } (\Delta_t > 0) \\ 0,2657 \text{ tf/m } (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

Os esforços calculados com $\Delta_t > 0$ são:

Força normal (kgf/m)

ϕ	$N_{\phi a}$	$N_{\phi v}$	N_{x2}	N_{ϕ}
0°	-1.246	-2.279	196	-3.329
10°	-1.272	-2.123	193	-3.202
20°	-1.352	-1.679	184	-2.847
30°	-1.484	-982	169	-2.297
40°	-1.661	-103	150	-1.614
45°	-1.765	378	138	-1.249
50°	-1.880	869	126	-885
54°	-1.978	1.262	115	-601

Momento fletor (kgfm/m)

ϕ	$M_{\phi a}$	$M_{\phi v}$	M_{x1}	M_{x2}	M_{ϕ}
0°	1.025	-989	-128	39	-53
10°	987	-942	-128	35	-48
20°	875	-804	-128	22	-35
30°	692	-599	-128	2	-33
40°	443	-345	-128	-25	-55
45°	296	-219	-128	-41	-92
50°	137	-94	-128	-59	-144
54°	0	0	-128	-74	-202

4.5.2.3 - Análise dos resultados

O cálculo de viga deste 2º exemplo mostra que os valores das tensões normais longitudinais continuam reduzidos; as tensões de cisalhamento nas abóbadas ficaram duplicadas, com relação ao exemplo anterior. Contudo, esses valores são aceitáveis, tratando-se de argamassa armada; ensaios de Petroni (62) em vigas de seção duplo T de argamassa armada revelaram que tensões de cisalhamento de até 40kgf/cm^2 são bem suportadas, quando se dispõe de três telas superpostas na alma da viga, com taxa de armadura da ordem de $250\text{-}300\text{kgf/m}^3$ de argamassa.

Quanto aos esforços transversais, os mais desfavoráveis ocorrem na seção intermediária, onde os momentos alcançam valores mais altos e as forças normais valores mais baixos.

Não cabe neste caso a comparação com momentos de fissuração, nos moldes da análise efetuada no exemplo anterior, uma vez que o material argamassa armada possui características diferentes das do concreto usual. A densa armadura composta por telas de fios de pequeno diâmetro e pouco espaçados lhe oferece maior capacidade de alongamento (da ordem de $1^{\circ}/\infty$, sem fissuras), e quando fissurada, a

argamassa armada apresenta fissuras finas e próximas. Petro_{ni} (62) sugere tensões admissíveis de 120 a 140kgf/cm² de tração na argamassa armada, para o dimensionamento de vigas, considerando-se a seção homogeneizada, dados já observados por Schiél e Martinelli (70) em estudos efetuados em 1960.

Portanto, parece que o esforço máximo de flexão, de 202kgfm/m, com atuação concomitante de força normal de compressão de 601kgf/m, é perfeitamente aceitável no âmbito de utilização da argamassa armada. Entretanto, cabe ressaltar a necessidade de um estudo mais aprofundado sobre o assunto, que a nosso ver, confirmará as expectativas mais otimistas, permitindo inclusive espessuras menores para as abóbadas.

A espessura média da parede diminui para 8,6cm, e embora a taxa de armadura das abóbadas seja alta, o consumo global deverá ser relativamente baixo.

4.6 - EXEMPLOS DE COMPARAÇÃO

Com o objetivo de ilustrar qualitativamente os erros cometidos ao se empregar o processo viga-arco, apresentam-se alguns exemplos que, embora particulares, servem para o delineamento de algumas limitações do processo.

Para isso, foram calculados diversos exemplos utilizando-se a teoria de cascas cilíndricas, aplicada ao caso simplificado de parede biarticulada, sujeita a carregamento senoidal do tipo $q(x) = (4/\pi)q_0 \text{sen}kx$; a solução da equação diferencial da casca cilíndrica foi obtida da maneira sumariamente descrita no início deste capítulo, baseando-se no arranjo apresentado por Gibson(40) e Billington(10). Uma vez adotada a simplificação de se considerar a parede articulada no pé e no topo, submetida ao carregamento senoidal, estabeleceram-se as equações dos esforços e deslocamentos, e estabeleceram-se as condições de contorno para as bordas das cascas, levando-se em conta a sua disposição sobre diretriz

circular, o que permitiu a determinação das constantes de integração, e conseqüentemente, dos esforços e deslocamentos.

Em seguida, os exemplos foram calculados pelo processo viga-arco, com o mesmo carregamento senoidal, efetuando-se então as comparações.

4.6.1 - 1ª Série de exemplos

Para a 1ª série de exemplos, adotaram-se abóbadas e vigas de borda cujas dimensões da seção transversal são mostradas na Fig. 4.21.

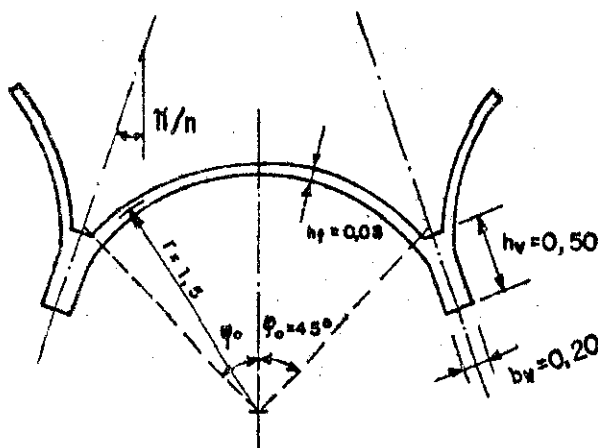
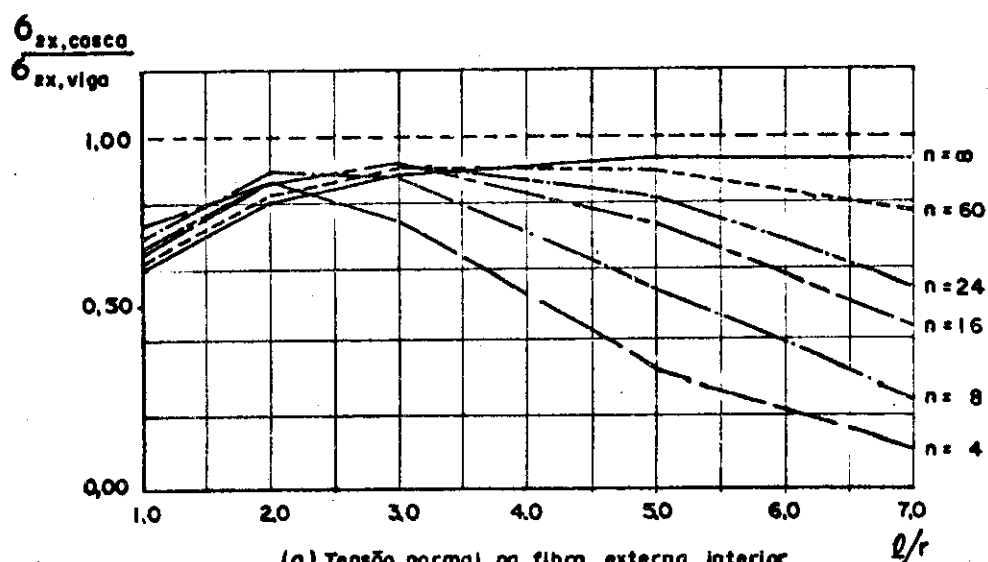


Fig. 4. 21

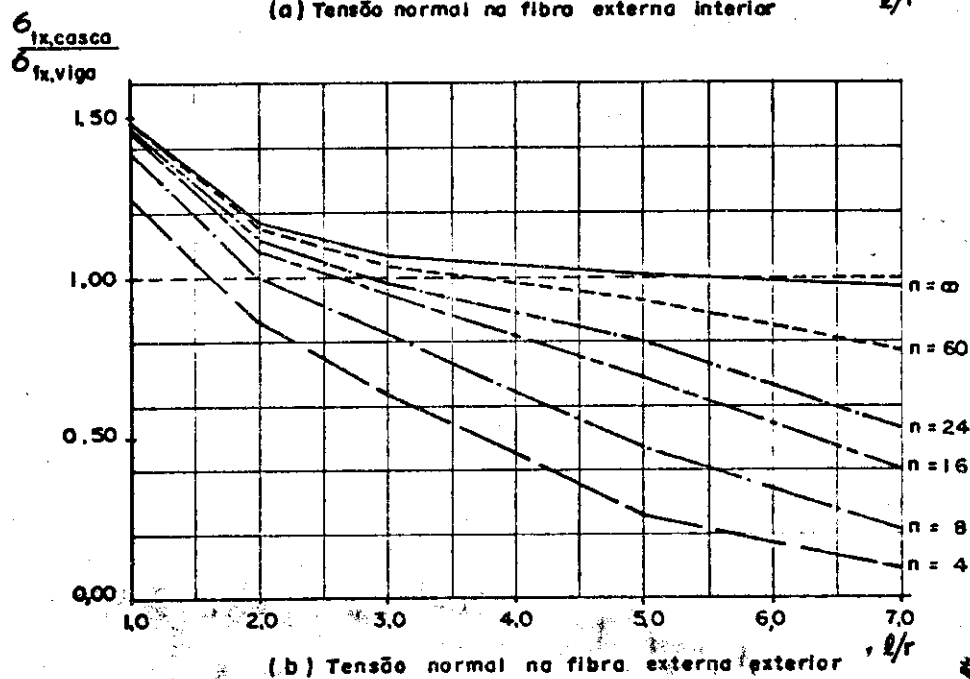
Mantendo-se constante a seção transversal, calcularam-se diversos exemplos variando-se a altura da parede e o número de abóbadas, com $l/r = 1, 2, 3, 5$ e 7 , e $n = 4, 8, 16, 24, 60$ e ∞ .

Aos resultados obtidos pelo cálculo de cascas cilíndricas múltiplas juntaram-se os resultados calculados pelo processo viga-arco, efetuando-se as comparações que são apresentadas nas figuras 4.22 a 4.30, e que são comentadas a seguir.

A Fig. 4.22 mostra a variação da relação entre a tensão normal σ_x , no meio do vão, obtida pelo cálculo de cascas, e a obtida pelo processo viga-arco, com o número



(a) Tensão normal na fibra externa interior



(b) Tensão normal na fibra externa exterior

Fig. 4.22

de ondas da parede e com a relação l/r . Observa-se no gráfico da Fig. 4.22a, correspondente à tensão na fibra externa interior, que a partir de $l/r = 1$ até cerca de $l/r = 3$ existe uma certa tendência de aproximação entre os valores calculados pelos diferentes processos; a partir daí, o processo viga-arco passa a fornecer valores bem maiores que os do cálculo de cascas. Seria de se esperar que à medida que se aumentasse a relação l/r , tornando-se as cascas cada vez mais longas, o seu comportamento se aproximasse cada vez mais do comportamento de uma viga. De fato, tal ex-

pectativa não deixa de ser confirmada; basta lembrar que no processo viga-arco as abóbadas são consideradas independentes entre si, enquanto que no processo da teoria das cascas a colaboração entre as cascas é considerada; um dos fatores que influenciam essa colaboração transversal é o número de abóbadas: quanto menor o número de elementos, tanto maior é a resultante na direção radial dos esforços nas bordas das cascas, em sentido contrário ao do carregamento, como já se fez notar na Fig. 4.8. Com efeito, para $n = \infty$, correspondente ao caso de parede plana, tal influência pouco se faz sentir, podendo-se notar claramente que a relação tende a 1,0 à medida que se aumenta l/r . Para o gráfico da Fig. 4.22b, correspondente à tensão na fibra extrema exterior, as observações são análogas, ressaltando-se que para valores de l/r mais baixos, o processo viga-arco fornece valores de tensões menores que os do processo da teoria das cascas.

Guardada a ressalva de que os exemplos são particulares, pode-se afirmar que para número de abóbadas maior que 8, e relação l/r entre 1,5 e 4,0, o processo viga-arco fornece resultados de tensões normais aceitáveis, com discrepâncias máximas da ordem de 30% em relação ao cálculo de cascas múltiplas. Observando-se os diagramas da Fig. 4.23, pode-se notar que o intervalo de aplicabilidade do processo pode ser ampliado, uma vez que para $l/r > 4,0$ os resultados estão a favor da segurança. Mesmo para $l/r = 1,0$, embora o processo viga-arco forneça valores menores para a fibra extrema exterior, o que interessa realmente são as resultantes de tração e compressão e seu ponto de aplicação; efetuando-se criteriosamente o dimensionamento e o posicionamento da armadura, os resultados deverão ser satisfatórios.

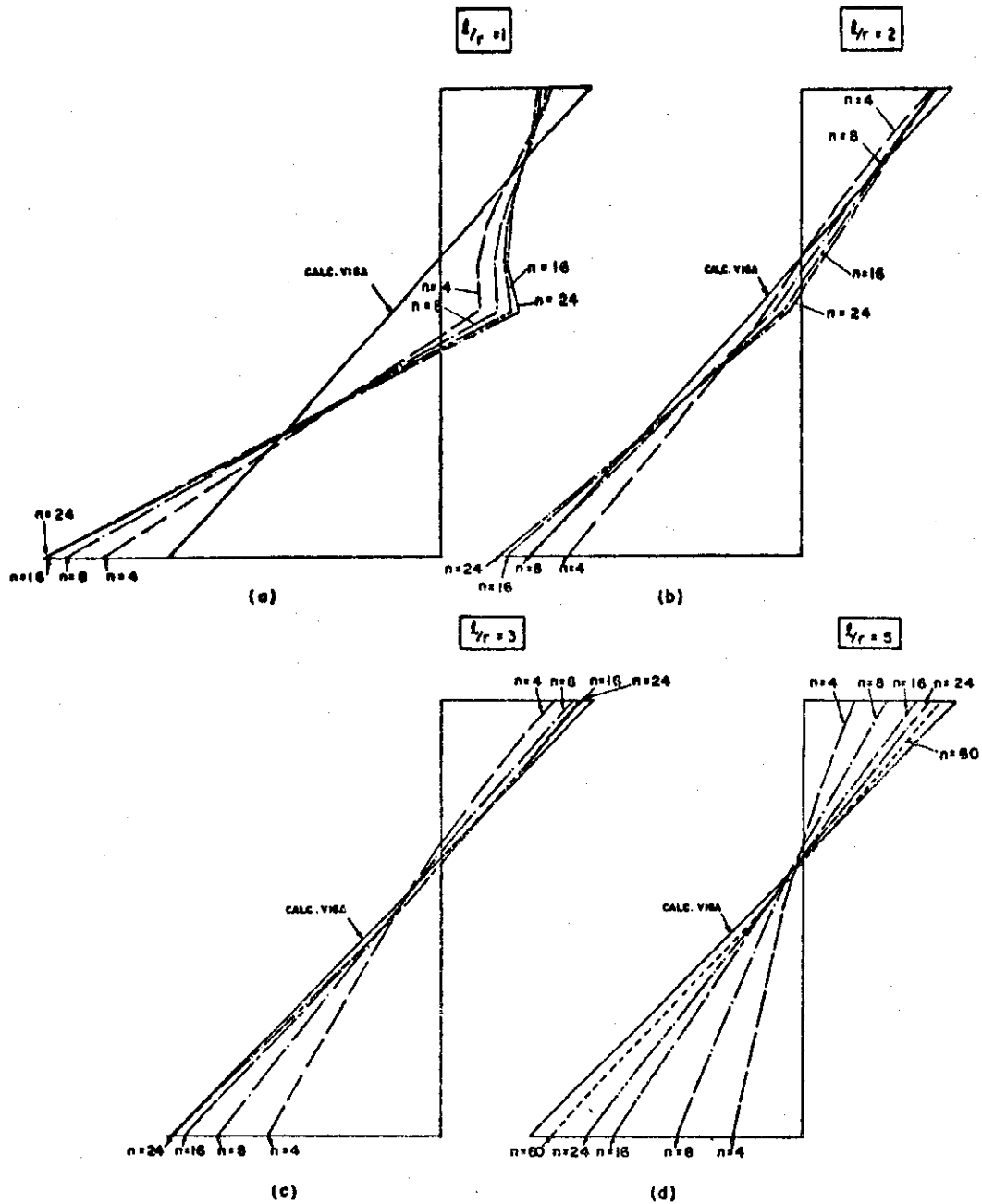


Fig. 4. 23

A Fig. 4.24 mostra a variação da relação entre as tensões de cisalhamento τ nos apoios, na fibra correspondente a $\phi = 40^\circ$, onde o processo viga-arco fornece o valor máximo. Pode-se notar que os resultados do cálculo de viga são sempre maiores que os correspondentes do cálculo de cascas; nas demais fibras, o processo viga-arco também conduz a resultados a favor da segurança, como se

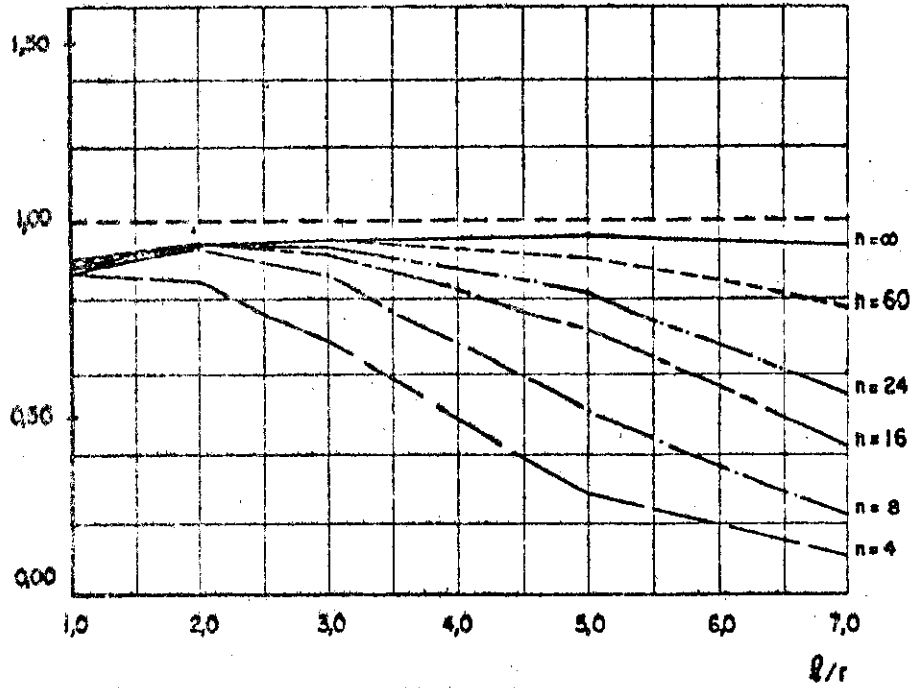
$$\frac{T_{\text{cabo}} (\varphi = 40^\circ)}{T_{\text{viga}} (\varphi = 40^\circ)}$$


Fig. 4.24

pode ver na Fig. 4.25, com exceção do caso de $l/r = 1,0$, onde o cálculo de viga fornece valores menores, entretanto, fora da região de máximas tensões. Também aqui, à medida que se aumenta o número de abobadas, a precisão do processo aproximado é melhor.

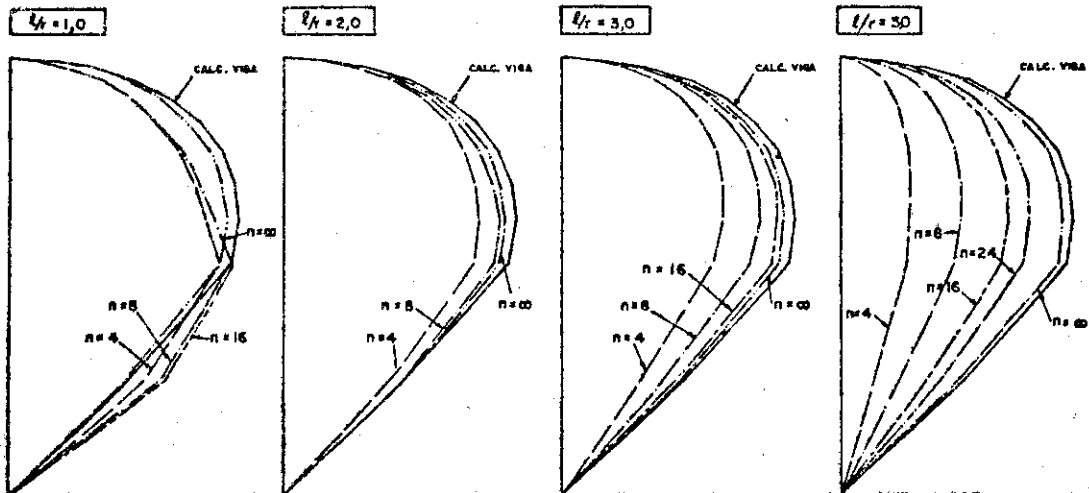


Fig. 4.25

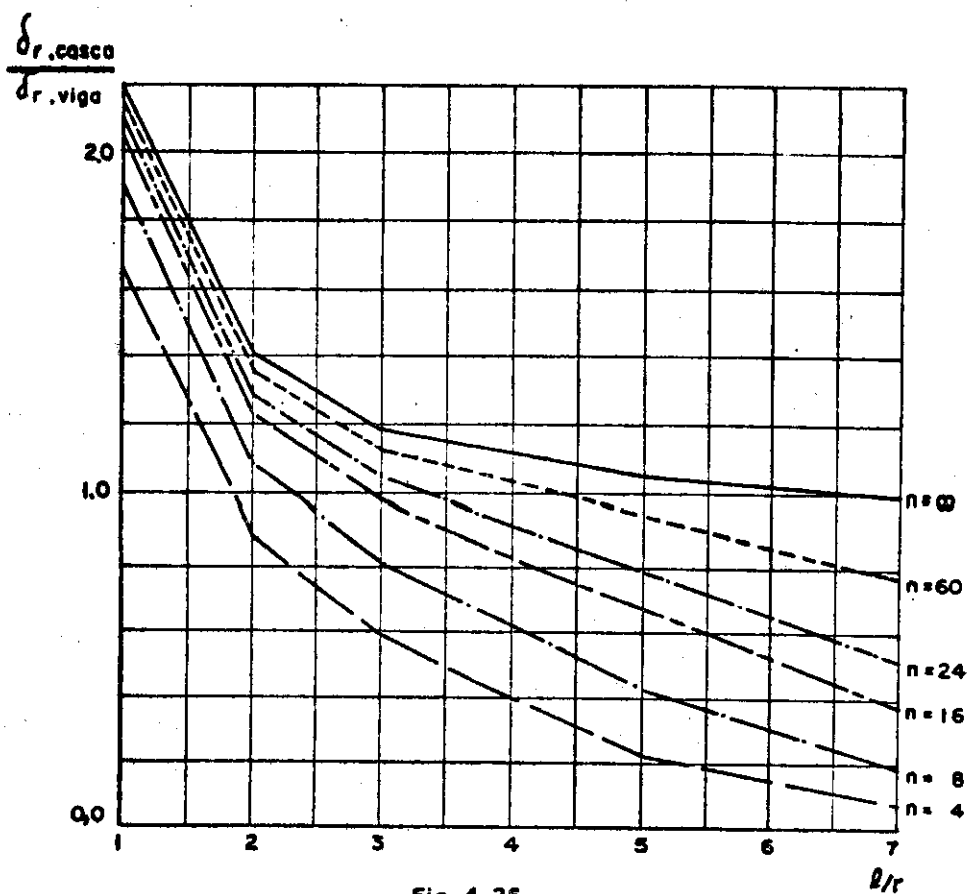


Fig. 4.25

A Fig. 4.26 mostra a variação da relação entre os deslocamentos radiais máximos das vigas de borda; de modo geral, para relações ℓ/r pequenas, o processo viga-arco fornece valores menores que os do cálculo de cascas, passando a fornecer valores maiores, para relações ℓ/r mais elevadas.

Quanto à força normal N_ϕ , na seção do meio do vão, $\ell/r = 3,0$ parece ser o limite além do qual a relação entre os esforços calculada pelos dois processos tem valores disparatados, com exceção dos casos em que $n = 60$ e $n = \infty$, conforme se vê na Fig. 4.27. Em parte, tais disparates são devidos ao tipo do parâmetro escolhido para comparação, que é $N_{\phi,casca}/N_{\phi,viga}$; quando $N_{\phi,viga}$ tem valor próximo de zero e em seguida passa a ter sinal contrário ao de $N_{\phi,casca}$, ocorrem variações bruscas de $N_{\phi,casca}/N_{\phi,viga}$. De qualquer maneira, grandes discrepâncias passam

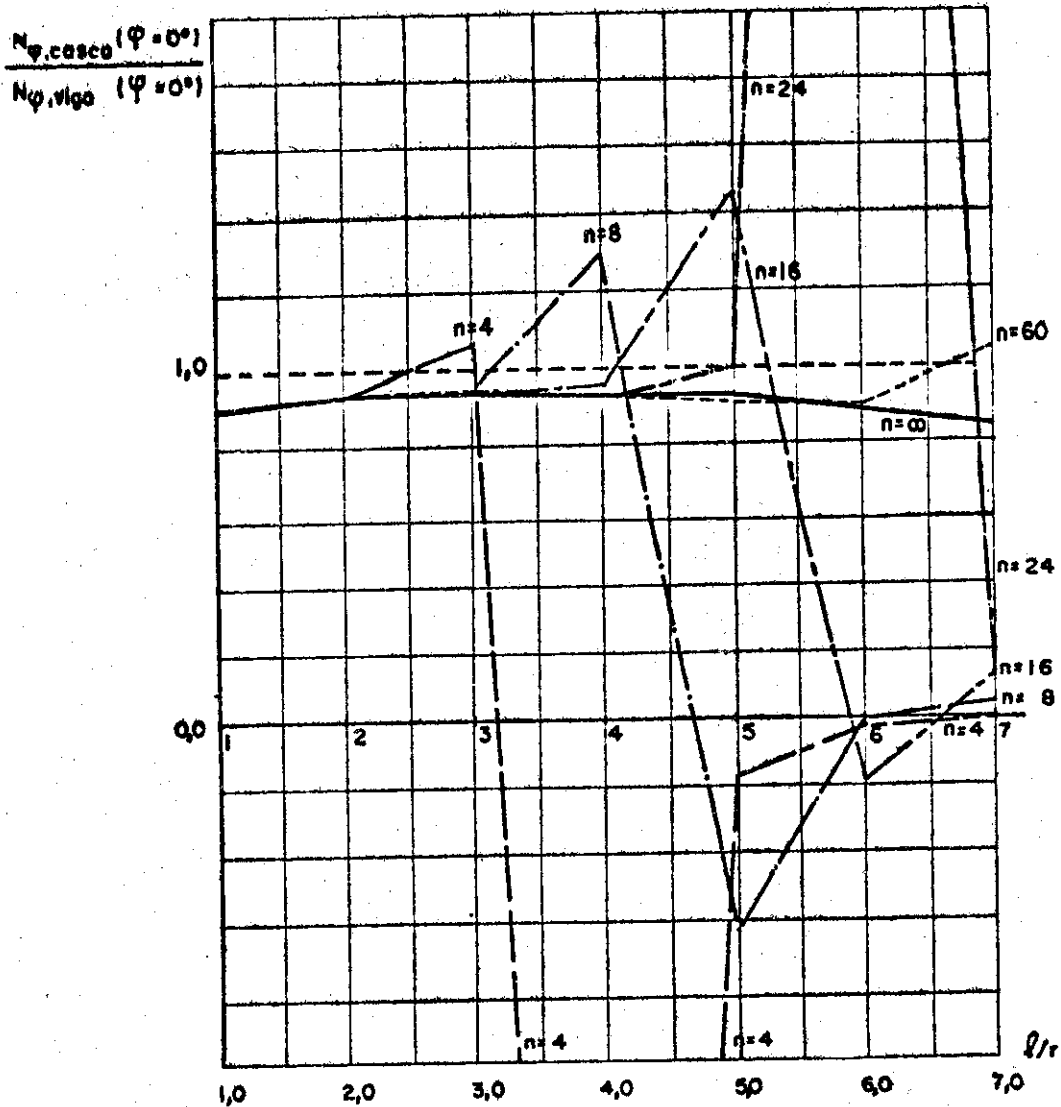


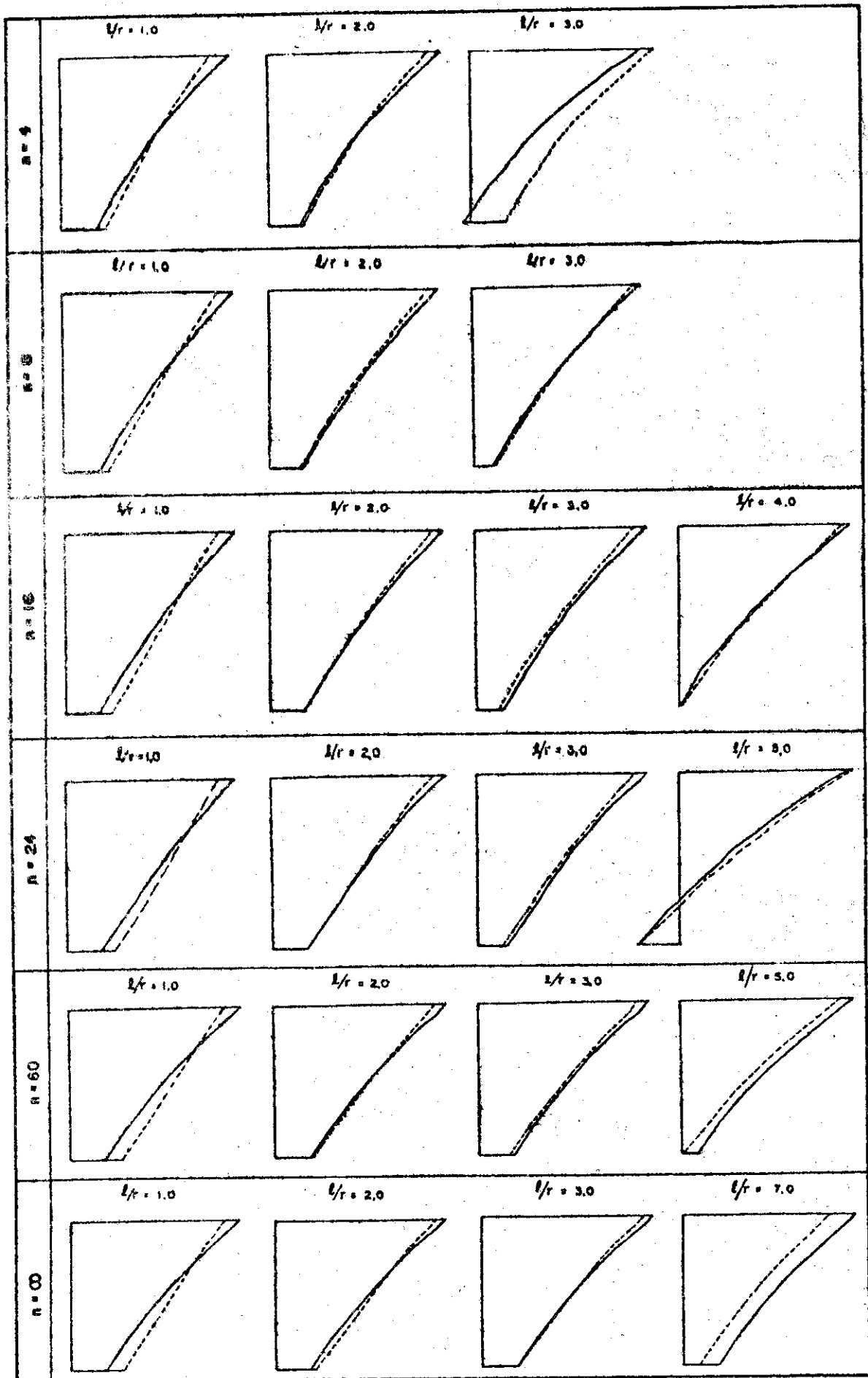
Fig 4.27

a existir, de forma abrupta, a partir de determinados valores de l/r . A razão da existência de tais discrepâncias não está perfeitamente identificada; contudo, em primeira análise, pode-se associar a elas as disparidades entre os deslocamentos radiais das vigas de borda, mostradas na Fig. 4.26. De acordo com o processo viga-arco, a força normal N_ϕ é função da pressão do líquido nas abóbadas, da variação da força cortante ao longo da viga hipotética, e da incôgnita hiperestática X_2 , que por sua vez depende dos deslocamentos no sistema fundamental isostático, um dos quais é função do deslocamento radial e do número de abóbadas;

para relações l/r pequenas, os deslocamentos radiais são pequenos e pouco influem no cálculo de X_2 ; entretanto, à medida que aumentam, passam a exercer maior influência, principalmente no caso de parede com poucas abóbadas.

Observando-se a Fig. 4.26 e a Fig. 4.27, pode-se notar que enquanto os deslocamentos radiais calculados pelo processo viga-arco são menores ou aproximadamente iguais aos calculados pelo processo da teoria das cascas, a relação entre as forças normais não apresenta grandes discrepâncias; nota-se também que as relações l/r correspondentes a $\delta_{r,casca} / \delta_{r,viga} = 0,90$ são aproximadamente as mesmas a partir das quais a relação $N_{\phi,casca} / N_{\phi,viga}$ começa a apresentar valores disparatados. Como se vê na Fig. 4.28, com $n = 4$ e $n = 8$, os resultados são satisfatórios para l/r entre 1,0 e 3,0; com $n = 16$, para l/r entre 1,0 e 4,0; com $n = 24$, para l/r entre 1,0 e 5,0; finalmente, com $n = 60$ e $n = \infty$, para l/r entre 1,0 e 7,0.

A variação das relações entre momentos fletores M_{ϕ} , na seção do meio do vão, obtidos pelos dois processos, é mostrada na Fig. 4.29, pela qual se pode observar que, para relações l/r entre 1,0 e 3,0, as discrepâncias máximas são da ordem de 30%. Nota-se também uma aparente incoerência na progressão das curvas: para relações l/r mais elevadas, a precisão do processo viga-arco melhora à medida que aumenta o número de abóbadas, até aproximadamente $n = 60$, passando a piorar para valores mais altos de n ; tal andamento das curvas pode, de certa forma, ser explicado pelo fato de que, pelo processo viga-arco, o momento M_{ϕ} depende dos valores das incógnitas hiperestáticas X_1 e X_2 , além dos valores da pressão do líquido e da variação da força cortante nas vigas hipotéticas. À medida que o cálculo de viga passa a fornecer valores dos deslocamentos radiais mais altos que os do cálculo de cascas, o valor de X_2 cresce e conseqüentemente o processo viga-arco passa a fornecer valores maiores de M_{ϕ} ; por outro lado, quando se aumenta o número de ondas, tais erros são atenuados, até valores de



————— calc. viga

----- calc. casca

Fig. 4.28

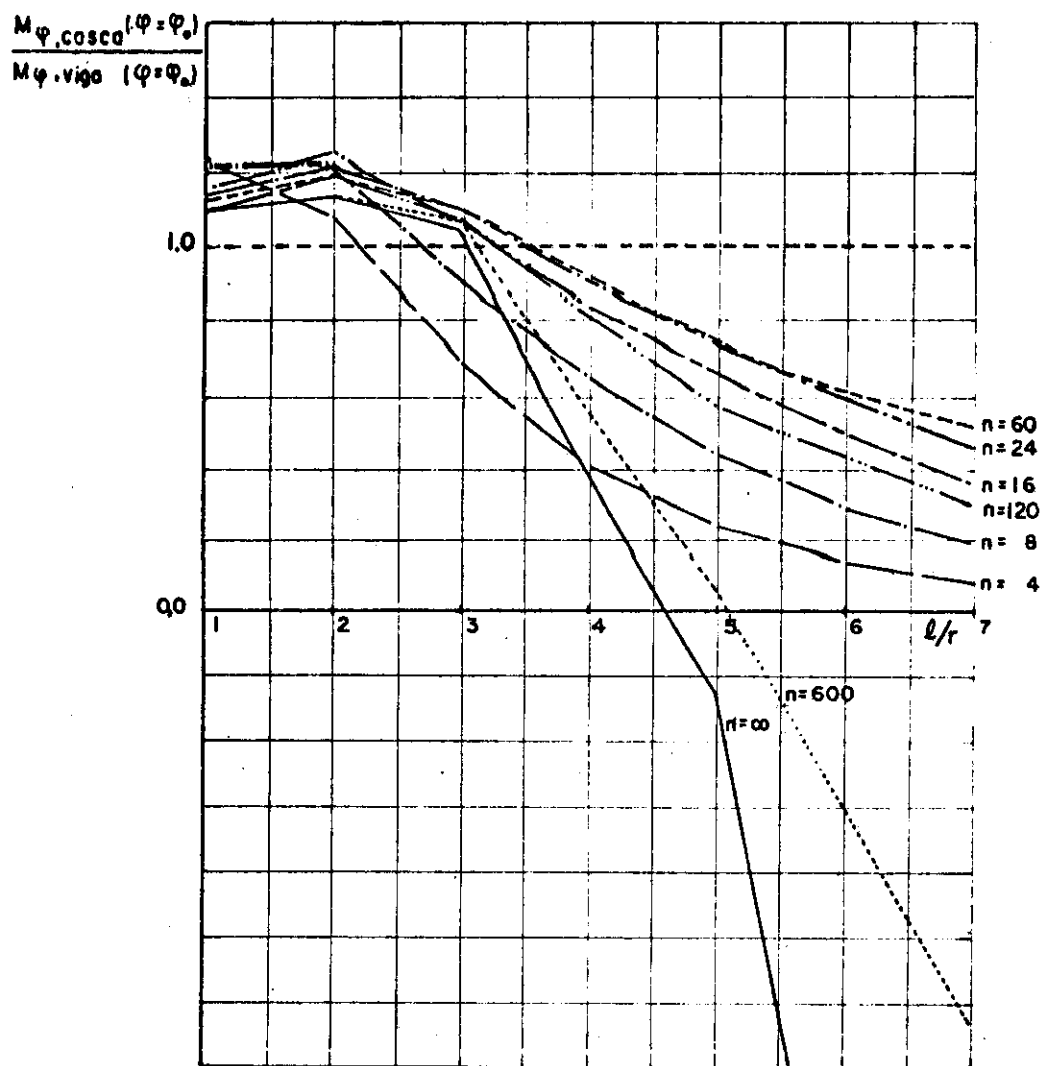
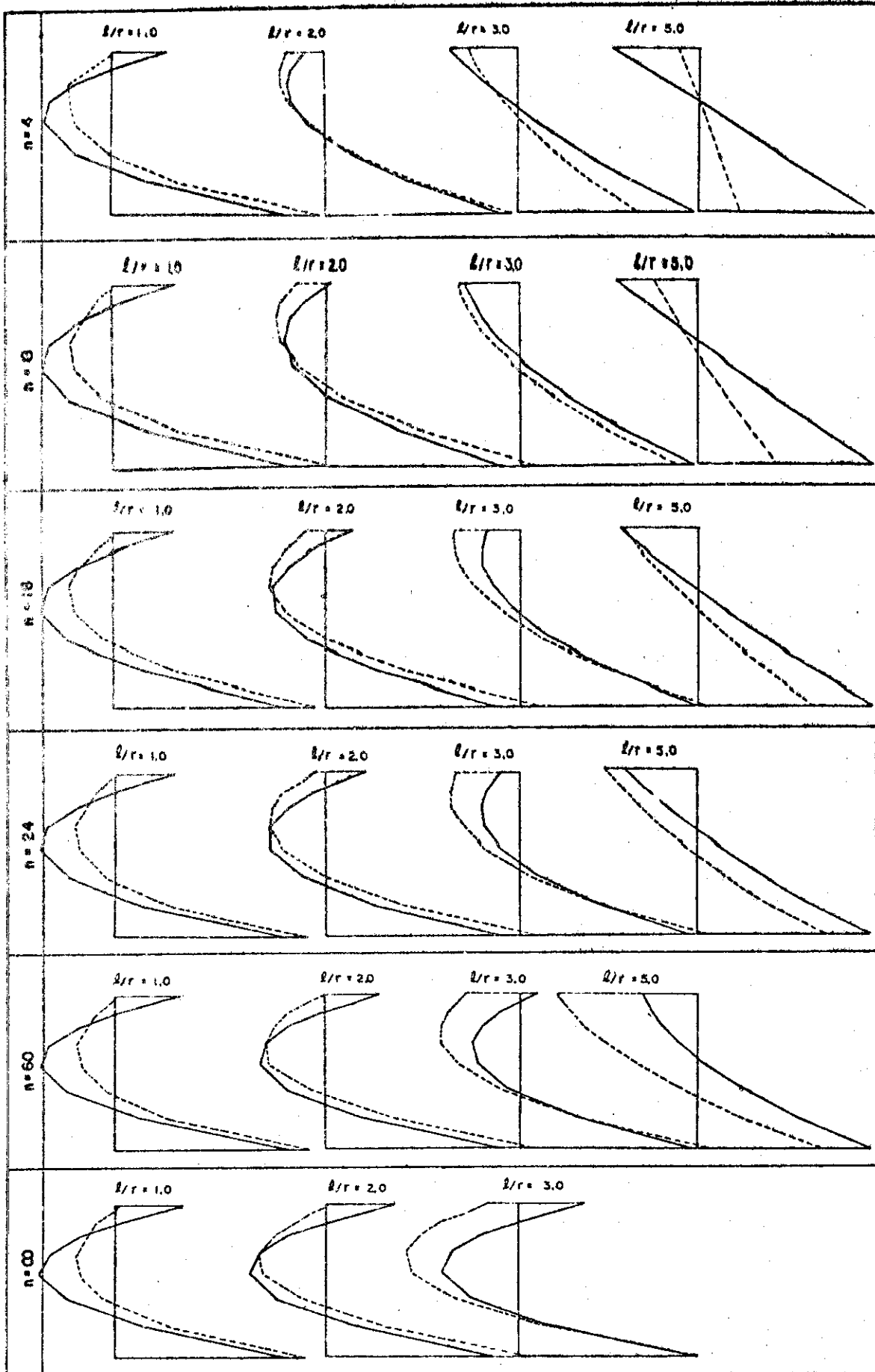


Fig. 4.29

n próximos de 60. Para valores de n maiores que 60, as disparidades aumentam cada vez mais; acredita-se que para grande número de abóbadas, sendo a influência dos deslocamentos radiais praticamente nula no processo viga-arco, ou outros agentes, como o esforço cortante V_{ϕ} , atuante na direção radial de cada abóbada, desprezados no processo aproximado, sejam responsáveis pelas diferenças observadas. Na Fig. 4.30 apresentam-se os diagramas de $M_{\phi, casca} / M_{\phi, viga}$, para relações $\ell/r = 1,0$, $\ell/r = 2,0$ e $\ell/r = 3,0$.



————— calc. viga

----- calc. casca

Fig 4. 30

4.6.2 - 2^a e 3^a séries de exemplos

Como complementação à 1^a série de exemplos, foram calculados outros exemplos com características análogas às aquelas indicadas na Fig. 4.21, alterando-se apenas o valor do ângulo ϕ_0 ; para a 2^a série, adotou-se $\phi_0 = 55^\circ$, e para a 3^a série, $\phi_0 = 35^\circ$. Os gráficos de comparação são apresentados nas figuras 4.31 a 4.36, onde se mostram as variações das relações entre tensões, esforços ou deslocamentos, em função do ângulo π/n .

Observando-se as figuras 4.31 e 4.32, onde se apresentam as tensões normais longitudinais, pode-se notar que cabem restrições à utilização do processo viga-arco para ângulos ϕ_0 próximos de 55° , com relações l/r pequenas ($l/r = 1,0$), e também para ângulos ϕ_0 próximos de 35° , com número de abóbadas menor que 16.

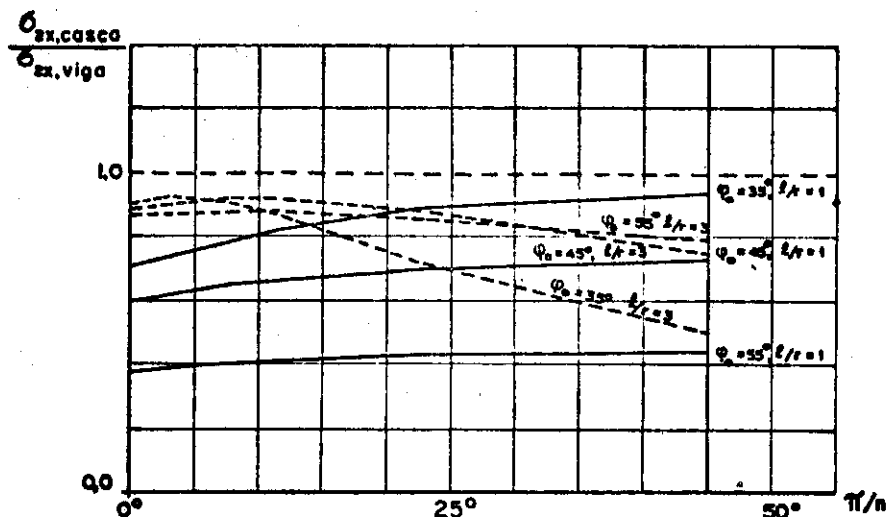


Fig. 4.31

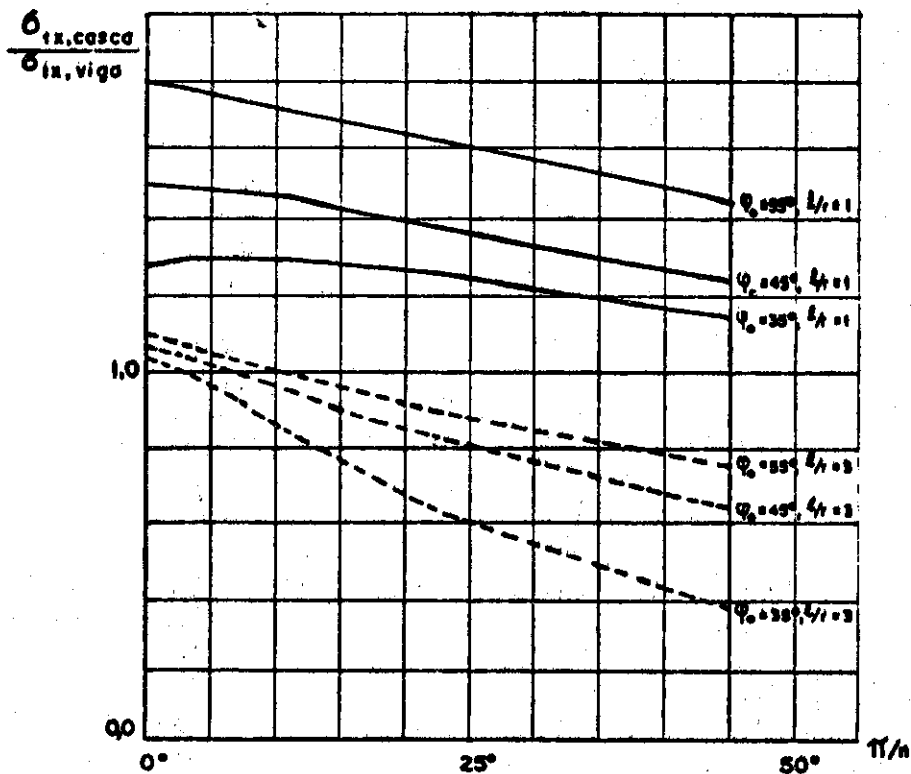


Fig. 4.32

Para as tensões de cisalhamento, mostradas na Fig. 4.33, os resultados são satisfatórios com ϕ_0 entre 35° e 55° , com exceção do caso de $\phi_0 = 35^\circ$ e $l/r = 3$, com $n < 16$.

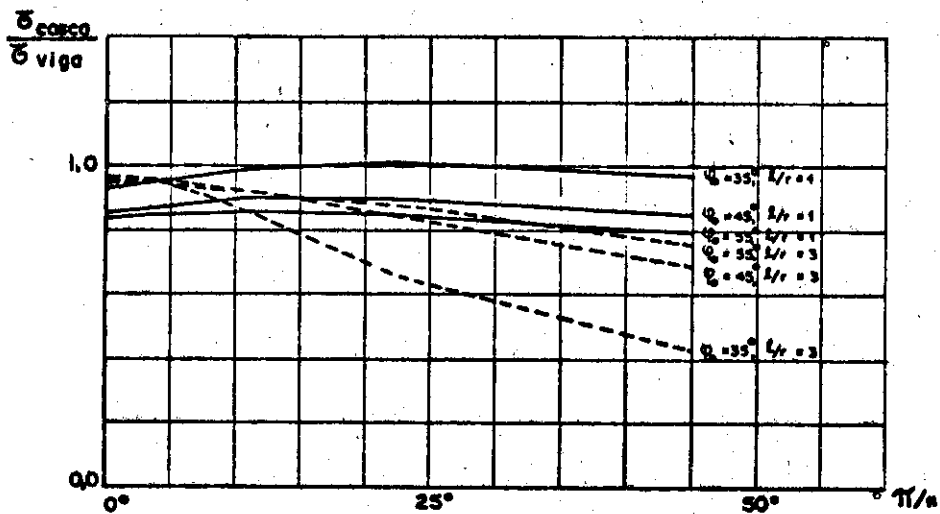


Fig. 4.33

Na Fig. 4.34 apresentam-se as variações da relação entre os deslocamentos radiais $\delta_{r, \text{casca}} / \delta_{r, \text{viga}}$

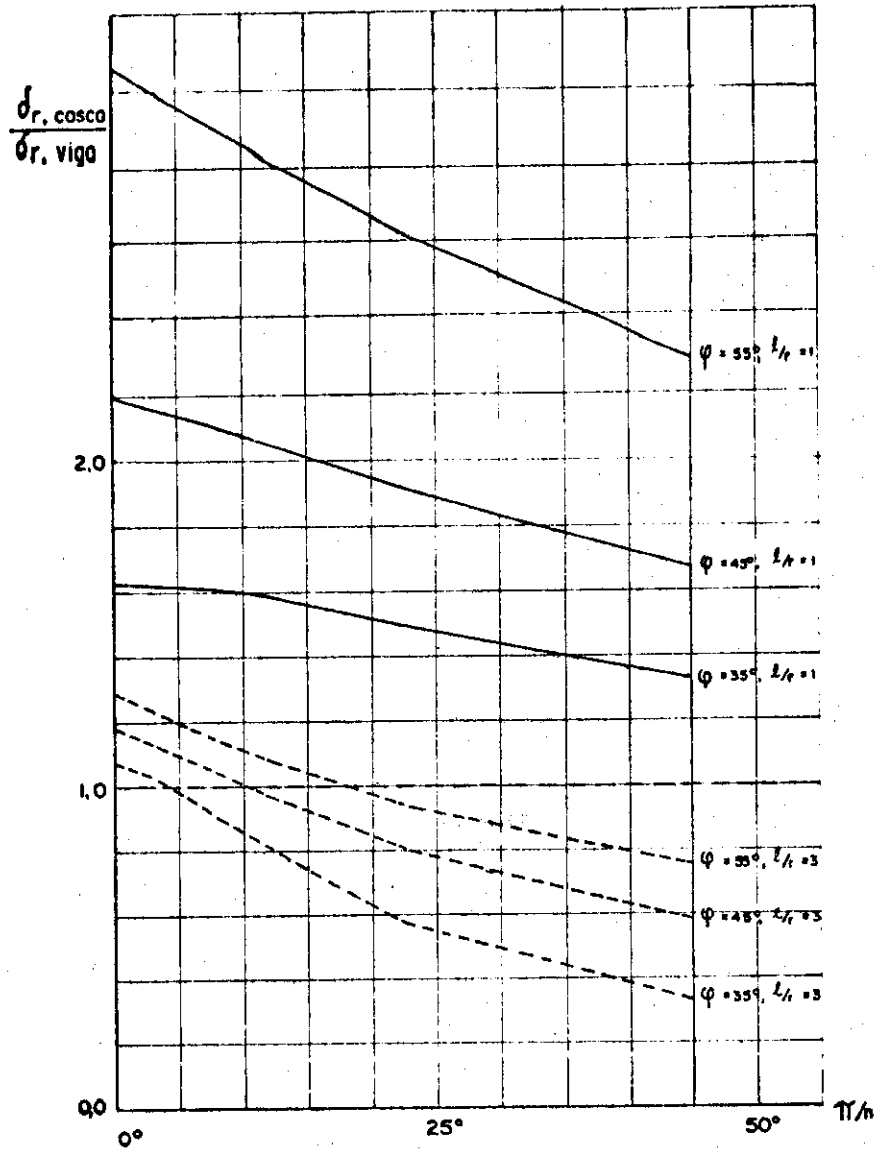


Fig. 4.34

O gráfico de comparação da força normal N_{ϕ} , na Fig. 4.35, mostra que os resultados são bons para os exemplos analisados; com exceção do caso de $\phi_0 = 35^\circ$ e $l/r = 3$, que para valores de n menores que 16, apresenta grandes disparidades; pode-se notar pela Fig. 4.34 que para

$\phi_0 = 35^\circ$, $l/r = 3$ e $n = 16$, a relação entre deslocamentos radiais é cerca de 0,90, o que vem confirmar certa coerência nas observações feitas nos comentários da 1ª série de exemplos.

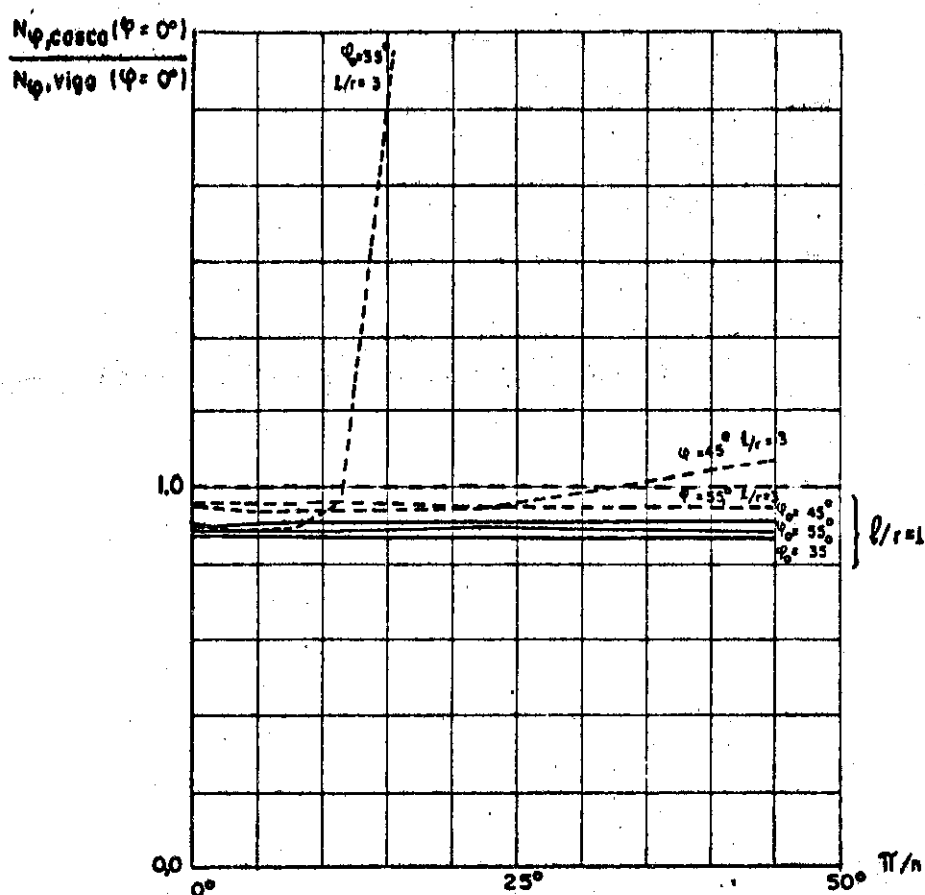


Fig. 4.35

Pela Fig. 4.36, pode-se observar que para $M\phi$ as maiores discrepâncias surgem com $\phi_0 = 35^\circ$, possivelmente pelo fato de que, fixada uma relação r/h_c , os arcos elementares tornam-se mais rígidos transversalmente quando se diminui ϕ_0 ; então, pequenas diferenças no cálculo de deslocamentos acarretam grandes discrepâncias nos esforços.

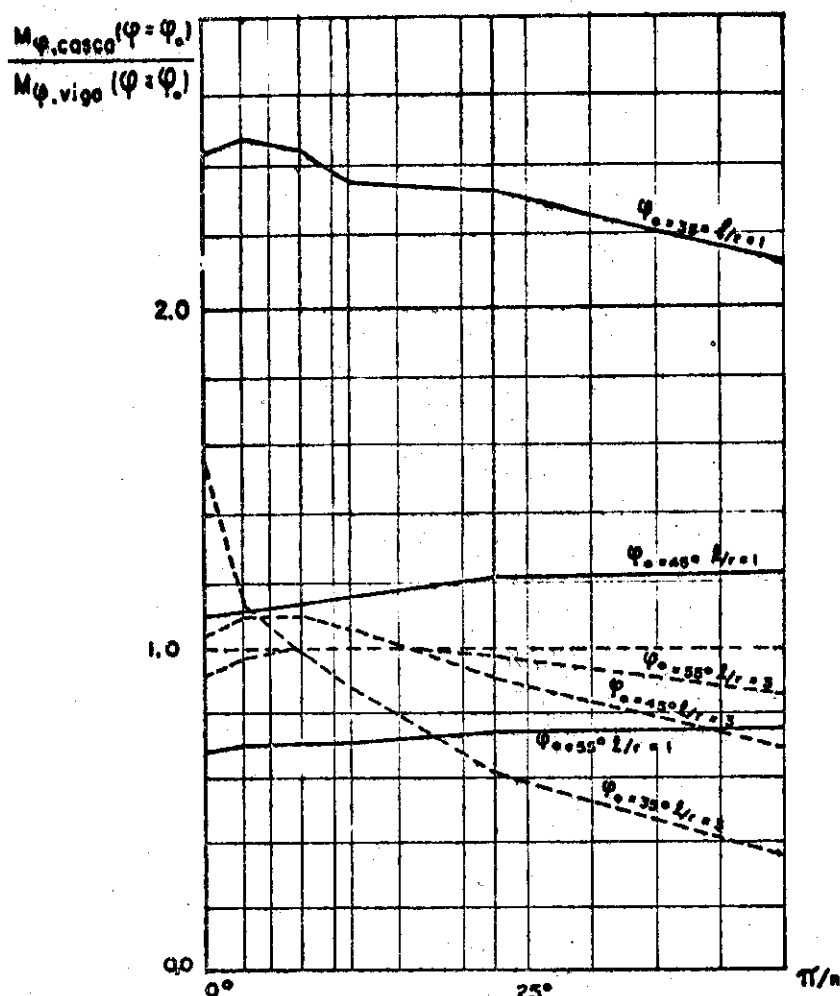


Fig. 4.36

4.6.3 - 4^a e 5^a séries de exemplos

Na 4^a e 5^a séries de exemplos, as abóbadas são idênticas às da Fig. 4.21, alterando-se apenas as dimensões das vigas de borda; para a 4^a série, adotaram-se $b_v = 0,20\text{m}$ e $h_v = 1,00\text{m}$; na 5^a série, admitiu-se parede sem vigas de borda. Para estas séries foram calculados exemplos com ℓ/r variando de 1 a 7, apenas com $n = \infty$.

Os gráficos de comparação são apresentados nas figuras 4.37 a 4.42. Observe-se que a alteração da rigidez das vigas de borda não acarreta, pelo menos para os exemplos particulares que são analisados, grandes mudanças no andamento das curvas, com exceção do caso dos momentos M_ϕ ;

contudo, cabe ressaltar que com $n = \infty$ e $l/r > 3$, o processo viga-arco não fornece mesmo bons resultados, como já se observou nos exemplos anteriores.

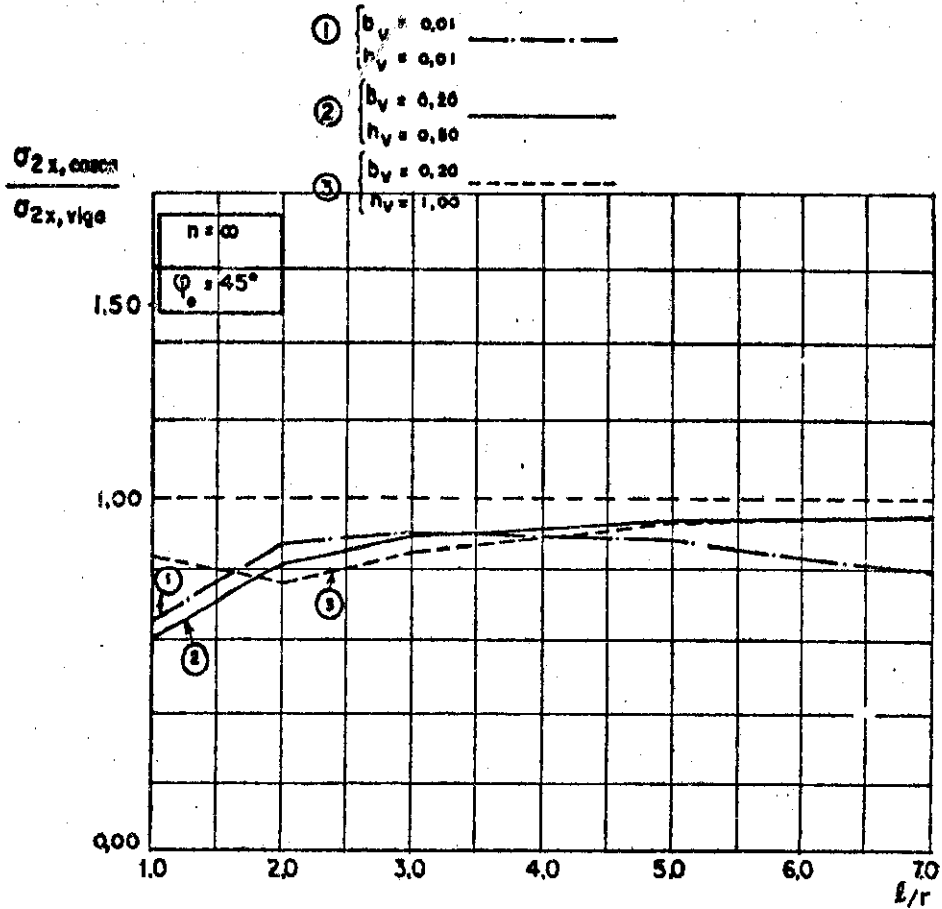


Fig. 4.37

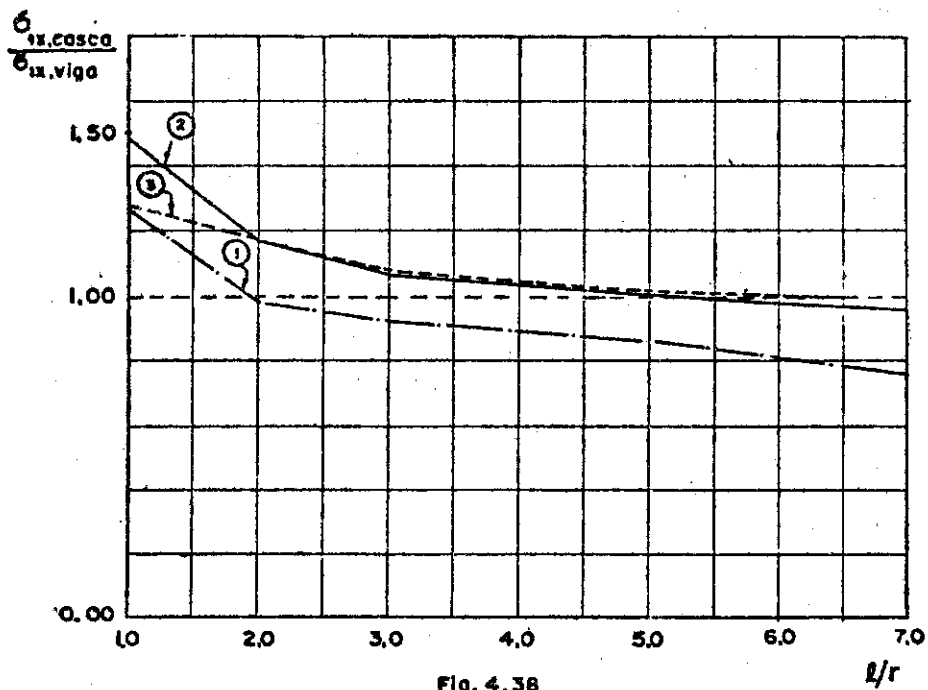


Fig. 4.38

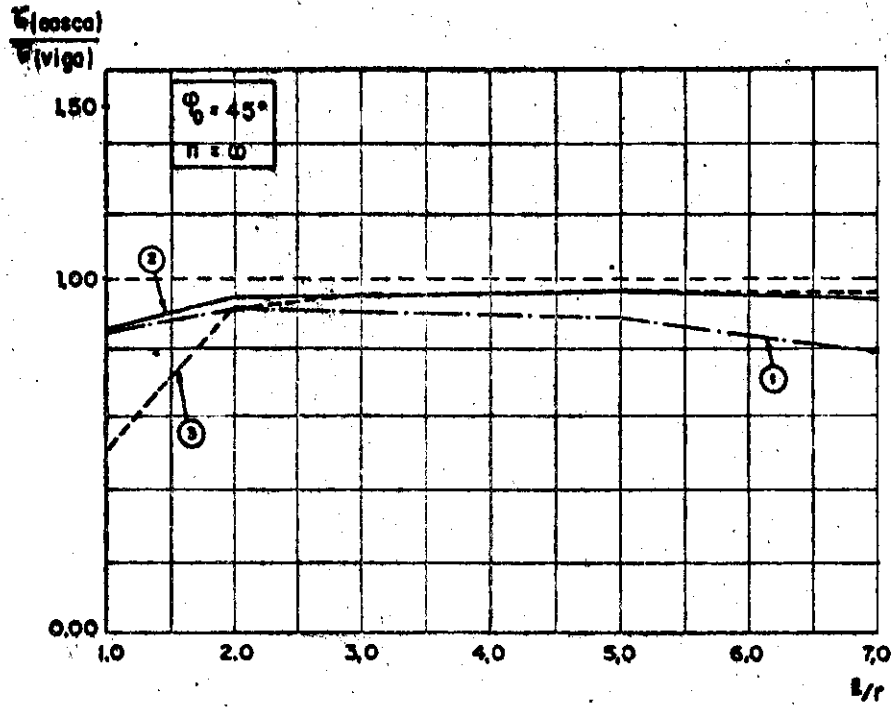


Fig. 4.39

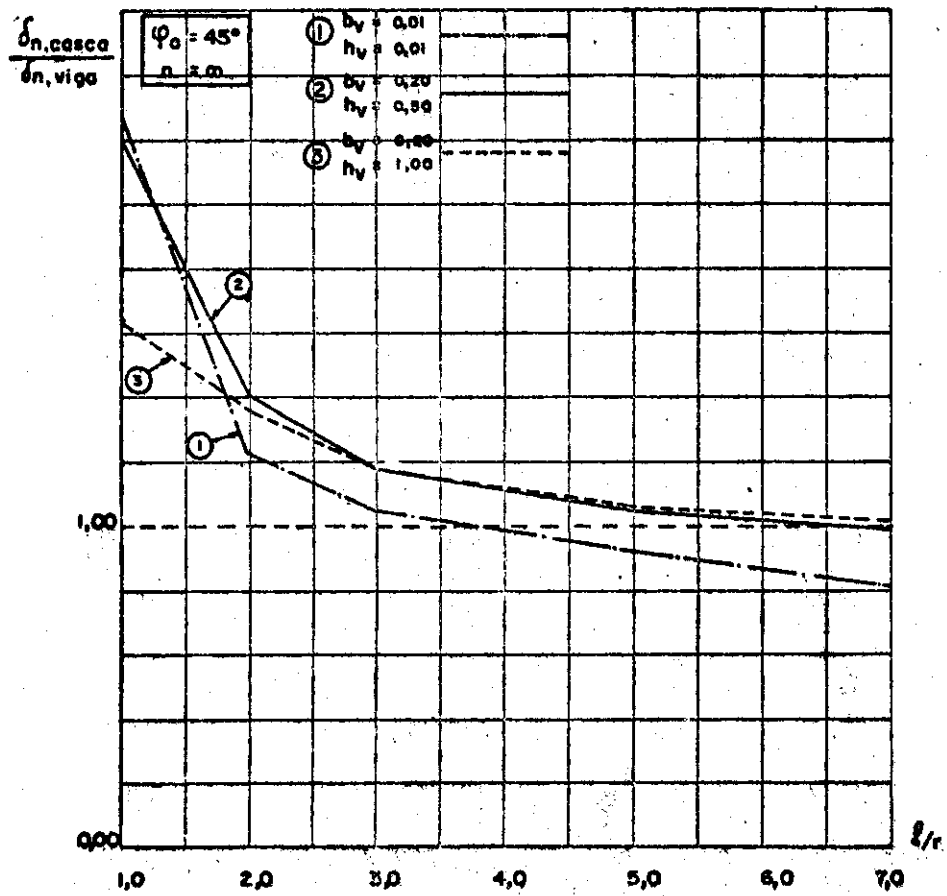


Fig. 4.40

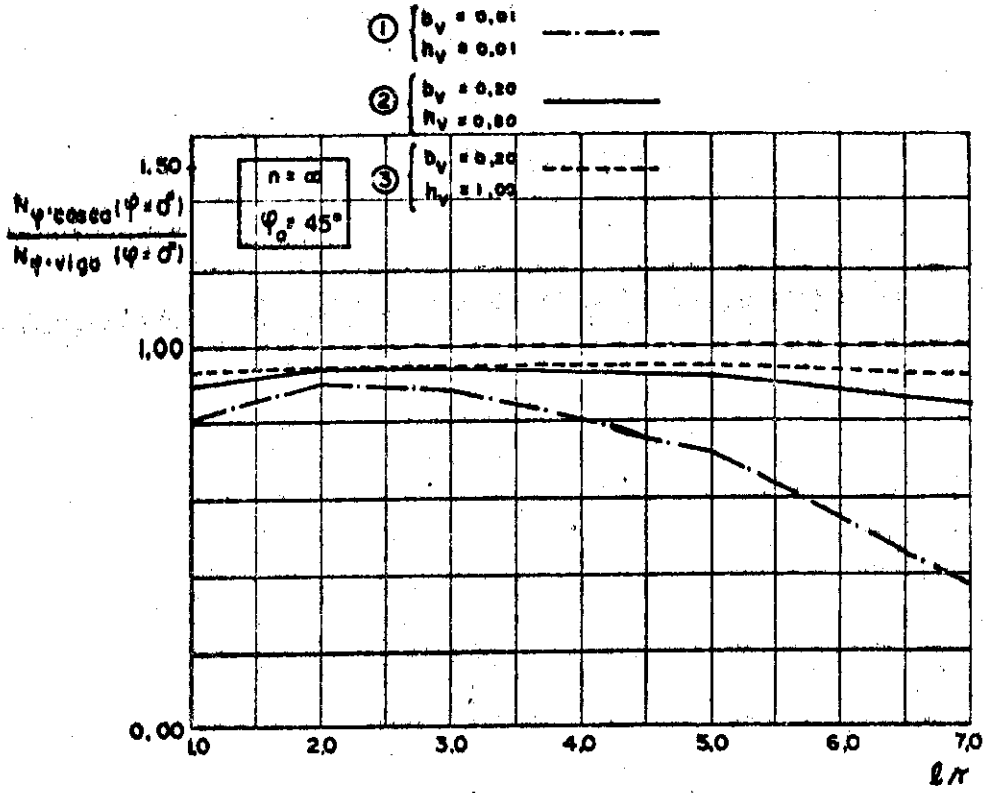


Fig. 4.41

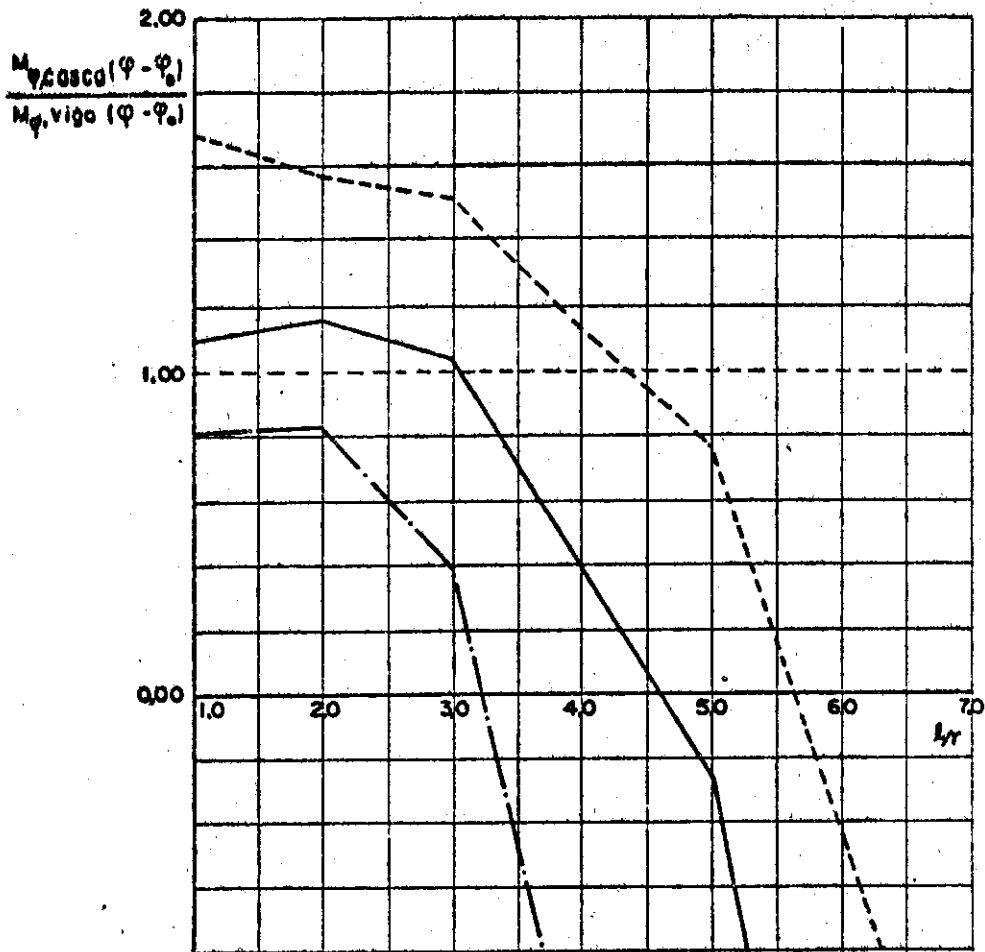


Fig. 4.42

4.6.4 - Comentários finais

Vale a pena frisar novamente que os exemplos de comparação apresentados não servem, pelas particularidades assumidas, para a elaboração de dados conclusivos sobre a eficiência do processo viga-arco em qualquer caso, prestando-se apenas ao delineamento de alguns limites que já foram comentados.

Na prática, as relações l/r situam-se, em geral, entre 1 e 4, devido às próprias imposições de caráter geométrico e mecânico da parede. Nesse intervalo, o processo viga-arco fornece em geral bons resultados para as tensões normais e de cisalhamento; contudo, os esforços transversais nem sempre têm valores satisfatórios, apresentando melhores resultados com $n > 16$.

Cabe ressaltar também que, do ponto de vista de segurança global da parede, interessam mais os esforços do cálculo de viga, ou seja, as tensões normais e de cisalhamento, e para estas, o cálculo aproximado é satisfatório, com tendência a fornecer valores a favor da segurança. Os esforços transversais M_{ϕ} e N_{ϕ} ficam restritos a valores pequenos e pequenas imprecisões não chegam a afetar sobremaneira o projeto estrutural.

De maneira geral, pode-se dizer que abóbadas com l/r entre 2 e 3, com ϕ_0 entre 40° e 50° e com $n > 16$, o processo viga-arco fornece bons resultados. Contudo, a aplicabilidade do processo aproximado não fica restrita a esses intervalos; para os diversos casos que surgem na prática, pode-se chegar a um bom projeto estrutural, considerando-se de maneira criteriosa os diversos parâmetros que influem na eficiência do processo aproximado.

A fixação de limites mais precisos para a aplicação do processo viga-arco, em nível de aconselhamento, requer a elaboração de um trabalho mais completo, com a verificação da influência dos demais parâmetros, o que, a nosso ver, excede os objetivos deste trabalho, em primeira análise.

5 | PROCESSO DE ANÁLISE DE UM RESERVATÓRIO TÍPICO

A abordagem sumária realizada no Capítulo 2 sobre o comportamento da estrutura piloto, sob a ação das cargas, permitiu a avaliação da complexidade do cálculo de um reservatório típico, não somente devida às características peculiares da parede, que mereceram atenção especial no Capítulo 4, mas também devida à reunião de diversos elementos estruturais, que embora não constituam casos especiais por si sô, conferem ao processo de análise da estrutura global a qualificação de trabalhoso, pela necessidade de se avaliar os efeitos da interdependência entre esses elementos.

Busca-se neste capítulo o estabelecimento de um roteiro de cálculo de um reservatório típico, que permita a avaliação de esforços em toda a estrutura com suficiente exatidão, evidenciando-se os efeitos de maior importância, com o que se disporá de dados para o cálculo não apenas da estrutura piloto, como também de variantes mais simples.

5.1 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DO PROCESSO DE ANÁLISE

A estrutura típica é dividida inicialmente em três sub-estruturas: reservatório propriamente dito, torre e fundação, e conforme comentários já feitos no Capítulo 2, tais partes podem ser tratadas isoladamente desde que as cascas tronco-cônica e cilíndrica da torre sejam suficientemente delgadas.

Cada uma dessas sub-estruturas é analisada separadamente pelo Processo dos Esforços, sofrendo novos desmembramentos em elementos estruturais mais simples, entre os quais se estabelecem relações de compatibilidade geométrica.

O processo de análise será estabelecido para um reservatório típico com dois tirantes intermediários, com demais características semelhantes às dos reservatórios já apresentados.

5.2 - CÁLCULO DO RESERVATÓRIO PROPRIAMENTE DITO

A estrutura do recipiente é dividida em elementos estruturais mais simples conforme mostra o esquema da Fig. 5.1, constituindo um sistema fundamental, onde se indicam também as incógnitas hiperestáticas escolhidas, apresentadas com os sentidos considerados positivos; neste esquema, o efeito de um tirante, admitido como circular e sem rigidez à flexão e torção, é representado pelo efeito de uma mola.

As incógnitas hiperestáticas são definidas a seguir, considerando-se a parede composta por uma sucessão de vigas verticais, conforme o processo explanado no Capítulo 4:

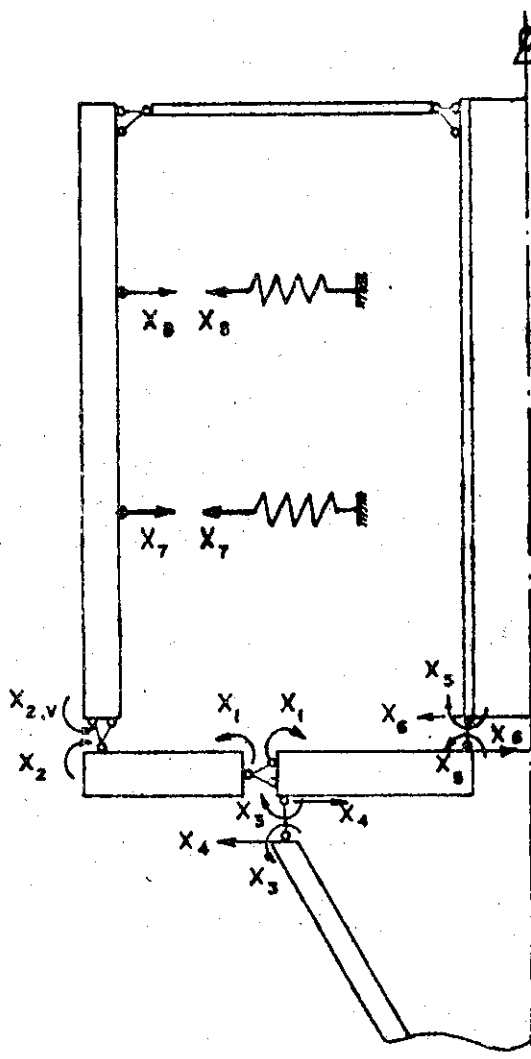


Fig. 5.1- SISTEMA FUNDAMENTAL DO RESERVATÓRIO.

- a) X_1 - momento fletor por unidade de comprimento, na laje do fundo, na seção sobre o apoio, positivo quando provoca tração na superfície inferior;
- b) X_2 - momento fletor, por unidade de comprimento, na laje do fundo, correspondente ao engastamento elástico com a parede, positivo quando traciona a superfície inferior;
- c) $X_{2,v}$ - momento fletor aplicado no pé da viga vertical, correspondente ao engastamento elástico com a laje do fundo, com o valor igual ao da resultante do momento X_2 aplicado à laje, numa extensão igual à do arco de circunferência do contorno externo correspon

dente ao setor de influência de uma viga vertical, positivo quando provoca tração no lado externo;

- d) X_3 - momento fletor, por unidade de comprimento, correspondente ao engastamento elástico da laje do fundo com a borda superior da casca tronco-cônica do alargamento da torre, positivo, na laje, quando traciona a superfície inferior, e na casca, quando provoca tração no lado interno;
- e) X_4 - força horizontal por unidade de comprimento, aplicada na parte inferior da seção do apoio da laje do fundo e na borda superior da casca tronco-cônica, positiva, na laje, quando atua em direção ao eixo central, e na casca, quando atua no sentido contrário;
- f) X_5 - momento fletor por unidade de comprimento, correspondente ao engastamento elástico da laje de fundo com a casca cilíndrica da coluna de acesso para inspeção, positivo, na laje do fundo quando provoca tração na superfície inferior, e na casca, quando traciona o lado interno;
- g) X_6 - força horizontal por unidade de comprimento, correspondente ao engastamento elástico da laje do fundo com a casca cilíndrica da coluna de acesso para inspeção, positiva, na laje do fundo, quando atua em direção ao eixo central, e na casca, quando atua no sentido contrário;
- h) X_7 e X_8 - forças horizontais, correspondentes à ação recíproca entre tirantes e viga vertical, positivas, na viga vertical, quando atuam em direção ao eixo central, e no tirante, quando atuam no sentido contrário.

Cabe ressaltar que, como mostra o esquema da Fig. 5.1, são desprezados desde já os efeitos do engastamento da laje de cobertura com a parede e com a coluna de acesso, visto que teriam influência desprezível no cálculo das demais incógnitas hiperestáticas, devido à rigidez relativamente pequena da laje de cobertura. Tais efeitos devem entretanto ser considerados no cálculo da própria laje de cobertura.

Pela mesma razão, isto é, devido à rigidez relativamente pequena de certos elementos estruturais face às rigidezes da laje do fundo e da parede, poderiam ser descartadas as incógnitas X_5 e X_6 , correspondentes ao engastamento elástico da laje do fundo com a casca cilíndrica, e eventualmente, até mesmo X_3 e X_4 , correspondentes ao engastamento da laje do fundo com a casca tronco-cônica. Tais simplificações diminuiriam de quatro o número de incógnitas, tornando a compatibilização de deslocamentos muito mais simples. Contudo, pelo menos em princípio, será mantido este esquema inicial, primeiramente porque os esforços nos elementos do fundo do reservatório merecem maior atenção, pela ação direta da água, e em segundo lugar, para permitir comparações com processos mais aproximados em exemplos particulares.

Além disso, nesta primeira etapa não são levados em conta os esforços atuantes no plano das lajes, considerando-as perfeitamente inextensíveis.

5.2.1 - Caracterização de cada elemento estrutural

5.2.1.1 - Laje anular do fundo, com apoio no contorno interno

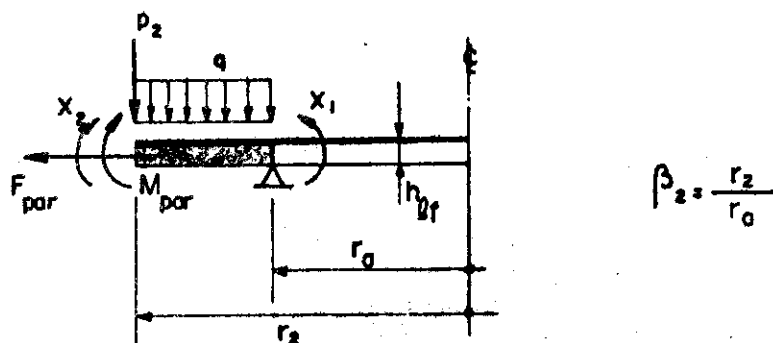


Fig. 5.2- LAJE ANULAR EXTERNA

sendo q a carga uniformemente distribuída sobre a laje, devida ao peso próprio e sobrecarga da água;

p_2 , a carga linearmente distribuída no contorno externo da laje, devida ao peso próprio da parede, tirantes, parcela do peso próprio da laje de cobertura, saliências da laje de fundo não incluídas no cálculo de q e outras cargas;

M_{par} , o momento fletor uniformemente distribuído no contorno externo da laje do fundo, correspondente à excentricidade da linha de aplicação da carga da parede com relação ao contorno teórico da laje do fundo, de raio r_2 ;

F_{par} , a carga radialmente distribuída aplicada no contorno externo da laje do fundo, correspondente à ligação da parede com a laje; não será considerada no cálculo das incógnitas hiperestáticas.

5.2.1.2 - Laje anular do fundo, com apoio no contorno externo

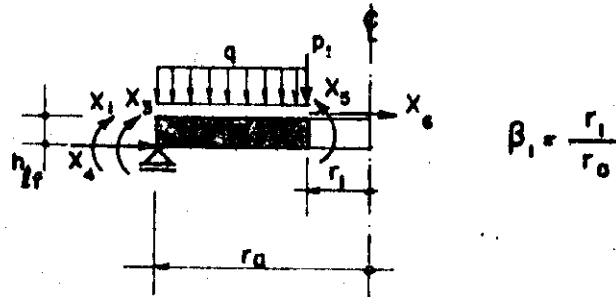


Fig.5.3-LAJE ANULAR INTERNA

sendo q a carga definida em 5.2.1.1;

p_1 a carga linearmente distribuída no contorno interno da laje, devida ao peso próprio da coluna de acesso e parcela do peso próprio da laje de cobertura.

5.2.1.3 - Casca tronco-cônica do alargamento da torre

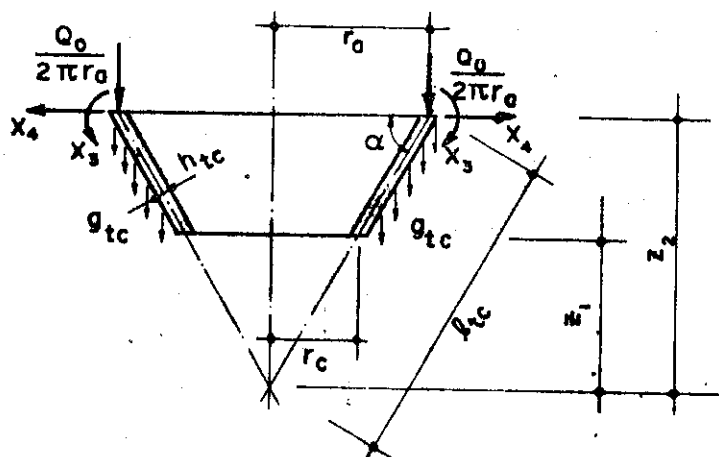


Fig. 5.4 - CASCA TRONCO-CÔNICA

sendo Q_0 o peso próprio total e sobrecarga total da estrutura que se apoia na casca tronco-cônica;

g_{tc} o peso próprio, por unidade de superfície, da casca tronco-cônica.

5.2.1.4 - Vigas verticais

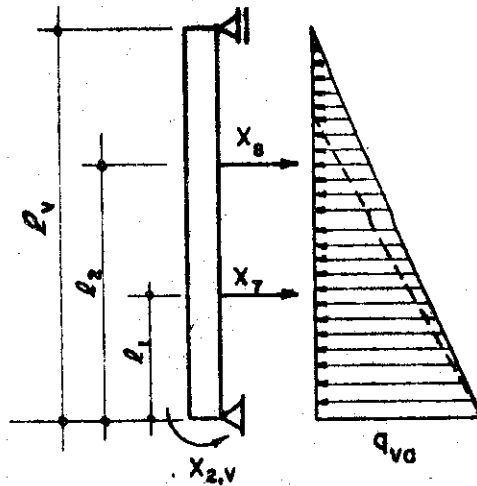


Fig. 5.5 - VIGA VERTICAL

sendo q_{va} o valor máximo da carga triangularmente distribuída na viga vertical, assumida, por simplificação, como atuante em toda a extensão da viga.

5.2.1.5 - Casca cilíndrica da coluna de acesso

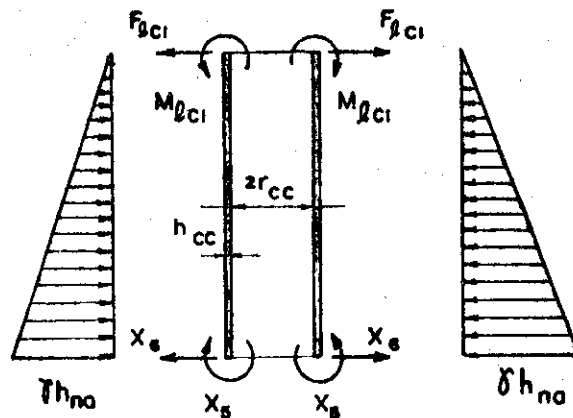


Fig. 5.6 - CASCA CILÍNDRICA

sendo γh_{na} a pressão máxima da água, onde h_{na} é altura máxima da coluna de água;

M_{lc1} e F_{lc1} , respectivamente, o momento fletor e a força horizontal por unidade de comprimento, correspondentes ao engastamento elástico da casca cilíndrica com a laje de cobertura, que são avaliados separadamente.

5.2.1.6 - Laje de cobertura

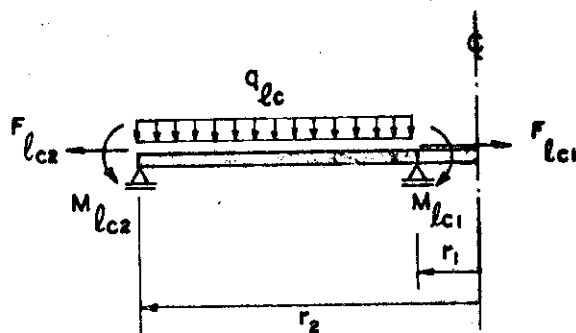


Fig. 5.7-LAJE DE COBERTURA

sendo q_{lc} a carga uniformemente distribuída sobre a laje de cobertura, devida ao peso próprio e sobrecarga;

M_{lc1} e F_{lc1} , cargas definidas em 5.2.1.5.

M_{lc2} e F_{lc2} , respectivamente, o momento fletor e a força horizontal por unidade de comprimento, correspondentes ao engastamento da laje de cobertura com a parede.

5.2.2 - Determinação dos coeficientes de flexibilidade

Segundo a prática usual do Processo dos Esforços, calculam-se os coeficientes que compõem a matriz de flexibilidade do sistema fundamental escolhido. Tais coe-

ficientes, δ_{ij} , nada mais são que os deslocamentos na direção da incógnita X_i , produzidos por esforços unitários na direção das incógnitas X_j .

Os deslocamentos δ_{ij} são considerados positivos quando têm o mesmo sentido adotado como positivo para a incógnita X_i . Ressalta-se que, uma vez adotados sentidos contrários para uma mesma incógnita X_i , atuando num e noutro elemento estrutural na seção de desmembramento, o coeficiente de flexibilidade, isto é, o deslocamento relativo entre tais elementos, produzidos por esforços unitários, será sempre a soma algébrica dos deslocamentos individuais de cada elemento. Como exemplo, pode-se citar o caso da incógnita X_1 , que estabelece a continuidade da laje do fundo na seção de apoio, dividida em duas lajes anulares. Convencionou-se que X_1 , atuando na laje anular externa, isto é, com apoio no contorno interno, é positiva no sentido anti-horário, e na laje anular interna, no sentido horário; o coeficiente de flexibilidade relativo δ_{11} é igual à soma dos coeficientes de flexibilidade $\delta_{11,11}$ e $\delta_{11,12}$, calculados para a laje interna e externa, respectivamente.

As expressões para o cálculo dos coeficientes de flexibilidade são aquelas apresentadas no Capítulo 3, tratando-se apenas de se adaptar devidamente os sinais à convenção agora adotada. Nas figuras 5.8 a 5.15, esquematizaram-se os deslocamentos a que correspondem os coeficientes de flexibilidade.

5.2.2.1 - Na direção de X_1

$$\delta_{11} = \delta_{11,11} + \delta_{11,12}$$

$$\delta_{11,11} = \frac{r_a}{D(1+\nu)(1-\beta_1^2)} \left(1 + \frac{1+\nu}{1-\nu} \beta_1^2 \right)$$

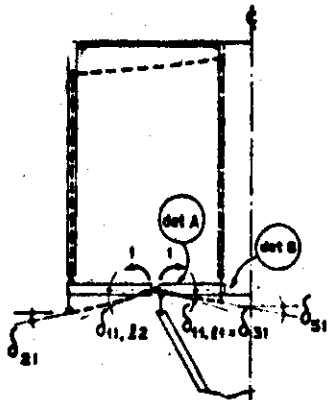


Fig. 5.8

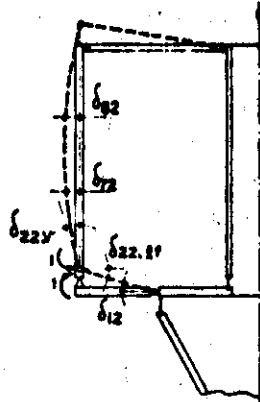
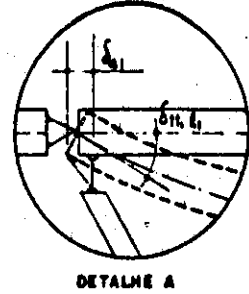


Fig. 5.9



DETALHE A

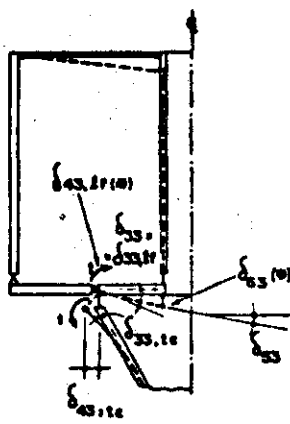


Fig. 5.10

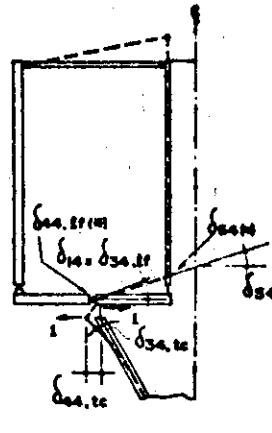
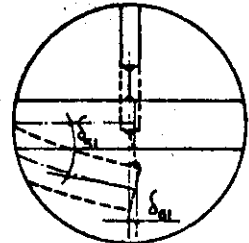


Fig. 5.11



DETALHE B

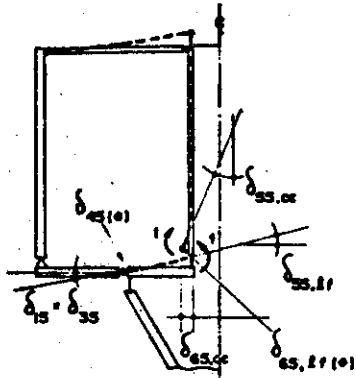


Fig. 5.12

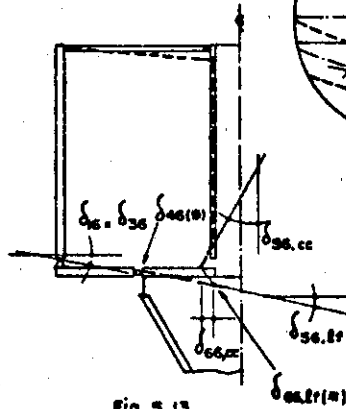


Fig. 5.13

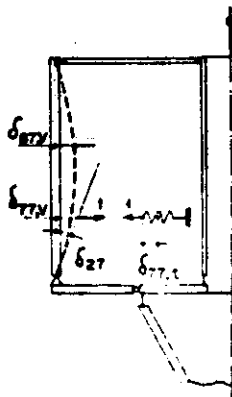


Fig. 5.14

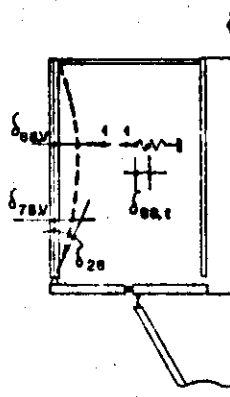


Fig. 5.15

(*) OS COEFICIENTES ASSINALADOS CORRESPONDEM A DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DECORRENTES DE DESLOCAMENTOS ANGULARES DAS BORDAS DA LAJE DE FUNDO DE MODO SEMELHANTE AO ESQUEMA TIRADO NOS DETALHES "A" E "B".

$$\delta_{11, \ell 2} = \frac{-r_a}{D(1+\nu)(1-\beta_2^2)} \left(1 + \frac{1+\nu}{1-\nu} \beta_2^2 \right)$$

$$\delta_{12} = \frac{2r_a}{D(1-\nu^2)} \frac{\beta_2^2}{1-\beta_2^2}$$

$$\delta_{13} = \delta_{11, \ell 1}$$

$$\delta_{14} = \frac{-h_{\ell f}}{2} \delta_{11, \ell 1}$$

$$\delta_{15} = \frac{-2r_a}{D(1-\nu^2)} \frac{\beta_1^2}{1-\beta_1^2}$$

$$\delta_{16} = \frac{-h_{\ell f}}{2} \delta_{15}$$

$$\delta_{17} = \delta_{18} = 0$$

5.2.2.2 - Na direção de X_2

$$\delta_{21} = \frac{2r_a}{D(1-\nu^2)} \frac{\beta_2}{1-\beta_2^2}$$

$$\delta_{22} = \delta_{22, \ell f} + \delta_{22, \nu}$$

$$\delta_{22, \ell f} = \frac{-r_a}{D(1+\nu)} \frac{\beta_2}{1-\beta_2^2} \left(\beta_2^2 + \frac{1+\nu}{1-\nu} \right)$$

$$\delta_{22, \nu} = \frac{c \ell_{\nu}}{3EI_{\nu}}$$

sendo I_v o momento de inércia da viga vertical;

$c = \frac{2\pi r_2}{n_v}$, o comprimento do arco de circunferência do contorno externo da laje do fundo, correspondente ao setor de influência de uma viga vertical.

e n_v o número de vigas verticais.

$$\delta_{23} = \delta_{24} = \delta_{25} = \delta_{26} = 0$$

$$\delta_{2j} = -\frac{-a^3 b}{2EI_v l_v^2} \left[\frac{1}{3} + \left(\frac{b}{a}\right) + \frac{2}{3} \left(\frac{b}{a}\right)^2 \right], \text{ com } j = 7, 8$$

para o cálculo de δ_{27} ,

$$a = l_1$$

$$b = l_v - l_1$$

para o cálculo de δ_{28} ,

$$a = l_2$$

$$b = l_v - l_2$$

5.2.2.3 - Na direção de X_3

$$\delta_{31} = \delta_{11, l1}$$

$$\delta_{32} = 0$$

$$\delta_{33} = \delta_{33, lf} + \delta_{33, tc}$$

$$\delta_{33,lf} = \delta_{11,l1}$$

$$\delta_{33,tc} = \frac{L_2}{D_{tc}}$$

$$\delta_{34} = \delta_{34,lf} + \delta_{34,tc}$$

$$\delta_{34,lf} = \delta_{14}$$

$$\delta_{34,tc} = \frac{L_2^2}{2D_{tc}} \quad \text{send}$$

$$\delta_{35} = \delta_{15}$$

$$\delta_{36} = \delta_{16}$$

$$\delta_{37} = \delta_{38} = 0$$

$$\text{com } L_2 = \frac{l_{tc}^2 h_{tc}^2}{3(1-v^2) \text{tg}^2 \alpha}$$

$$D_{tc} = \frac{Eh_{tc}^3}{12(1-v^2)}$$

5.2.2.4 - Na direção de X₄

$$\delta_{41} = \delta_{14}$$

$$\delta_{42} = 0$$

$$\delta_{43} = \delta_{43,tc} + \delta_{43,lf}$$

$$\delta_{43,tc} = \delta_{34,tc}$$

$$\delta_{43,lf} = \delta_{34,lf} = \delta_{14}$$

$$\delta_{44} = \delta_{44,tc} + \delta_{44,lf}$$

$$\delta_{44,tc} = \frac{2l_{tc}^2 \cos^2 \alpha}{EL_2 h_{tc}}$$

$$\delta_{44,lf} = \frac{-h_{lf}}{2} \delta_{41}$$

$$\delta_{45} = -\frac{h_{lf}}{2} \delta_{15}$$

$$\delta_{46} = \frac{h_{lf}^2}{4} \delta_{15}$$

$$\delta_{47} = \delta_{48} = 0$$

5.2.2.5 - Na direção de X_5

$$\delta_{51} = \frac{\delta_{15}}{\beta_1}$$

$$\delta_{52} = 0$$

$$\delta_{53} = \delta_{51}$$

$$\delta_{54} = \frac{-h_{lf}}{2} \delta_{51}$$

$$\delta_{55} = \delta_{55,lf} + \delta_{55,cc}$$

$$\delta_{55,lf} = \frac{r_a}{D(1+v)} \frac{\beta_1}{1-\beta_1^2} \left(\beta_1^2 + \frac{1+v}{1-v} \right)$$

$$\delta_{55,cc} = \frac{1}{\lambda_{cc} D_{cc}}$$

$$\delta_{56} = \delta_{56,lf} + \delta_{56,cc}$$

$$\delta_{56,lf} = -\frac{h_{lf}}{2} \delta_{55,lf}$$

$$\delta_{56,cc} = \frac{1}{2\lambda_{cc}^2 D_{cc}}$$

$$\delta_{57} = \delta_{58} = 0$$

$$\text{sendo } \lambda_{cc} = \left[\frac{3(1-v^2)}{r_{cc}^2 h_{cc}^2} \right]^{1/4}$$

$$D_{cc} = \frac{Eh_{cc}^3}{12(1-v^2)}$$

5.2.2.6 - Na direção de X₆

$$\delta_{16} = \frac{\delta_{16}}{\beta_1}$$

$$\delta_{62} = 0$$

$$\delta_{63} = \delta_{61}$$

$$\delta_{64} = \frac{h_{lf}^2}{4} \delta_{51}$$

$$\delta_{65} = \delta_{65,lf} + \delta_{65,cc}$$

$$\delta_{65,cc} = \delta_{56,cc}$$

$$\delta_{65,lf} = -\frac{h_{lf}}{2} \delta_{55,lf}$$

$$\delta_{66} = \delta_{66,cc} + \delta_{66,lf}$$

$$\delta_{66,cc} = \frac{1}{2\lambda_{cc}^3 D_{cc}}$$

$$\delta_{66,lf} = \frac{h_{lf}^2}{4} \delta_{65,lf}$$

$$\delta_{67} = \delta_{68} = 0$$

5.2.2.7 - Na direção de X_7

$$\delta_{71} = 0$$

$$\delta_{72} = -\frac{c l_v^2}{6EI_v} \left[2 \left(\frac{l_1}{l_v} \right) - 3 \left(\frac{l_1}{l_v} \right)^2 + \left(\frac{l_1}{l_v} \right)^3 \right]$$

$$\delta_{73} = \delta_{74} = \delta_{75} = \delta_{76} = 0$$

$$\delta_{77} = \delta_{77,v} + \delta_{77,t}$$

$$\delta_{77,v} = \frac{l_1^4 (l_v - l_1)}{3EI_v l_v^2} \left[\left(\frac{l_v - l_1}{l_1} \right)^2 + \frac{l_v}{l_1} - 1 \right]$$

$$\delta_{77,t} = \frac{r_{t1}}{2EA_{t1} \sin \pi/n} \quad (\text{admitindo-se tirante circular})$$

$$\delta_{78} = \frac{l_1 l_2^2 (l_v - l_2)}{6l_v EI_v} \left[2 \frac{l_v}{l_2} - 1 - \left(\frac{l_1}{l_2} \right)^2 \right]$$

5.2.2.8 - Na direção de X_8

$$\delta_{81} = 0$$

$$\delta_{82} = -\frac{cl_v^2}{6EI_v} \left[2 \left(\frac{l_2}{l_v} \right) - 3 \left(\frac{l_2}{l_v} \right)^2 + \left(\frac{l_2}{l_v} \right)^3 \right]$$

$$\delta_{83} = \delta_{84} = \delta_{85} = \delta_{86} = 0$$

$$\delta_{87} = \delta_{78}$$

$$\delta_{88} = \delta_{88,v} + \delta_{88,t}$$

$$\delta_{88,v} = \frac{l_2^4 (l_v - l_2)}{3EI_v l_v^2} \left[\left(\frac{l_v - l_2}{l_2} \right)^2 + \left(\frac{l_v}{l_2} \right) - 1 \right]$$

$$\delta_{88,t} = \frac{r_{t2}}{2EA_{t2} \text{sen}\pi/n}$$

5.2.3 - Determinação dos deslocamentos no sistema fundamental carregado

Calculam-se os valores dos deslocamentos δ_{i0} , com $i = 1, 2, \dots, 8$, para os elementos estruturais carregados pelo peso próprio e sobrecargas. Esses deslocamentos são os deslocamentos relativos no sistema fundamental, entre elementos que na estrutura real têm continuidade entre si, e que portanto devem ser compatibilizados.

5.2.3.1 - Na direção de X_1

O deslocamento δ_{10} é determinado calculando-se os deslocamentos na direção de X_1 , nas lajes anulares das fi-

guras 5.2 e 5.3, produzidos pelas cargas q , P_1 , P_2 e M_{par} .

$$\delta_{10} = \delta_{10,\ell 1} + \delta_{10,\ell 2}$$

Para a laje anular interna,

$$\delta_{10,\ell 1} = \theta_{1q,\ell 1} + \theta_{1p1,\ell 1}$$

sendo

$$\theta_{1q,\ell 1} = \frac{qr_a^3}{8D(1+\nu)} \left[1 - \beta_1^2 \left(2 - \frac{\psi_{11}}{1-\nu} \right) \right]$$

e

$$\theta_{1p1,\ell 1} = \frac{P_1 r_a^2 \beta_1}{2D(1+\nu)} \left(1 - 2\psi_{31} \frac{1+\nu}{1-\nu} \right)$$

Para a laje anular externa,

$$\delta_{10,\ell 2} = \theta_{1q,\ell 2} + \theta_{1p2,\ell 2} + \theta_{1mp,\ell 2}$$

sendo

$$\theta_{1q,\ell 2} = - \frac{qr_a^3}{8D(1+\nu)} \left[1 - \beta_2^2 \left(2 - \frac{\psi_{12}}{1-\nu} \right) \right]$$

e

$$\theta_{1p2,\ell 2} = \frac{P_2 r_a^2 \beta_2}{2D(1+\nu)} \left(1 - 2\psi_{32} \frac{1+\nu}{1-\nu} \right)$$

$$\theta_{1mp,\ell 2} = \frac{2M_{par} r_a \beta_2^2}{D(1-\nu^2) 1 - \beta_2^2}$$

Nessas expressões,

$\psi_{mn} = \psi_m$, calculado com $\beta = \beta_n$, com $m = 1, 2, 3$, e $n = 1, 2$.

$$\psi_1 = (3+\nu) + 4(1+\nu) \frac{\beta^2}{1-\beta^2} \ell_n \beta$$

$$\psi_2 = (3+\nu) - 4(1+\nu) \frac{\beta^2}{1-\beta^2} \ell_n \beta$$

$$\psi_3 = \frac{\beta^2}{1-\beta^2} \ell_n \beta$$

5.2.3.2 - Na direção de X_2

O deslocamento δ_{20} é determinado calculando-se os deslocamentos na direção de X_2 , na laje anular externa da figura 5.2, devidos às cargas q , p_2 e M_{par} , e na viga vertical da figura 5.5, devido à carga triangularmente distribuída.

$$\delta_{20} = \delta_{20,\ell 2} + \delta_{20,v}$$

Para a laje anular,

$$\delta_{20,\ell 2} = \theta_{2q,\ell 2} + \theta_{2p_2,\ell 2} + \theta_{2M_{par},\ell 2}$$

sendo

$$\theta_{2q,\ell 2} = \frac{q r_a^3 \beta_2}{8D(1+\nu)} \left(\frac{\psi_{12}}{1-\nu} - \beta_2^2 \right)$$

$$\theta_{2p_2,\ell 2} = - \frac{p_2 r_a^2}{2D(1+\nu)} \left(\beta_2^2 - 2\psi_{32} \frac{1+\nu}{1-\nu} \right)$$

$$\theta_{2M_{par},\ell 2} = - \frac{M_{par} r_a}{D(1+\nu)} \frac{\beta_2}{1-\beta_2^2} \left(\beta_2^2 + \frac{1+\nu}{1-\nu} \right)$$

Para a viga vertical,

$$\delta_{20,v} = \frac{q_a \ell_v^3}{45EI_v}$$

5.2.3.3 - Na direção de X_3

O deslocamento δ_{30} é determinado calculando-se os deslocamentos na direção de X_3 , na laje anular interna da figura 5.3, devidos às cargas q e p_1 , e na casca tronco-cônica da figura 5.4, devidos às cargas Q_0 e g_{tc} .

$$\delta_{30} = \delta_{30, \ell 1} + \delta_{30, tc}$$

Na laje anular,

$$\delta_{30, \ell 1} = \delta_{10, \ell 1}$$

Na casca tronco-cônica,

$$\delta_{30, tc} = \theta_{g_{tc}} + \theta_{Q_0}$$

$$\theta_{g_{tc}} = \frac{g_{tc} z_2^2 \cotg \alpha}{E h_{tc} \text{sen}^2 \alpha} \left[(2+\nu) \cos^2 \alpha - \nu \right]$$

$$\theta_{Q_0} = \frac{Q_0}{2\pi z_2 E h_{tc} \text{sen} \alpha}$$

5.2.3.4 - Na direção de X_4

O deslocamento δ_{40} é determinado calculando-se os deslocamentos na direção de X_4 , na casca tronco-cônica da figura 5.4, devidos às cargas Q_0 e g_{tc} , sendo nulo o deslocamento na laje do fundo, admitida inextensível.

$$\delta_{40} = \Delta_{rzg} + \Delta_{rzq}$$

$$\Delta_{rzg} = \frac{g_{tc} z_2^2 \cotg^3 \alpha}{E h_{tc}}$$

$$\Delta_{rzq} = \frac{vQ_0}{2\pi E h_{tc} \sin \alpha}$$

5.2.3.5 - Na direção de X₅

O deslocamento δ_{50} é determinado calculando-se os deslocamentos na direção de X₅, na laje anular da figura 5.3, devidos às cargas q e p₁, e na casca cilíndrica da figura 5.6, devido à pressão da água γh_{na} .

$$\delta_{50} = \delta_{50, \ell 1} + \delta_{50, cc}$$

Na laje anular do fundo,

$$\delta_{50, \ell 1} = \theta_{5q, \ell 1} + \theta_{5p1, \ell 1}$$

sendo,

$$\theta_{5q, \ell 1} = - \frac{q r_a^3 \beta_1}{8D(1+\nu)} \left(\frac{\psi_{11}}{1-\nu} - \beta_1^2 \right)$$

$$\theta_{5p1, \ell 1} = - \frac{p_1 r_a^2}{2D(1+\nu)} \left(\beta_1^2 - 2\psi_{31} \frac{1+\nu}{1-\nu} \right)$$

Na casca cilíndrica

$$\delta_{50, cc} = - \frac{\gamma r_{cc}^2}{E h_{cc}}$$

5.2.3.6 - Na direção de X₆

O deslocamento δ_{60} é determinado calculando-se os deslocamentos na direção de X₆, na casca cilíndrica da figura 5.6, devido à pressão de água, e na laje de fundo, devido à rotação do contorno interno.

$$\delta_{60} = \delta_{60, cc} + \delta_{60, \ell f}$$

$$\delta_{60,cc} = -\frac{\gamma_{cc}^2 h_{na}}{Eh_{cc}}$$

$$\delta_{60,lf} = -\frac{h_{lf}}{2} \delta_{50,l1}$$

5.2.3.7 - Nas direções de X_7 e X_8

Os deslocamentos δ_{70} e δ_{80} são calculados determinando-se os deslocamentos nas direções de X_7 e X_8 , na viga vertical da figura 5.5, devidos à carga triangularmente distribuída.

$$\delta_{70} = -\frac{q_{va} l_v^4}{360EI_v} \left[7 \left(\frac{l_v - l_1}{l_v} \right) - 10 \left(\frac{l_v - l_1}{l_v} \right)^3 + 3 \left(\frac{l_v - l_1}{l_v} \right)^5 \right]$$

$$\delta_{80} = -\frac{q_{va} l_v^4}{360EI_v} \left[7 \left(\frac{l_v - l_2}{l_v} \right) - 10 \left(\frac{l_v - l_2}{l_v} \right)^3 + 3 \left(\frac{l_v - l_2}{l_v} \right)^5 \right]$$

5.2.4 - Compatibilização de deslocamentos

Uma vez determinados todos os coeficientes de flexibilidade e todos os deslocamentos no sistema fundamental, estabelecem-se as equações de compatibilidade de deslocamentos. Fisicamente, isso significa impor que o deslocamento relativo entre elementos estruturais contínuos é nulo. O sistema de equações de compatibilidade pode ser expresso de maneira sucinta por:

$$\sum_{j=1}^8 X_j \delta_{ij} + \delta_{i0} = 0, \text{ com } i = 1, 2, \dots, 8$$

ou então, matricialmente,

$$[F] [X] = -[D]$$

sendo $[F]$ a matriz dos coeficientes de flexibilidade;

- [X] a matriz das incógnitas hiperestáticas;
- [D] a matriz dos deslocamentos no sistema fundamental.

A resolução das equações de compatibilidade fornece os valores das incógnitas hiperestáticas.

5.2.5 - Cálculo de esforços finais

De posse dos valores dos esforços X_1 , determinam-se os esforços nos diversos elementos estruturais nas seções requeridas, levando em conta as ações indicadas nas figuras 5.2 a 5.7, utilizando-se para tanto as expressões formuladas nos Capítulos 3 e 4.

Além disso, devem ser consideradas as cargas radialmente distribuídas aplicadas nos contornos e nos apoios da laje do fundo, atuantes no plano da laje. Tais carregamentos, decorrentes da reação horizontal da laje à parede, à coluna de acesso, e à casca tronco-cônica, constituem carregamentos típicos de chapa, cujos efeitos podem ser calculados com o auxílio das expressões do Capítulo 3.

5.3 - CÁLCULO DA TORRE

O procedimento para a determinação de esforços na torre, constituída pela casca tronco-cônica do alargamento, pela casca cilíndrica e pelas lajes anulares de descanso e contraventamento, a ser explanado neste ítem, ficará restrito apenas à determinação de esforços na região de transição da casca tronco-cônica e casca cilíndrica, uma vez que os esforços na ligação entre torre e laje do fundo já foram considerados no ítem anterior, e os esforços na ligação entre torre e fundação serão examinados no ítem seguinte.

Além disso, para a obtenção de um conjunto completo de dados para o dimensionamento da torre, deve ser considerado o efeito de vento, a ser combinado com as demais ações, o que será comentado no ítem 5.5.

Novamente, lançando mão ao Processo dos Esforços, define-se o sistema fundamental isostático esquematizado na figura 5.16.

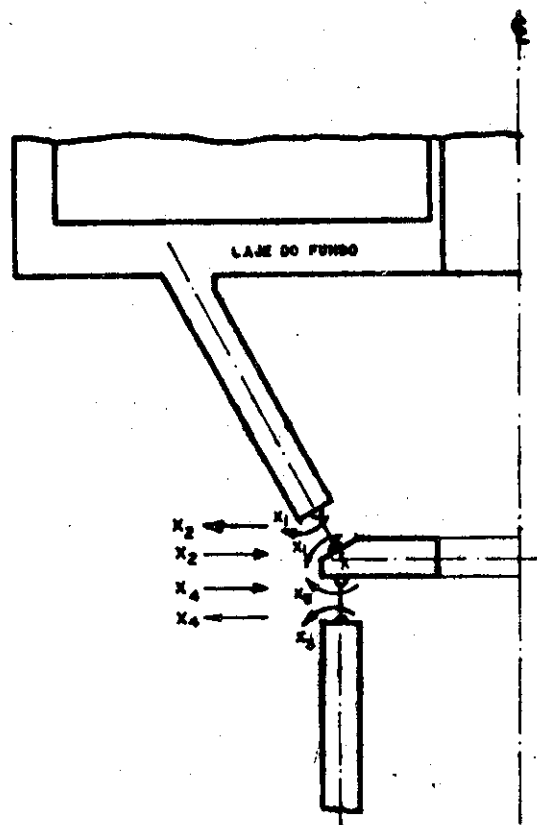


Fig 5.16 - SISTEMA FUNDAMENTAL NO ALARGAMENTO DA TORRE

Os elementos estruturais a serem analisados são a casca tronco-cônica, agora com características da borda inferior, a laje anular de contraventamento e a casca cilíndrica da torre; as incógnitas hiperestáticas são definidas a seguir:

- a) X_1 e X_2 - momento fletor e força horizontal, por unidade de comprimento, correspondentes ao engastamento elástico da casca tronco-cônica com a laje

anular de contraventamento; X_1 é positiva quando, na casca provoca tração no lado interno, e na laje provoca tração na superfície superior; X_2 é positiva quando, na casca, atua para fora, e na laje, quando atua em direção ao eixo central.

- b) X_3 e X_4 - momento fletor e força horizontal, por unidade de comprimento, correspondentes ao engastamento elástico entre laje anular de contraventamento e casca cilíndrica da torre; X_3 é positiva, na laje, quando provoca tração na superfície inferior, e na casca, quando provoca tração no lado interno; X_4 é positiva quando, na laje atua em direção ao eixo central, e na casca, quando atua para fora.

Parece ser desnecessária a descrição mais detalhada de cada elemento: a casca tronco-cônica tem as mesmas características especificadas na figura 5.4, considerando-se agora incógnitas X_1 e X_2 atuando na borda inferior; a laje anular de contraventamento, simplesmente apoiada no contorno externo, sofre a ação do peso próprio, de eventual sobrecarga e dos esforços X_1 ; a casca cilíndrica da torre, de raio médio r_{cc} e espessura h_{cc} , sofre ação do peso próprio e sobrecargas de todos os elementos situados acima da seção horizontal considerada, e da ação das incógnitas X_3 e X_4 .

5.3.1 - Determinação dos coeficientes de flexibilidade

O cálculo dos coeficientes de flexibilidade segue as mesmas indicações fornecidas no item 5.2.2, com o auxílio das expressões formuladas no Capítulo 3. Desprezam-se aqui todos os deslocamentos produzidos na laje por X_2 e X_4 .

5.3.1.1 - Na direção de X_1

$$\delta_{11} = \delta_{11,tc} + \delta_{11,l}$$

$$\delta_{11,tc} = \frac{L_1}{D_{tc}}$$

$$\delta_{11,l} = \frac{r_c}{D_1(1+v)(1-\beta^2)} \left(1 + \frac{1+v}{1-v} \beta^2 \right)$$

$$\delta_{12} = \delta_{12,tc} + \delta_{12,l}$$

$$\delta_{12,l} = 0$$

$$\delta_{12,tc} = \frac{L_1^2}{2D_{tc}} \text{ sen } \alpha$$

$$\delta_{13} = -\delta_{11,l}$$

$$\delta_{14} = 0$$

5.3.1.2 - Na direção de X_2

$$\delta_{21} = \delta_{12}$$

$$\delta_{22} = \frac{2r_{1,tc}^2}{L_1 E h_{tc}} \cos^2 \alpha$$

$$\delta_{23} = \delta_{24} = 0$$

5.3.1.3 - Na direção de X_3

$$\delta_{31} = -\delta_{11,l}$$

$$\delta_{32} = 0$$

$$\delta_{33} = \delta_{33,l} + \delta_{33,cc}$$

$$\delta_{33,l} = \delta_{11,l}$$

$$\delta_{33,cc} = \frac{1}{\lambda_{cc} D_{cc}}$$

$$\delta_{34} = \frac{1}{2\lambda_{cc}^2 D_{cc}}$$

5.3.1.4 - Na direção de X_4

$$\delta_{41} = \delta_{42} = 0$$

$$\delta_{43} = \delta_{34}$$

$$\delta_{44} = \frac{1}{2\lambda_{cc}^3 D_{cc}}$$

5.3.2 - Determinação dos deslocamentos no sistema fundamental carregado

Calculam-se os deslocamentos δ_{10} , δ_{20} , δ_{30} e δ_{40} , nos elementos estruturais carregados pelo peso próprio e sobrecargas.

5.3.2.1 - Na direção de X_1

O deslocamento δ_{10} é determinado calculando-se os deslocamentos na direção de X_1 , na casca tronco-cônica, de-

vidos a Q_0 e g_{tc} , e na laje anular, devido à carga de peso próprio e sobrecarga.

$$\delta_{10} = \delta_{10,tc} + \delta_{10,l}$$

$$\delta_{10,tc} = \theta_{gtc} + \theta_{q0}$$

$$\theta_{gtc} = \frac{g_{tc} z_1 \cot \alpha}{E h_{tc} \sin^2 \alpha} \left[(2+\nu) \cos^2 \alpha - \nu + \frac{1}{2} \left(\frac{z_2^2}{z_1^2} - 1 \right) \right]$$

$$\theta_{q0} = \frac{Q_0}{2\pi z_1 E h_{tc} \sin \alpha}$$

$$\delta_{10,l} = \frac{q r_c^3}{8D_1(1+\nu)} \left[1 - \beta^2 \left(2 - \frac{\psi_1}{1-\nu} \right) \right]$$

5.3.2.2 - Na direção de X_2

O deslocamento δ_{20} é determinado calculando-se o deslocamento na direção de X_2 , na borda inferior da casca tronco-cônica.

$$\delta_{20} = \Delta_{rzs} + \Delta_{rzs}$$

$$\Delta_{rzs} = \frac{g_{tc} z_1^2 \cot \alpha}{2E h_{tc} \sin^2 \alpha} \left[2 \cos^2 \alpha + \nu \left(\frac{z_2^2}{z_1^2} - 1 \right) \right]$$

$$\Delta_{rzs} = \frac{\nu Q_0}{2\pi E h_{tc} \sin \alpha}$$

5.3.2.3 - Na direção de X_3

O deslocamento δ_{30} é determinado calculando-se o deslocamento na direção de X_3 , na laje anular, devido ao peso próprio e sobrecarga.

$$\delta_{30} = -\delta_{10,l}$$

5.3.2.4 - Na direção de X_4

O deslocamento δ_{40} é determinado calculando-se o deslocamento na direção de X_4 , na casca cilíndrica, devido à carga Q_1 , referente ao peso próprio e sobrecarga total da superestrutura acima da seção horizontal considerada.

$$\delta_{40} = \frac{vQ_1}{2\pi E h \epsilon \epsilon}$$

5.3.3 - Compatibilização de deslocamentos

Resolvendo-se o sistema de equações de compatibilidade, determinam-se os valores de X_1 , X_2 , X_3 e X_4 .

$$\sum_{j=1}^4 X_j \delta_{ij} + \delta_{i0} = 0, \quad \text{com } i = 1, 2, 3, 4$$

5.3.4 - Cálculo de esforços finais

Para a obtenção de esforços na região de transição do alargamento da torre, levam-se em conta as cargas do peso próprio, da sobrecarga e dos esforços hiperestáticos X_1 a X_4 . Lembra-se entretanto, mais uma vez, a necessidade de se efetuarem combinações das diversas ações com a ação do vento, para o dimensionamento da torre.

5.4 - CÁLCULO DA FUNDAÇÃO

O conjunto aqui denominado por fundação é composto pela base da torre, escoras, tirante poligonal, blocos e tubulões.

Mais uma vez, recorrendo-se ao Processo dos Es-

esforços, define-se o sistema fundamental esquematizado na figura 5.17.

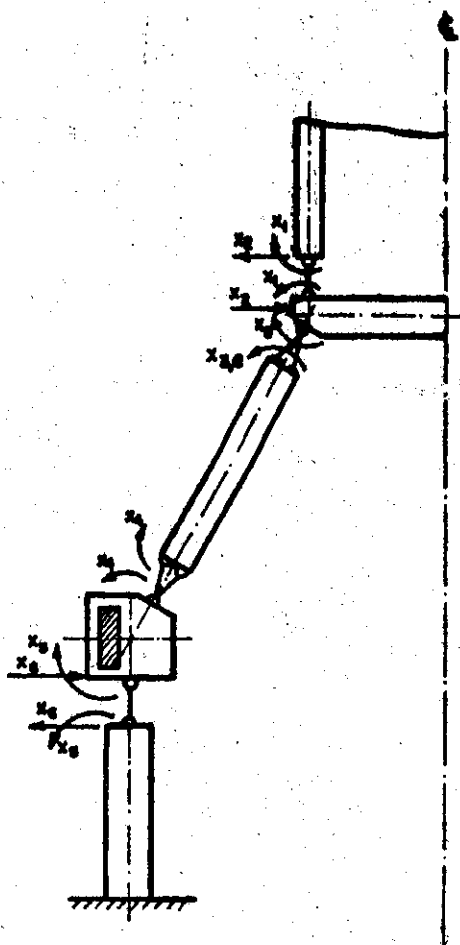


Fig 5.17 - SISTEMA FUNDAMENTAL NA FUNDAÇÃO

As incógnitas hiperestáticas X_1 a X_6 , indicadas na figura 5.17 com sentidos considerados positivos, são definidas a seguir.

- a) X_1 e X_2 - momento fletor e força horizontal, por unidade de comprimento, correspondentes ao engastamento elástico entre casca cilíndrica da torre e placa circular da base; X_1 é positiva, na casca, quando provoca tração no lado interno, e na placa, quando traciona a superfície superior; X_2 é positiva quando,

na casca, atua para fora, e na placa, em direção ao eixo central;

- b) X_3 - momento fletor por unidade de comprimento, aplicado à placa da base, devido ao engastamento desta com as escoras; é positiva quando traciona a superfície inferior da placa;
- c) $X_{3,e}$ - momento fletor total, aplicado em cada escora, correspondente ao engastamento elástico com a placa da base, com valor igual ao da resultante do momento X_3 aplicado à laje, numa extensão igual à do arco de circunferência correspondente ao setor de influência de uma escora; é positivo, quando provoca tração na borda interior da escora;
- d) X_4 - momento fletor total, correspondente ao engastamento elástico entre escora e conjunto blocos-tirante, positivo quando provoca tração na borda interior da escora, e no bloco, quando o seu vetor correspondente tem sentido destrógiro anti-horário, na planta de situação dos blocos, ou como indica a figura 5.17;
- e) X_5 e X_6 - momento fletor e força horizontal, correspondentes ao engastamento elástico entre os blocos e tubulões; X_5 é positiva quando, nos tubulões, provoca tração no lado interno, e nos blocos, o seu vetor tem sentido destrógiro horário; X_6 é positiva quando, nos tubulões, atua para fora, e nos blocos, no sentido contrário.

Por simplicidade, admite-se que os eixos dos elementos estruturais convergem, nas seções transversais, em um só ponto, para evitar a necessidade de consideração de

ações e reações excêntricas. No projeto, tal condição é fácil e naturalmente conseguida.

Também neste ítem, não serão considerados os efeitos da ação do vento, a ser comentada no ítem 5.5.

A seguir são descritos, um por vez, os elementos estruturais da fundação, que não apresentam características peculiares com relação aos que já se examinaram até aqui, com exceção do que se refere ao comportamento do conjunto tirante-blocos, cujo cálculo será apresentado no ítem 5.4.1.4.

5.4.1 - Caracterização de cada elemento estrutural

5.4.1.1 - Parte inferior da casca cilíndrica

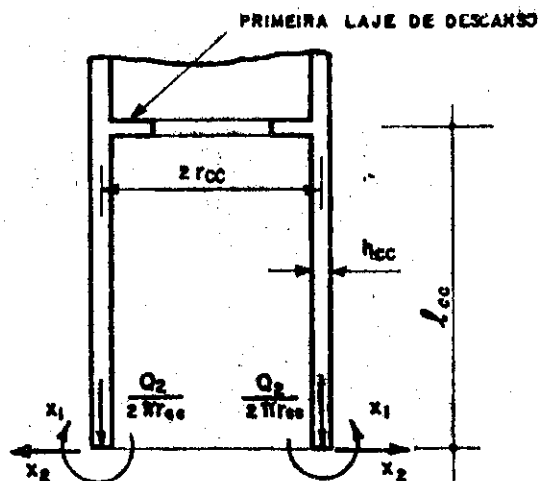


Fig 5.18 - CASCA CILÍNDRICA

sendo Q_2 o peso próprio e a sobrecarga total da superestrutura acima da seção horizontal considerada.

5.4.1.2 - Laje circular da base

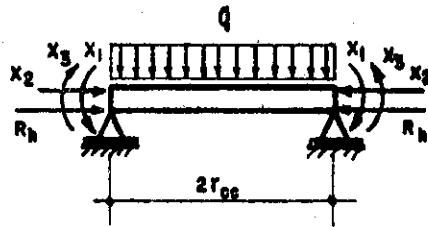


Fig 5.19 - LAJE CIRCULAR DA BASE

sendo q a carga uniformemente distribuída, devida ao peso próprio e eventual sobrecarga;

R_h , as forças horizontais radialmente distribuídas, correspondentes às resultantes horizontais das forças transmitidas pelas escoras.

5.4.1.3 - Escoras inclinadas

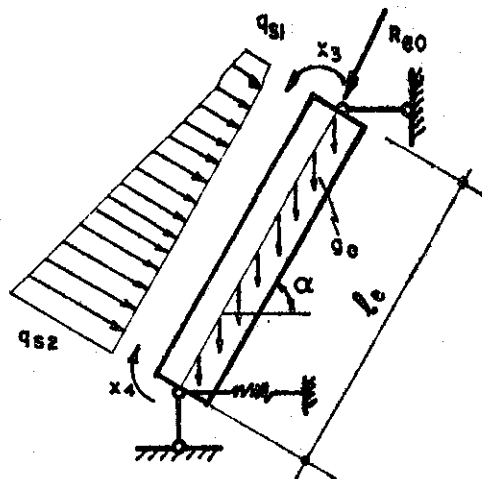


Fig 5.20 - ESCORA INCLINADA

sendo g_e a carga uniformemente distribuída, por unidade de comprimento, devida ao peso próprio da escora;

q_{s1} e q_{s2} os valores da carga linearmente distribuída na escora, devida ao empuxo da terra, no topo e no pé da escora, respectivamente;

R_{e0} a força axial no topo da escora, devida às cargas permanentes e sobrecargas da superestrutura.

5.4.1.4 - Tirante e blocos

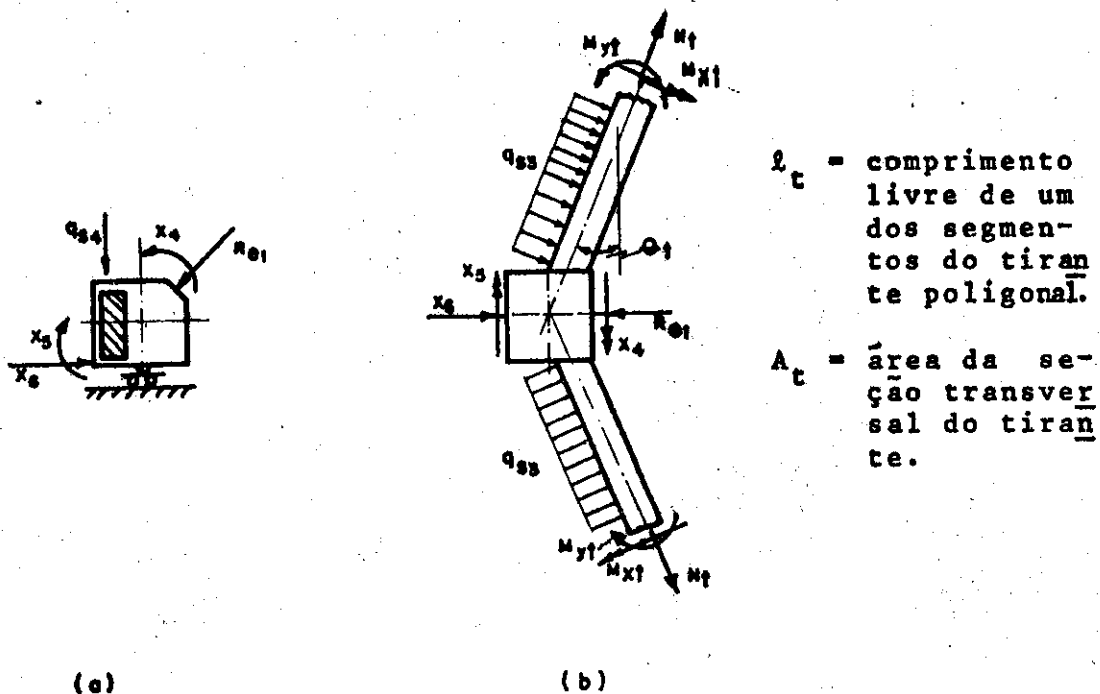


Fig 5.21- TIRANTE POLIGONAL E BLOCOS

sendo R_{e1} a força aplicada ao bloco, na direção da escora, devida às cargas permanentes e sobrecargas da superestrutura acima da seção horizontal considerada;

q_{s3} a carga uniformemente distribuída, por unidade de comprimento, aplicada ao tirante, devida ao empuxo de terra unilateral;

- q_{s4} a carga uniformemente distribuída, por unidade de comprimento, aplicada ao tirante, devida ao empuxo de terra na face superior;
- N_t a força normal no tirante, positiva quando de tração;
- M_{xt} o momento fletor no tirante, atuante em torno do eixo horizontal da seção transversal;
- M_{yt} o momento fletor no tirante, atuante em torno do eixo vertical da seção transversal.

Como caso particular, o comportamento estrutural do conjunto tirante-blocos merece algumas considerações que ora são feitas.

As cargas da superestrutura são transmitidas aos blocos pelas escoras inclinadas; as componentes verticais dessas cargas valem $R_{e1} \text{sen} \alpha$, sendo α o ângulo de inclinação das escoras com a vertical, e descarregam nos tubulões, através dos blocos. As componentes horizontais, que valem $R_{e1} \text{cos} \alpha$, são suportadas parte pelo tirante, parte pela capacidade de suporte dos tubulões a cargas horizontais no seu topo, representada pela incógnita X_6 .

A ação horizontal final no tirante,

$$H = R_{e1} \text{cos} \alpha - X_6$$

provoca o esforço de tração N_t no tirante, que pode ser calculado, efetuando-se o equilíbrio de forças de acordo com a figura 5.21.b pela expressão que se segue, na qual não se conta com o efeito do empuxo unilateral q_{s3} :

$$N_t = \frac{H}{2 \text{sen} \theta_t}$$

As ações sobre o conjunto tirante-blocos fazem com que exista uma certa rotação dos blocos, à qual se contrapõem os esforços hiperestáticos X_4 , X_5 e X_6 ; entretanto, deve ser considerado o fato de que o próprio tirante possui rigidez a essa rotação, a exemplo dos anéis circulares.

Nos anéis circulares, o efeito de momentos uniformemente aplicados ao longo de seu eixo implica o aparecimento de momentos fletores (Fig. 5.22).

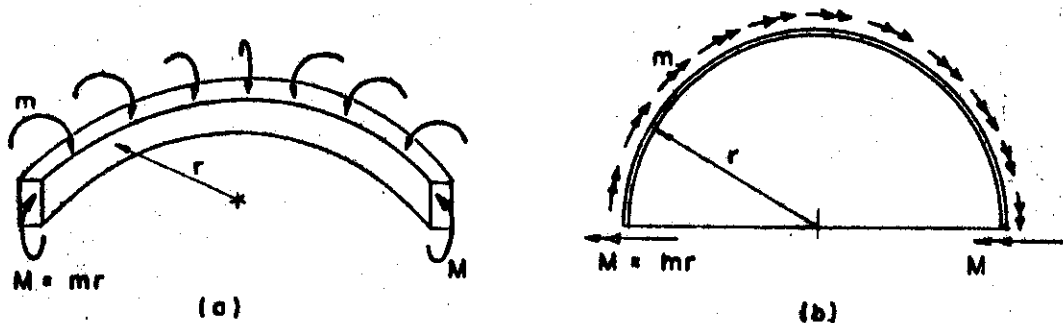


Fig. 5.22 - MOMENTOS APLICADOS EM ANEL CIRCULAR

No tirante poligonal, no caso de momentos aplicados nos blocos, em virtude da simetria geométrica e de carregamento, também existirão somente momentos fletores, sendo nulos os de torção; o equilíbrio é estabelecido pela existência de momentos fletores no tirante (Fig. 5.23).

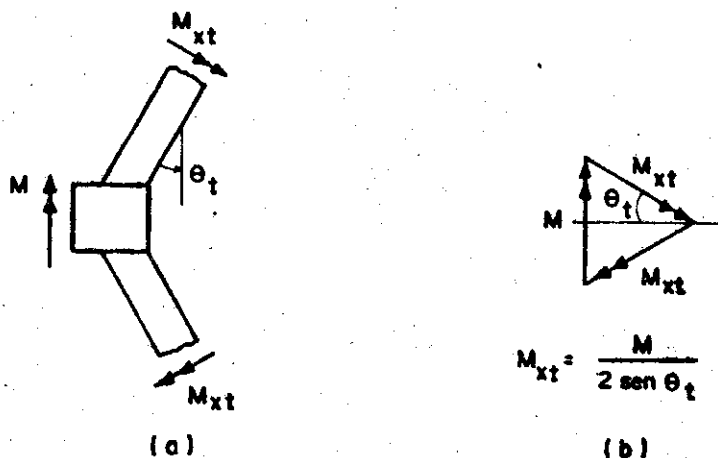


Fig. 5.23 - MOMENTOS APLICADOS NO TIRANTE POLIGONAL

Para o presente estudo, tendo em vista a rigidez geralmente elevada dos tubulões e escoras, não será considerada a rigidez do tirante poligonal à rotação dos blocos. Isso traz como benefício a simplificação do cálculo dos coeficientes de flexibilidade, sem grandes prejuízos para o dimensionamento do tirante, já que o esforço predominante é a força normal de tração. Quanto aos esforços nos tubulões e nas escoras, a simplificação acarreta uma alteração de esforços a favor da segurança.

Com isso, as incógnitas X_4 e X_5 devem ser iguais e o sistema fica com uma incógnita a menos.

5.4.1.5 - Tubulões

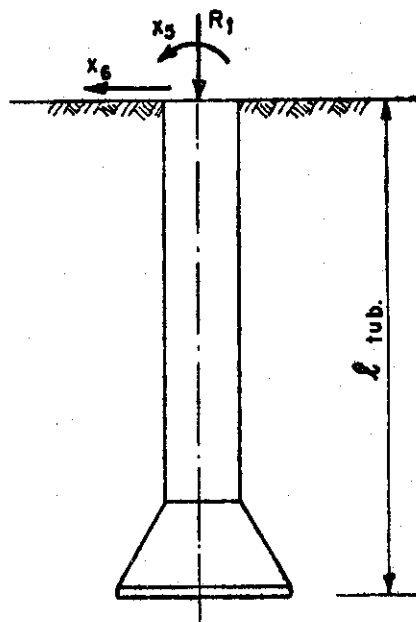


Fig. 5.24 - TUBULÃO

sendo R_t a força vertical resultante, aplicada no topo do tubulão, devida às cargas permanentes e sobrecargas da superestrutura acima da seção horizontal considerada;

l_{tub} o comprimento total do tubulão.

Os tubulões serão calculados pelo processo de cálculo descrito no item 3.5, considerados como estacas confinadas no solo, desprezando-se o efeito do alargamento; dependendo das características da camada de solo na cota referente à base alargada, pode-se considerar o tubulão como indeslocável horizontalmente, utilizando-se então os esquemas estáticos 3 e 4 da figura 3.16.b.

5.4.2 - Determinação dos coeficientes de flexibilidade

O cálculo dos coeficientes de flexibilidade segue as mesmas indicações fornecidas no item 5.2.2. com o auxílio das expressões formuladas no Capítulo 3 e das demais oportunamente estabelecidas. Devido à simplificação adotada no item 5.4.1.4, ao se desprezar a influência da rigidez do tirante a momentos aplicados nos blocos, não se consideram quaisquer rotações nos blocos provocados por X_4 , X_5 ou X_6 ; os coeficientes de flexibilidade serão calculados para as seis incógnitas, acrescentando-se posteriormente ao sistema de equações de compatibilidade a condição $X_4 = X_5$, decorrente da citada simplificação.

5.4.2.1 - Na direção de X_1

$$\delta_{11} = \delta_{11,cc} + \delta_{11,l}$$

$$\delta_{11,cc} = \frac{1}{\lambda_{cc}^2 D_{cc}}$$

$$\delta_{11,l} = \frac{r_{cc}}{D(1+\nu)(1-\beta^2)} \left(1 + \frac{1+\nu}{1-\nu} \beta^2 \right)$$

$$\delta_{12} = \frac{1}{2\lambda_{cc}^2 D_{cc}}$$

$$\delta_{13} = -\delta_{11,2}$$

$$\delta_{14} = \delta_{15} = \delta_{16} = 0$$

5.4.2.2 - Na direção de X_2

$$\delta_{21} = \delta_{12}$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{2\lambda_{cc}^3 D_{cc}}$$

$$\delta_{23} = \delta_{24} = \delta_{25} = \delta_{26} = 0$$

5.4.2.3 - Na direção de X_3

$$\delta_{31} = -\delta_{11,2}$$

$$\delta_{32} = 0$$

$$\delta_{33} = \delta_{33,l} + \delta_{33,e}$$

$$\delta_{33,l} = \delta_{11,2}$$

$$\delta_{33,e} = \frac{cl_e}{3EI_e}$$

$$\text{sendo } c_e = \frac{2\pi r_c}{n_e}$$

n_e = nº de escoras

$$\delta_{34} = \frac{l_e}{6EI_e}$$

$$\delta_{35} = 0$$

$$\delta_{36} = \frac{l_t}{4 \sin^2 \theta_t EA_t l_e}$$

5.4.2.4 - Na direção de X_4

$$\delta_{41} = \delta_{42} = 0$$

$$\delta_{43} = \frac{cl_e}{6EI_e}$$

$$\delta_{44} = \frac{l_e}{3EI_e}$$

$$\delta_{45} = 0 \quad \delta_{46} = -\delta_{36}$$

5.4.2.5 - Na direção de X_5

$$\delta_{51} = \delta_{52} = \delta_{53} = \delta_{54} = 0$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_{55} &= \frac{X_\phi}{EI_{tub}} \\ \delta_{56} &= \frac{X_\phi}{\lambda^2 EI_{tub}} \end{aligned} \right\} X_\phi \text{ e } \lambda \text{ calculados de acordo com o item } 3.5$$

5.4.2.6 - Na direção de X_6

$$\delta_{61} = \delta_{62} = 0 \quad \delta_{63} = \delta_{36} \quad \delta_{64} = \delta_{46}$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_{65} &= \frac{X_w}{\lambda^2 EI_{tub}} \\ \delta_{66} &= \frac{X_w}{\lambda^3 EI_{tub}} \end{aligned} \right\} X_w \text{ e } \lambda \text{ calculados de acordo com o item } 3.5$$

5.4.3 - Determinação dos deslocamentos no sistema fundamental carregado

Os deslocamentos nas direções das incógnitas X_i devem ser calculados para o sistema fundamental carregado pelo peso próprio e sobrecargas da superestrutura e dos próprios elementos estruturais. Esquematicamente, a deformada do sistema fundamental carregado pode ser observado na figura 5.25.

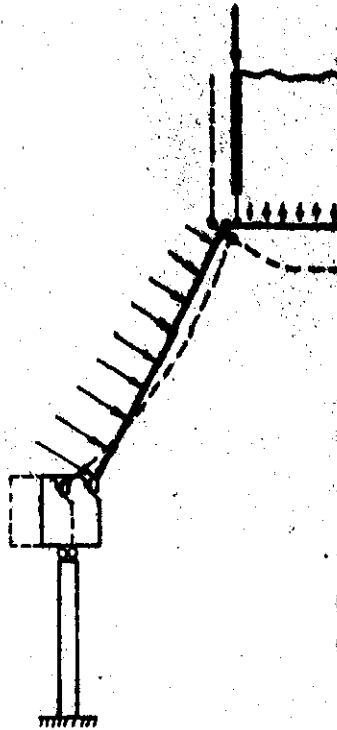


Fig. 5.25 - DESLOCAMENTOS NO SISTEMA FUNDAMENTAL DA FUNDAÇÃO.

As reações do bloco e na laje da base da base de vidas ao empuxo de terras nas escoras não são consideradas no cálculo dos deslocamentos, por acarretarem efeitos favoráveis.

5.4.3.1 - Na direção de X_1

Os deslocamentos δ_{10} é determinado calculando-se o deslocamento na direção de X_1 , na laje circular da base da figura 5.19, desprezando-se a rotação da borda da casca cilíndrica da torre, devida à variação do peso próprio no trecho entre a laje circular da base e a primeira laje de descanso.

$$\delta_{10} = - \frac{qr_c^3}{8D(1+\nu)}$$

$$\delta_{10,cc} = 0$$

5.4.3.2 - Na direção de X_2

O deslocamento δ_{20} é determinado calculando-se o deslocamento na direção de X_2 , na borda inferior da casca cilíndrica da torre da figura 5.18, devido à carga Q_2 .

$$\delta_{20} = \frac{\nu Q_2}{2\pi E h_{cc}}$$

5.4.3.3 - Na direção de X_3

O deslocamento δ_{30} é determinado calculando-se os deslocamentos na direção de X_3 , na laje circular da base da figura 5.19, e na extremidade superior de escora da figura 5.20, devido ao empuxo de terra na escora e ao deslocamento da extremidade inferior, decorrente do deslocamento horizontal do bloco.

$$\delta_{30} = \delta_{30,l} + \delta_{30,e}$$

$$\delta_{30,l} = -\delta_{10}$$

$$\delta_{30,e} = \theta_{3,qs} + \theta_{3,dh}$$

$$\theta_{3,qs} = \frac{l_e^3}{360EI_e} (8q_{s1} + 7q_{s2})$$

$$\theta_{3,dh} = \frac{R_{e1} l_c \cos \theta_c}{4 \sin^2 \theta_c EA_c l_e}$$

5.4.3.4 - Na direção de X_4

O deslocamento δ_{40} é determinado calculando-se os deslocamentos na direção de X_4 , na escora da figura 5.20, devidos ao empuxo de terra e ao deslocamento da extremidade inferior da escora, decorrente do deslocamento horizontal do bloco.

$$\delta_{40} = \theta_{4,qs} + \theta_{4,dh}$$

$$\theta_{4,qs} = \frac{l_e^3}{360EI_e} (7q_{s1} + 8q_{s2})$$

$$\theta_{4,dh} = -\theta_{3,dh}$$

5.4.3.5 - Na direção de X_5

$$\delta_{50} = 0$$

5.4.3.6 - Na direção de X_6

O deslocamento δ_{60} é determinado calculando-se o deslocamento na direção de X_6 , no conjunto tirante-blocos da figura 5.21, devido à componente horizontal da carga R_{e1} , correspondente ao peso próprio e sobrecargas da

superestrutura acima dos blocos; não se considera o efeito do empuxo lateral no tirante, por acarretar efeitos favoráveis.

$$\delta_{60} = - \frac{R_{el} \cos \alpha \ell_t}{4 \sin^2 \theta_t E A_t}$$

5.4.4 - Compatibilização de deslocamentos

As equações de compatibilidade geométrica deve-se juntar a condição $X_4 = X_5$, decorrente da simplificação adotada ao se desprezar a rigidez do tirante poligonal a momentos aplicados nos blocos, como já foi comentado nos itens 5.4.1.4 e 5.4.2.

$$\sum_{j=1}^6 X_j \delta_{ij} + \delta_{i0} = 0, \text{ com } i = 1, 2, \dots, 6$$

$$\text{e } X_4 = X_5$$

O sistema de equações final pode ser expresso matricialmente:

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & (\delta_{14} + \delta_{15}) & \delta_{16} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} & (\delta_{24} + \delta_{25}) & \delta_{26} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} & (\delta_{34} + \delta_{35}) & \delta_{36} \\ (\delta_{41} + \delta_{51}) & (\delta_{42} + \delta_{52}) & (\delta_{43} + \delta_{53}) & \begin{pmatrix} \delta_{44} + \delta_{45} \\ \delta_{54} + \delta_{55} \end{pmatrix} & (\delta_{46} + \delta_{56}) \\ \delta_{61} & \delta_{62} & \delta_{63} & (\delta_{64} + \delta_{65}) & \delta_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_6 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{20} \\ \delta_{30} \\ (\delta_{10} + \delta_{50}) \\ \delta_{60} \end{bmatrix}$$

Considerando os termos nulos, o sistema fica sendo:

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & 0 & 0 \\ \delta_{21} & \delta_{22} & 0 & 0 & 0 \\ \delta_{31} & 0 & \delta_{33} & \delta_{34} & \delta_{36} \\ 0 & 0 & \delta_{43} & (\delta_{44} + \delta_{55}) & (\delta_{46} + \delta_{56}) \\ 0 & 0 & \delta_{63} & (\delta_{64} + \delta_{65}) & \delta_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_6 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{20} \\ \delta_{30} \\ (\delta_{40} + \delta_{50}) \\ \delta_{60} \end{bmatrix}$$

Resolvendo-se o sistema de equações, obtêm-se os valores dos esforços X_i .

3.4.5 - Cálculo de esforços finais

Os esforços nos diversos elementos estruturais da fundação são calculados com a ação dos carregamentos de peso próprio, sobrecargas e esforços hiperestáticos. Para a determinação de esforços extremos, máximos e mínimos, pode-se admitir que os carregamentos sejam proporcionais aos esforços, já que as cargas principais provêm de reservatório e torre; o erro cometido pela consideração de sobrecarga na laje circular da base e empuxo de terra nas escoras, no cálculo de deslocamentos no sistema fundamental, pode ser considerado pequeno, acarretando esforços hiperestáticos maiores na junção escoras-torre; lembra-se que efeitos favoráveis do empuxo de terra no tirante e nas escoras, produzindo reações de sentidos contrários aos das ações da superestrutura já foram admitidos como nulos.

Ainda neste caso, devem ser adicionados os efeitos da ação do vento, a ser considerada no item subsequente.

5.5 - ANÁLISE DA AÇÃO DO VENTO

Tendo em vista a rigidez relativamente elevada das partes da estrutura do reservatório piloto, não se afigura como necessária uma verificação de efeitos locais provocados pela ação do vento, que nas cascas delgadas de grande superfície exposta assumem maior importância. Assim, a análise da ação do vento limitar-se-á à consideração de seus efeitos na torre e na fundação, admitindo-se como desprezíveis os esforços na parede e nos demais elementos da estrutura do recipiente.

De acordo com a norma brasileira NB-5, o efeito global do vento, resultante de pressões e sucções, pode ser considerado como equivalente a uma pressão na estrutura com valor

$$q_v = c_g q$$

sendo q igual à pressão de obstrução, com valores fornecidos no item 8 da NB-5, e c_g , coeficiente com valores especificados no item 11 da NB-5.

Considerando-se que a altura total dos reservatórios elevados situa-se em geral na faixa entre 20m e 60m, o valor da pressão de obstrução será igual a 85kgf/m^2 . Admitindo-se as superfícies expostas como superfícies cilíndricas, de acordo com o item 8 da NB-5, o coeficiente c_g será tomado com valor igual a 0,7. Portanto, em geral, o valor da pressão a ser considerada como atuante no plano diametral das superfícies cilíndricas é:

$$q_v = 0,7 \times 85 = 60\text{kgf/m}^2$$

Multiplicando-se o valor da pressão q_v pelos diâmetros externo das diversas partes da estrutura do reservatório típico, obtêm-se os valores dos carregamentos distri

buídos ao longo da altura, por unidade de comprimento, com forma se esquetatiza na figura 5.26.

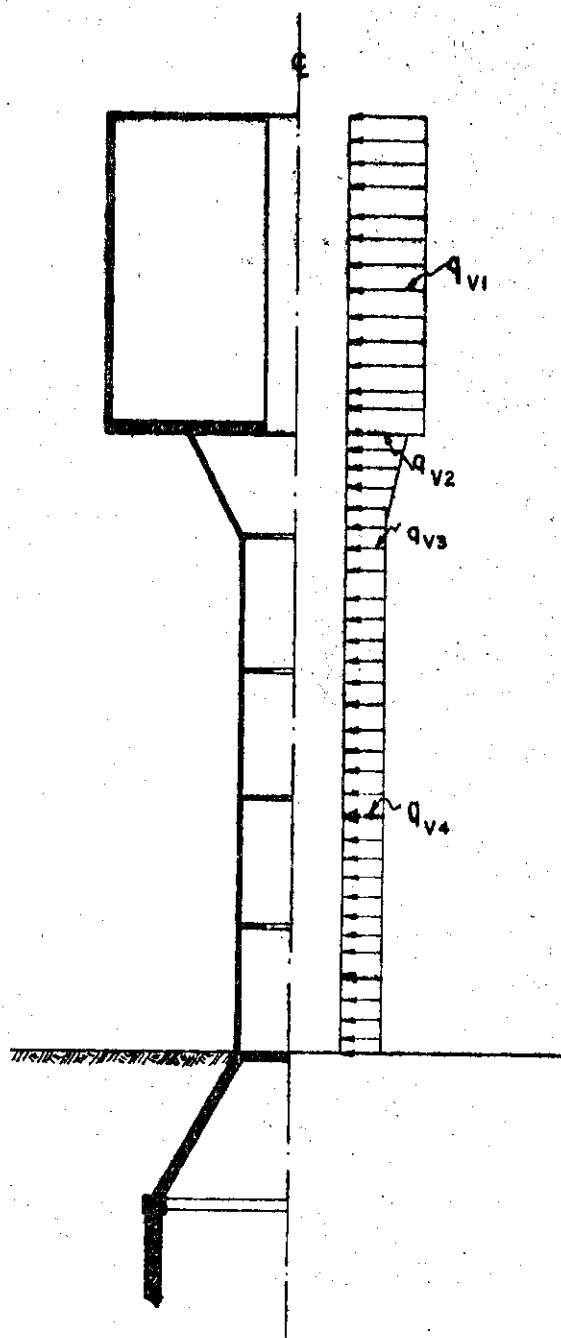


Fig. 5.26- AÇÃO DO VENTO

A verificação do efeito da ação do vento na torre pode ser feita adotando-se o critério simplificado de se considerar a torre como uma coluna de seção transversal em coroa de círculo, engastada na base, submetida à ação combinada das cargas permanentes, sobrecargas e vento. Deve-se, além disso, considerar uma excentricidade acidental, de acordo com a norma brasileira NB-1.

Na fundação, o efeito da ação do vento pode ser tomado como acréscimo ou redução do esforço normal nas escoras e tubulões, admitindo-se que os esforços se distribuam linearmente entre as escoras e tubulões. Isto é, proporcionalmente à distância das seções consideradas a um eixo diametral, conforme esquema da figura 5.27, desprezando-se os efeitos no tirante.

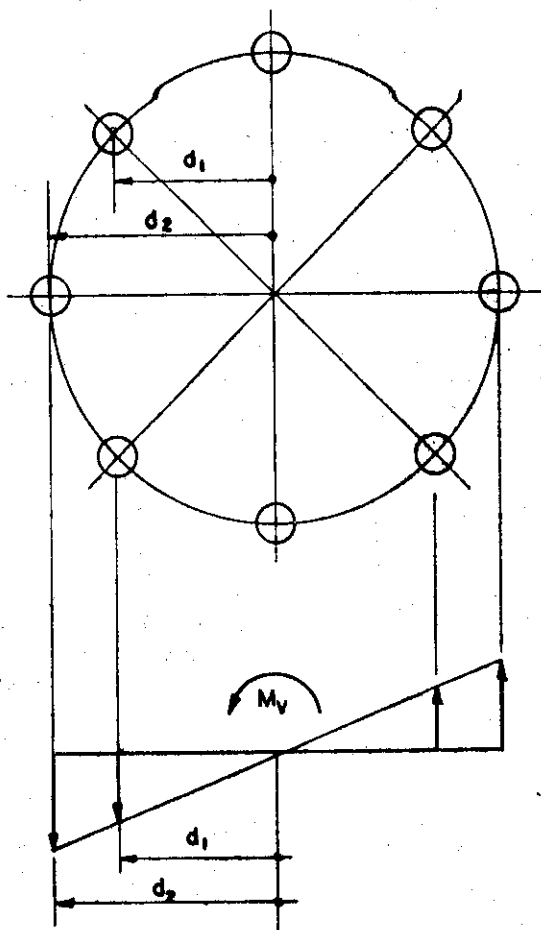


Fig. 5.27 - REAÇÕES NA FUNDAÇÃO DEVIDAS À APLICAÇÃO DE MOMENTO.

6 | EXEMPLO DE CÁLCULO DE UM RESERVATÓRIO TÍPICO

Como ilustração do roteiro de cálculo apresentado no Capítulo 5, apresenta-se um exemplo de cálculo de um reservatório típico para aproximadamente 500m^3 de água, com características análogas às do reservatório do Jardim Eliana.

A fixação das dimensões dos diversos elementos estruturais foi baseada na experiência dos reservatórios de Araraquara, seguida por algumas alterações que foram introduzidas no decorrer da elaboração deste exemplo, resultando no anteprojeto que se mostra nas figuras 6.1 a 6.3 . Não se pretende que este exemplo constitua uma diretriz de projeto, servindo como modelo ideal, mas tão somente forneça alguns resultados numéricos que permitam, além do esclarecimento do processo de análise apresentado, uma abertura para apreciações sobre o mérito do reservatório típico.

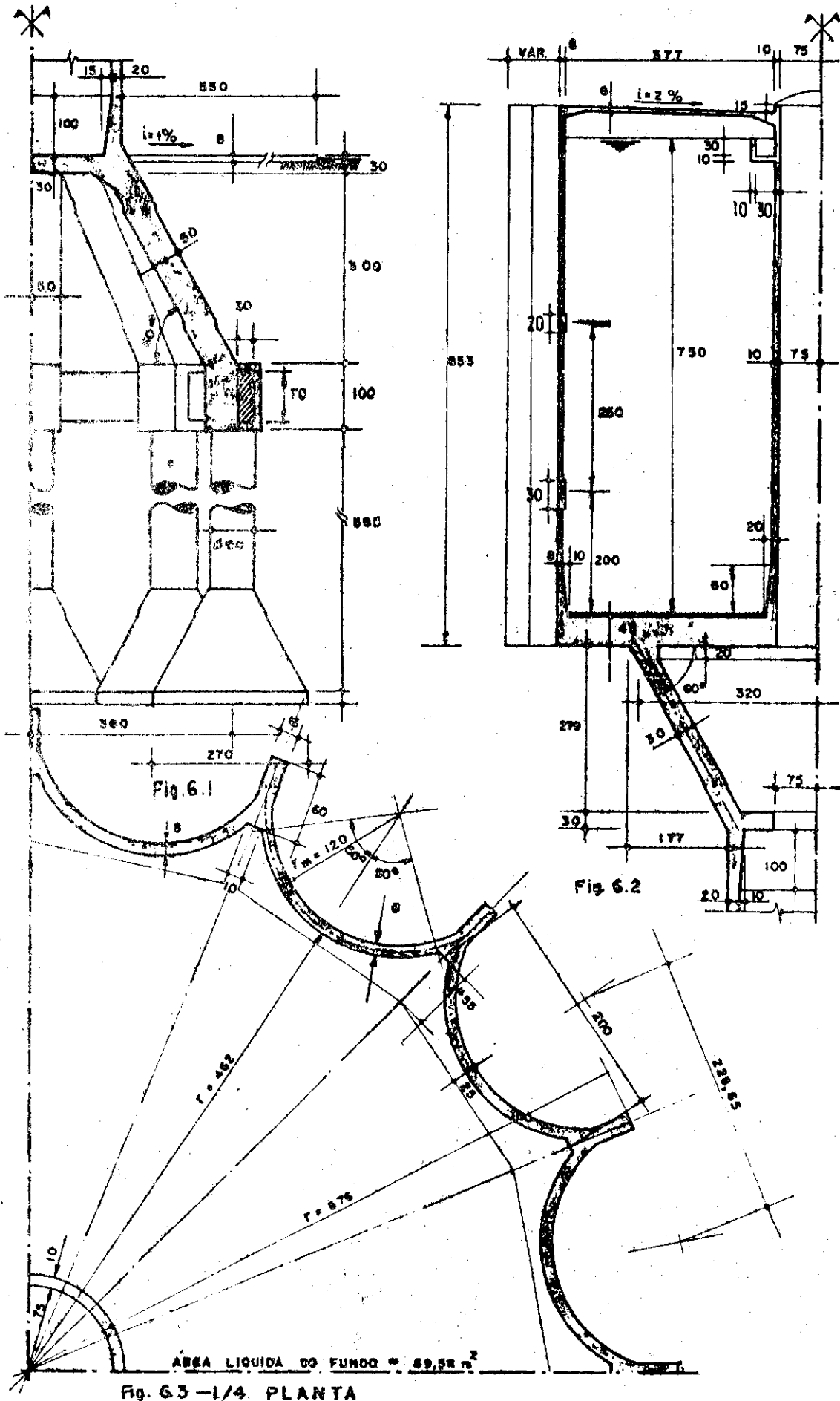


Fig. 6.3 - 1/4 PLANTA

**6.1 - DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E
MECÂNICAS**

Seguindo as indicações dos Capítulos 3 e 4, determinam-se os diversos parâmetros.

6.1.1 - Parede

$$\begin{aligned} r &= 1,20\text{m} & b_v &= 0,15\text{m} \\ h_t &= 0,08\text{m} & h_y &= 0,60\text{m} \\ \phi_o &= 50^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_a &= 0,1676\text{m}^2 \\ y_{cga} &= 0,2820\text{m} \\ I_a &= 2,7879 \cdot 10^{-3}\text{m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= 0,2576\text{m}^2 & I_v &= 2,5322 \cdot 10^{-2}\text{m}^4 \\ y_{cg} &= 0,6787\text{m} & l_v &= 8,00\text{m} \end{aligned}$$

6.1.2 - Laje do fundo

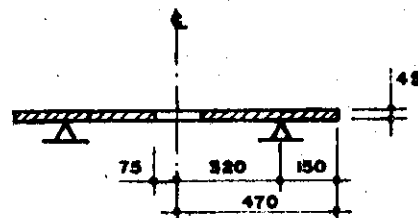


Fig. 6.4

$$r_a = 3,20\text{m} ; r_1 = 0,75\text{m} ; r_2 = 4,70\text{m} ; h_{lf} = 0,45\text{m}$$

$$\beta_1 = \frac{r_1}{r_a} = 0,2344 ; \beta_2 = \frac{r_2}{r_a} = 1,4688$$

$$D = \frac{Eh_{lf}^3}{12(1-\nu^2)} = 7,7685 \cdot 10^{-3} \text{ Em}^3, \text{ com } \nu = 0,15$$

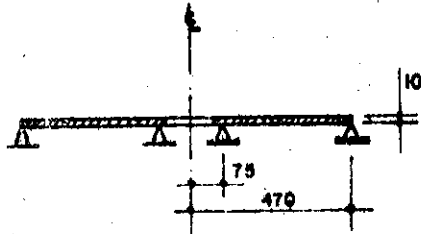
6.1.3 - Laje de cobertura

Fig.6.5

$$r_1 = 0,75\text{m}$$

$$h_{lc} = 0,08\text{m}$$

$$r_2 = 4,70\text{m}$$

$$\beta = 0,1596$$

6.1.4 - Coluna de acesso para inspeção

$$r_{cc} = 0,80\text{m}$$

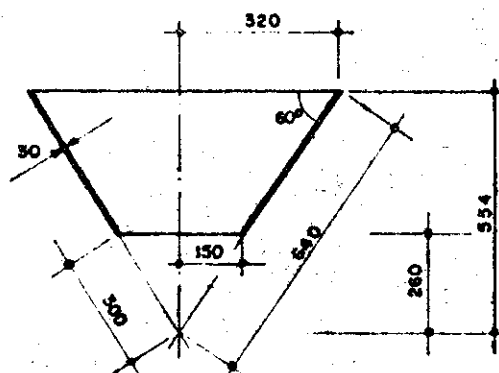
$$h_{cc} = 0,10\text{m}$$

Espessura fictícia para o cálculo de perturbações de borda, segundo as indicações do Capítulo 3:

$$\bar{h}_{cc} = 0,12\text{m}$$

$$D_{cc} = \frac{E\bar{h}_{cc}^3}{12(1-\nu^2)} = 1,4731 \cdot 10^{-4} \text{ E m}^3$$

$$\lambda_{cc} = 4,2235 \text{ m}^{-1}$$

6.1.5 - Casca tronco-cônica do alongamento da torre

$$\begin{aligned} r_2 = r_a &= 3,20\text{m} & ; & \alpha = 60^\circ \\ r_1 = r_c &= 1,50\text{m} & ; & h_{tc} = 0,30\text{m} \\ \ell_1 &= 3,00\text{m} & ; & z_1 = 2,60\text{m} \\ \ell_2 &= 6,40\text{m} & ; & z_2 = 5,54\text{m} \end{aligned}$$

$$D_{tc} = 2,3018 \cdot 10^{-3} \text{ E m}^3$$

$$L_1 = 0,5508\text{m}$$

$$L_2 = 0,8046\text{m}$$

6.1.6 - Casca cilíndrica da torre

$$r_{cc} = 1,50\text{m} \quad h_{cc} = 0,20\text{m}$$

Espessura fictícia para o cálculo de perturbações de borda; como $\ell_o < 4 \ell_a$, os parâmetros serão calculados com $h_{cc} = 0,20\text{m}$.

$$D_{cc} = 6,8201 \cdot 10^{-4} \text{ E m}^3$$

$$\lambda_{cc} = 2,3892 \text{ m}^{-1}$$

6.1.7 - Escoras

$$b_e = 1,00\text{m} \quad ; \quad h_e = 0,50\text{m}$$

$$\ell_e = 3,78\text{m} \quad ; \quad I_e = 1,0417 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

6.1.8 - Tirante da fundação

$$b_t = 0,30\text{m} \quad ; \quad h_t = 0,70\text{m}$$

$$\theta_t = 22,5^\circ \quad ; \quad \ell_t = 1,98\text{m}$$

6.1.9 - Tubulões

$$d_{\text{tub}} = 0,80\text{m}$$

$$l_{\text{tub}} = 5,85\text{m}$$

$$I_{\text{tub}} = 2,0106 \cdot 10^{-2} \text{m}^4$$

$$E_c = 120.000 \text{kgf/cm}^2$$

O solo é constituído por areia fofa, seca; admite-se então, de acordo com a tabela 3.2, $n_h = 0,26 \text{kgf/cm}^3$, e portanto $k_h(l) = 152 \text{kgf/cm}^2$.

$$\lambda = 0,3543 \text{m}^{-1}$$

$$\lambda l = 2,07$$

Admite-se que a extremidade do tubulão seja ind deslocável horizontalmente, e que a variação do coeficiente de reação lateral do solo ao longo da profundidade seja linear.

6.2 - CÁLCULO DO RESERVATÓRIO PROPRIAMENTE DITO6.2.1 - Cálculo das cargas

- Carga uniformemente distribuída sobre a laje de cobertura

peso próprio: $0,08 \cdot 2,5 \dots\dots\dots 0,200 \text{tf/m}^2$

sobrecarga: $0,050 \dots\dots\dots 0,050 \text{tf/m}^2$

$$q_{lc} = 0,250 \text{tf/m}^2$$

Reações de apoio da laje de cobertura, admitindo-a simplesmente apoiada nos dois contornos; como no exemplo da Fig. 3.3,

$$w_q = \frac{9,2420}{D}$$

$$w_1 = \frac{6,5336}{D}$$

$$X_1 = \frac{-9,2420}{6,5336} = 1,41 \text{ tf/m}$$

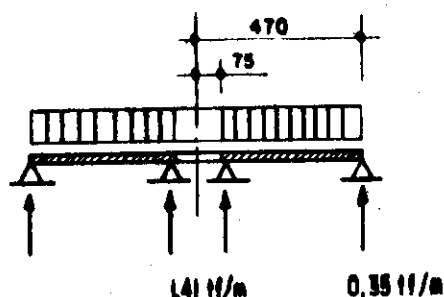


Fig. 6.7

- Carga uniformemente distribuída sobre a laje do fundo

peso próprio: $0,45 \cdot 2,5$	1,13tf/m ²
sobrecarga de água: $7,50 \cdot 1$	7,50tf/m ²
eventual camada de regularização e impermeabilização: $0,03 \cdot 2,2$	0,07tf/m ²
	<u>q = 8,70tf/m²</u>

- Carga linearmente distribuída no contorno interno da laje do fundo

peso próprio da coluna de acesso: $0,10 \cdot 8,60 \cdot 2,5$	2,15tf/m
peso próprio da canaleta: 0,26	0,26tf/m
reação da laje da cobertura: 1,41	1,41tf/m
	<u>P₁ = 3,82tf/m</u>

- Carga linearmente distribuída no contorno externo da laje do fundo

peso próprio da parede:	
$\frac{16 \cdot 0,2576 \cdot 8,53}{2\pi \cdot 4,70} \cdot 2,5$	2,98tf/m
peso próprio das saliências das lajes:	
$\frac{2,45 \cdot 0,60 \cdot 2,5}{2\pi \cdot 4,70}$	0,12tf/m
peso das colunas de água na região das saliências:	
$\frac{2,45 \cdot 7,50}{2\pi \cdot 4,70}$	0,62tf/m
peso próprio dos tirantes intermediários:	
$0,50 \cdot 0,40 \cdot 2,5$	0,50tf/m
reação da laje de cobertura: 0,35	0,35tf/m
	<u>P₂ = 4,57tf/m</u>

- Momento devido à excentricidade do centro de gravidade da parede em relação ao contorno externo da laje do fundo

- raio de circunferência que passa pelo C.G. das vigas verticais $\bar{r} = 5,08\text{m}$

$$M_{\text{par}} = -(5,08 - 4,70)4,57 = -1,74\text{tfm/m}$$

- Peso próprio da casca tronco-cônica e peso total da cuba

$$q_{tc} = 0,30 \cdot 2,5 = 0,75\text{tf/m}^2$$

$$Q_0 \approx 8,70 \cdot \pi(4,70^2 - 0,75^2) + 2\pi \cdot 4,70 \cdot 4,57 + 2\pi \cdot 0,75 \cdot 3,82 = 741\text{tf}$$

$$\text{Volume de água} = 522\text{m}^3$$

- Carga hidrostática nas vigas verticais

$$q_a = 7,50 \cdot 2,00 = 15,00\text{tf/m}$$

6.2.2 - Cálculo dos coeficientes de flexibilidade

$\delta_{11,21} = 407,1898/E$	$\delta_{14} = -91,6177/E$
$\delta_{11,22} = 1212,8148/E$	$\delta_{15} = -48,9986/E$
$\delta_{11} = 1620,0046/E$	$\delta_{16} = 11,0247/E$
$\delta_{12} = 1571,0060/E$	$\delta_{17} = 0$
$\delta_{13} = 407,1898/E$	$\delta_{18} = 0$
$\delta_{21} = -1069,5847/E$	$\delta_{23} = \delta_{24} = \delta_{25} = \delta_{26} = 0$
$\delta_{22,2f} = 1595,6960/E$	$\delta_{27} = -10,9698/E$
$\delta_{22,v} = 194,3697/E$	$\delta_{28} = -267,7567/E$
$\delta_{22} = 1790,0657/E$	

$\delta_{31} = 407,1898/E$	$\delta_{34,lf} = -91,6177/E$
$\delta_{32} = 0$	$\delta_{34} = 30,1671/E$
$\delta_{33,lf} = 407,1898/E$	$\delta_{35} = -48,9986/E$
$\delta_{33,tc} = 349,5525/E$	$\delta_{36} = 11,0247/E$
$\delta_{33} = 756,7423/E$	$\delta_{37} = 0$
$\delta_{34,tc} = 121,7848/E$	$\delta_{38} = 0$
$\delta_{41} = -91,6177/E$	$\delta_{44,lf} = 20,6140/E$
$\delta_{42} = 0$	$\delta_{44} = 105,4595/E$
$\delta_{43,tc} = 121,7848/E$	$\delta_{45} = 11,0247/E$
$\delta_{43,lf} = -91,6177/E$	$\delta_{46} = -2,4806/E$
$\delta_{43} = 30,1671/E$	$\delta_{47} = 0$
$\delta_{44,tc} = 84,8455/E$	$\delta_{48} = 0$
$\delta_{51} = -209,0384/E$	$\delta_{55} = 1732,3720/E$
$\delta_{52} = 0$	$\delta_{56,lf} = -28,1426/E$
$\delta_{53} = -209,0384/E$	$\delta_{56,cc} = 190,2798/E$
$\delta_{54} = 47,0336/E$	$\delta_{56} = 162,1372/E$
$\delta_{55,lf} = 125,0782/E$	$\delta_{57} = 0$
$\delta_{55,cc} = 1607,2938/E$	$\delta_{58} = 0$
$\delta_{61} = 47,0337/E$	$\delta_{65} = 162,1372/E$
$\delta_{62} = 0$	$\delta_{66,cc} = 45,0526/E$
$\delta_{63} = 47,0337/E$	$\delta_{66,lf} = 6,3321/E$
$\delta_{64} = -10,5826/E$	$\delta_{66} = 51,3847/E$
$\delta_{65,cc} = 190,2798/E$	$\delta_{67} = 0$
$\delta_{65,lf} = -28,1426/E$	$\delta_{68} = 0$

$$\begin{aligned}
 \delta_{71} &= 0 & \delta_{77,t} &= 100,3809/E \\
 \delta_{72} &= -255,1102/E & \delta_{77} &= 337,3290/E \\
 \delta_{73} = \delta_{74} = \delta_{75} = \delta_{76} &= 0 & \delta_{78} &= 274,9997/E \\
 \delta_{77,v} &= 236,9481/E & & \\
 \\
 \delta_{81} &= 0 & \delta_{88,v} &= 408,1801/E \\
 \delta_{82} &= -275,0407/E & \delta_{88,t} &= 150,5713/E \\
 \delta_{83} = \delta_{84} = \delta_{85} = \delta_{86} &= 0 & \delta_{88} &= 558,7514/E \\
 \delta_{87} &= 274,9997/E & &
 \end{aligned}$$

6.2.3 - Determinação dos deslocamentos no sistema fundamental carregado

$$\begin{aligned}
 \theta_{1q,\ell 1} &= 4262,6448/E & \theta_{1p2,\ell 2} &= 11306,4237/E \\
 \theta_{1p1,\ell 1} &= 630,2774/E & \delta_{10,\ell 2} &= 26010,8617/E \\
 \theta_{10,\ell 1} &= 4892,9222/E & \delta_{10} &= 30903,7839/E \\
 \theta_{1q,\ell 2} &= 14704,4380/E & & \\
 \\
 \theta_{2q,\ell 2} &= -13648,9054/E & \theta_{20,\ell 2} &= -27154,4154/E \\
 \theta_{2p2,\ell 2} &= -10728,9989/E & \delta_{20,v} &= 6741,8194/E \\
 \theta_{2mp,\ell 2} &= -2776,5111/E & \delta_{20} &= -20412,5960/E \\
 \\
 \delta_{30,\ell 1} &= 4892,9222/E & \theta_{30,tc} &= 86,0678/E \\
 \theta_{gtc} &= 4,1314/E & \delta_{30} &= 4978,9900/E \\
 \theta_{qo} &= 81,9364/E & & \\
 \\
 \Delta_{rzg} &= 14,7665/E & \delta_{40} &= 82,8556/E \\
 \Delta_{rzq} &= 68,0891/E & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_{5q, \ell 1} &= -2986,7910/E & \delta_{50, cc} &= -5,3333/E \\ \theta_{5p1, \ell 1} &= -619,9174/E & \delta_{50} &= -3612,0417/E \\ \delta_{50, \ell 1} &= -3606,7083/E & & \\ \\ \delta_{60, cc} &= -40,0000/E & \delta_{60} &= 771,5094/E \\ \delta_{60, \ell f} &= +811,5094/E & & \\ \\ \delta_{70} &= -11752,0973/E & & \\ \\ \delta_{80} &= -15325,3884/E & & \end{aligned}$$

6.2.4 - Compatibilização dos deslocamentos

1.620,00	-1.571,01	407,19	-91,62	-49,00	11,02	0	0	X_1	-30.903,78
-1.069,58	1.790,07	0	0	0	0	-10,97	-267,76	X_2	20.412,60
407,19	0	756,74	30,17	-49,00	11,02	0	0	X_3	-4.978,99
-91,62	0	30,17	105,46	11,02	-2,48	0	0	X_4	-82,86
-209,04	0	-209,04	47,03	1.732,37	162,14	0	0	X_5	3.612,04
47,03	0	47,03	-10,58	162,14	51,38	0	0	X_6	-771,51
0	-255,11	0	0	0	0	337,33	275,00	X_7	11.752,10
0	-275,04	0	0	0	0	275,00	558,75	X_8	15.325,39

$$\begin{aligned} X_1 &= -16,153 \text{ tfm/m} & X_5 &= 2,201 \text{ tfm/m} \\ X_2 &= 4,603 \text{ tfm/m} & X_6 &= -13,356 \text{ tf/m} \\ X_3 &= 3,097 \text{ tfm/m} & X_7 &= 23,569 \text{ tf} \\ X_4 &= -16,249 \text{ tf/m} & X_8 &= 18,094 \text{ tf} \end{aligned}$$

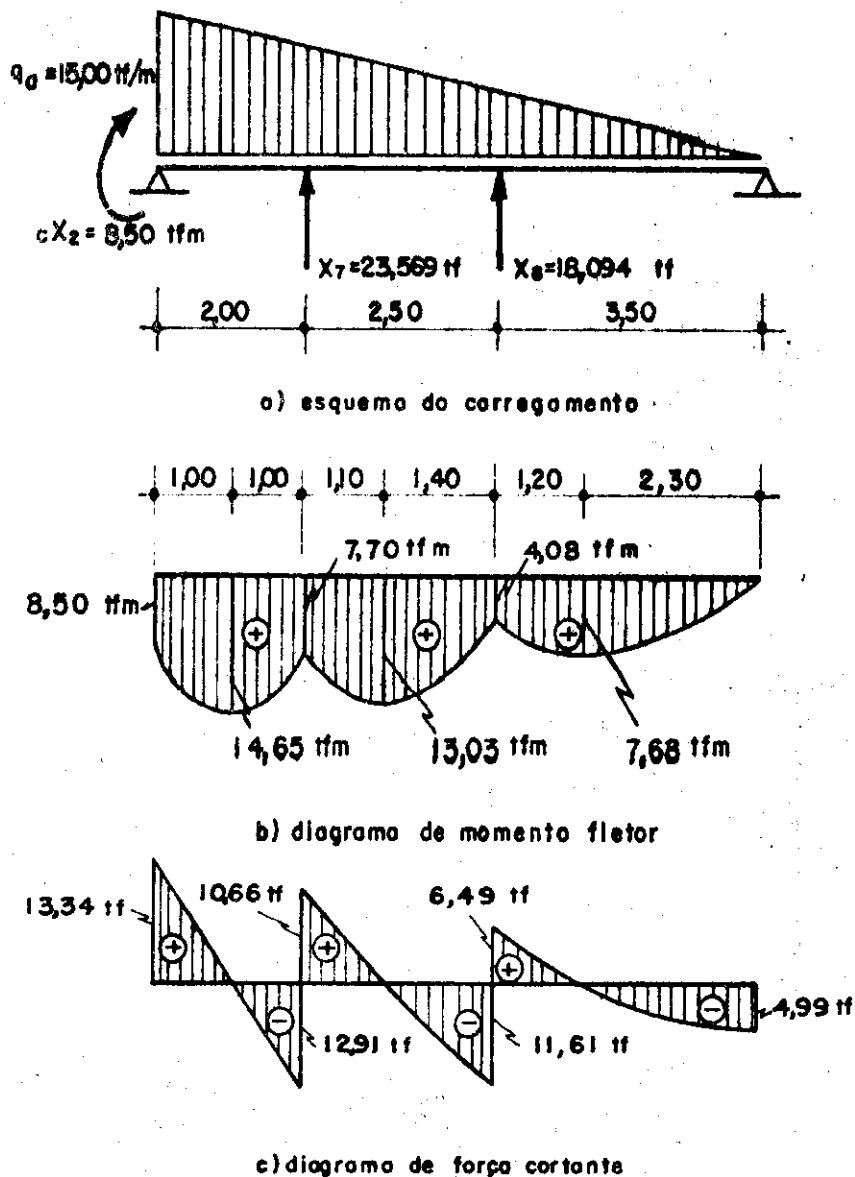
6.2.5 - Cálculo de esforços na parede6.2.5.1 - Cálculo de viga

Fig.6.8- ESFORÇOS NA VIGA

a) Tensões normais longitudinais na seção de máximo momento

$$- \text{ na borda exterior: } \sigma_{c1} = \frac{14,65}{2,5322 \cdot 10^{-2}} 0,6787 = 393 \text{ tf/m}^2$$

$$- \text{ na borda interior: } \sigma_{c2} = \frac{14,65}{2,5322 \cdot 10^{-2}} (0,6787 - 1,0687) = -226 \text{ tf/m}^2$$

b) Tensões de cisalhamento na seção de máxima força cortante

$$V = 13,34tf$$

$$m = 0,7084$$

$$S = 2 r^2 h_c (\text{sen}\phi - m\phi)$$

ϕ	$10^2 S (m^3)$	$\tau (tf/m^2)$
0°	0	0
10°	1,15	38
20°	2,18	72
30°	2,97	98
40°	3,42	112
45°	3,47	114
50°	3,41	112
1/2VB	2,38	78

c) Deslocamentos radiais das vigas

Admitindo simplificadamente que as flechas máximas ocorrem nas seções junto aos tirantes intermediários, então:

$$\delta_{1v} = X_7 \delta_{77,t} = 23,569 \cdot 100,3809/E = 2366/E$$

$$\delta_{2v} = X_8 \delta_{88,t} = 18,094 \cdot 150,5713/E = 2.724/E$$

6.2.5.2 - Cálculo de arco

Admite-se uma variação diferencial de temperatura igual a $\pm 15^\circ C$.

a) na seção junto ao tirante superior

$$h_{na} = 3,00m$$

$$q = 3 \cdot 2,00 = 6,00tf/m$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,a} = 0,6835$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,a} = 0,0403$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,v} = -0,5004$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,v} = -0,0329$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,t} = 0,2513$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,t} = 0,0088$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{11} = 1,0472$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{22} = 0,0174$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,r} = -\delta_{2v} \operatorname{tg} \frac{\pi}{n} \frac{Eh_t^3}{12} = -0,0231$$

$$X_1 = \frac{-(0,6835 - 0,5004 \pm 0,2513)}{1,0472} = \begin{cases} -0,4148 \text{ tf/m} (\Delta_t > 0) \\ 0,0651 \text{ tf/m} (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

$$X_2 = \frac{-(0,0403 - 0,0329 \pm 0,0088 - 0,0231)}{0,0174} = \begin{cases} 0,3966 \text{ tf/m} (\Delta_t > 0) \\ 1,4080 \text{ tf/m} (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

Força normal (kgf/m)				
ϕ	$N_{\phi a}$	$N_{\phi v}$	$N_{\phi} (\Delta_t > 0)$	$N_{\phi} (\Delta_t < 0)$
0°	-1,286	-2.391	-3.280	-2.269
10°	-1.321	-2.210	-3.140	-2.144
20°	-1,426	-1.690	-2.743	-1.793
30°	-1.596	-890	-2.143	-1.267
40°	-1.827	92	-1.431	-656
45°	-1.964	611	-1.073	-357
50°	-2.112	1.126	-731	-81

Momento fletor (kgfm/m)				
ϕ	$M_{\phi a}$	$M_{\phi v}$	$M_{\phi} (\Delta_t > 0)$	$M_{\phi} (\Delta_t < 0)$
0°	992	-778	-143	485
10°	950	-735	-149	461
20°	824	-613	-175	381
30°	620	-429	-230	236
40°	342	-214	-340	4
45°	178	-102	-420	-147
50°	0	0	-527	-332

b) Na seção junto ao tirante inferior

$$h_{na} = 5,50$$

$$q_a = 5,50 \cdot 2,00 = 11,00 \text{ tf/m}$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,a} = 1,2530$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,a} = 0,0739$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{10,v} = -0,9175$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,v} = -0,0604$$

$$\frac{Eh_t^3}{12} \delta_{20,r} = -\delta_{1v} \text{tg} \frac{\pi}{n} \frac{Eh_t^3}{12} = -0,0201$$

$$X_1 = \frac{-(1,2530 - 0,9175 \pm 0,2513)}{1,0472} = \begin{cases} -0,5604 \text{ tfm/m } (\Delta_t > 0) \\ -0,0804 \text{ tfm/m } (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

$$X_2 = \frac{-(0,0739 - 0,0604 \pm 0,0088 - 0,0201)}{0,0174} = \begin{cases} -0,1264 \text{ tf/m } (\Delta_t > 0) \\ 0,8851 \text{ tf/m } (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

Força normal (kgf/m)				
ϕ	$N_{\phi a}$	$N_{\phi v}$	$N_{\phi} (\Delta_{\epsilon} > 0)$	$N_{\phi} (\Delta_{\epsilon} < 0)$
0°	-2.358	-4,374	-6.858	-5.847
10°	-2.422	-4.045	-6.591	-5.595
20°	-2.614	-3.092	-5.825	-4.874
30°	-2.926	-1.629	-4.664	-3.788
40°	-3.349	168	-3.278	-2.503
45°	-3.601	1.119	-2.571	-1.856
50°	-3.872	2.060	-1.893	-1.243

Momento fletor (kgfm/m)				
ϕ	$M_{\phi a}$	$M_{\phi v}$	$M_{\phi} (\Delta_{\epsilon} > 0)$	$M_{\phi} (\Delta_{\epsilon} < 0)$
0°	1.819	-1.423	-183	446
10°	1.742	-1.344	-178	432
20°	1.511	-1.122	-180	375
30°	1.137	-784	-205	260
40°	627	-392	-308	36
45°	326	-188	-396	-123
50°	0	0	-524	-330

c) Na seção junto ao fundo

$$h_{na} = 7,50m$$

$$q_a = 15,00t/m$$

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{10,a} = 1,7088$$

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{20,a} = 0,1008$$

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{10,v} = -1,2511$$

$$\frac{Eh^3}{12} \delta_{20,v} = -0,0824$$

$$X_1 = \frac{-(1,7088 - 1,2511 \pm 0,2513)}{1,0472} = \begin{cases} -0,6770 \text{ tfm/m} (\Delta_t > 0) \\ -0,1971 \text{ tfm/m} (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

$$X_2 = \frac{-(0,1008 - 0,0824 \pm 0,0088)}{0,0174} = \begin{cases} -1,5632 \text{ tf/m} (\Delta_t > 0) \\ -0,5517 \text{ tf/m} (\Delta_t < 0) \end{cases}$$

Força normal (kgf/m)				
ϕ	$N_{\phi a}$	$N_{\phi v}$	$N_{\phi} (\Delta_t > 0)$	$N_{\phi} (\Delta_t < 0)$
0°	-3.215	-5.965	-10.743	-9.732
10°	-3.303	-5.516	-10.358	-9.362
20°	-3.565	-4.217	-9.251	-8.300
30°	-3.990	-2.222	-7.566	-6.690
40°	-4.568	230	-5.535	-4.761
45°	-4.910	1.526	-4.489	-3.774
50°	-5.280	2.809	-3.476	-2.826

Momento fletor (kgfm/m)				
ϕ	$M_{\phi a}$	$M_{\phi v}$	$M_{\phi} (\Delta_t > 0)$	$M_{\phi} (\Delta_t < 0)$
0°	2.480	-1.941	-367	261
10°	2.375	-1.833	-336	274
20°	2.060	-1.530	-263	292
30°	1.550	-1.069	-174	292
40°	855	-535	-147	197
45°	445	-256	-168	105
50°	0	0	-236	-41

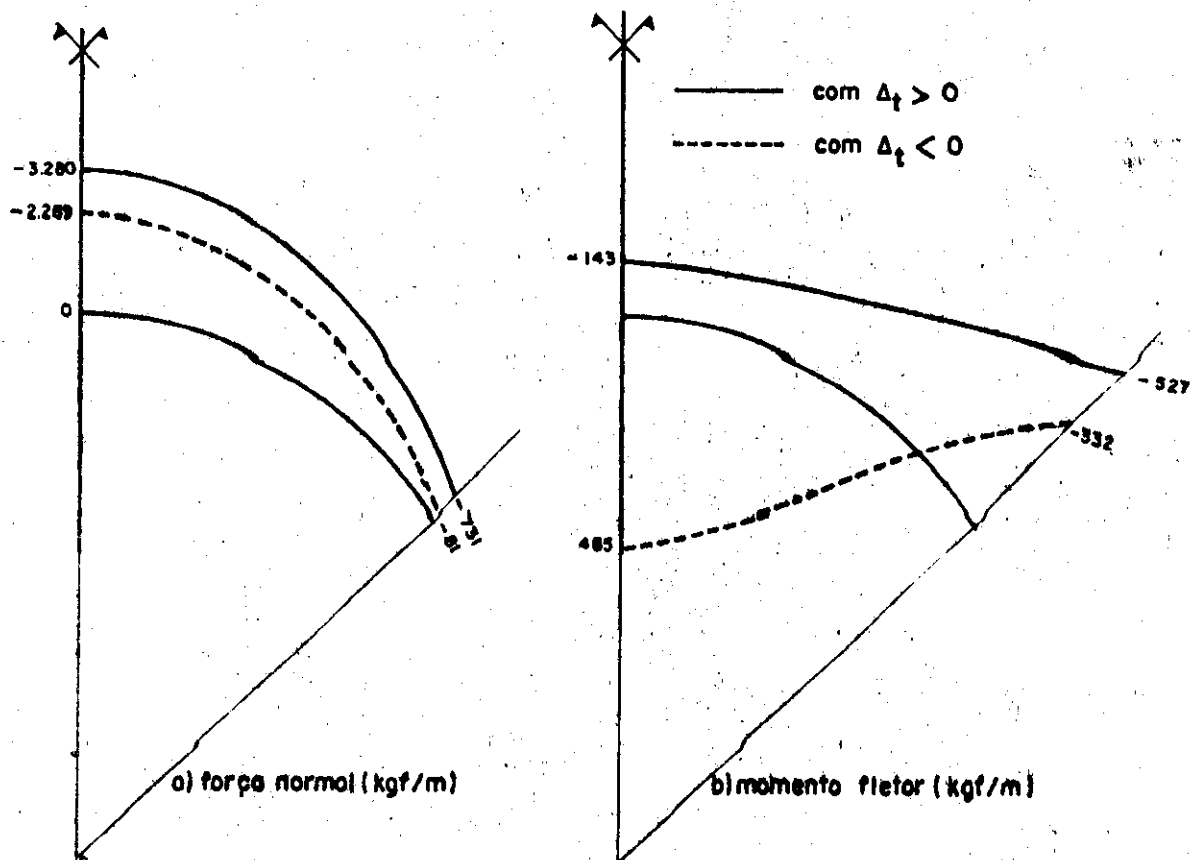


Fig.6.9- ESFORÇOS TRANSVERSAIS JUNTO AO TIRANTE SUPERIOR

6.2.5.3 - Esforços nos tirantesa) No tirante superior

$$N_{ts} = \frac{X_8}{2 \operatorname{sen} \frac{\pi}{n}} = 46,37tf$$

b) No tirante inferior

$$N_{ti} = \frac{X_7}{2 \operatorname{sen} \frac{\pi}{n}} = 60,41tf$$

6.2.6 - Cálculo de esforços na laje do fundo6.2.6.1 - Esquema do carregamento para o cálculo de esforço de flexão

De acordo com as figuras 5.2 e 5.3,

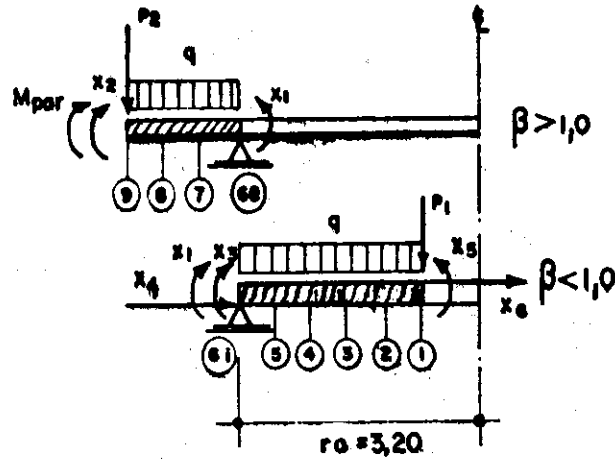


Fig.6.10 - ESQUEMA DO CARREGAMENTO

$$\begin{aligned}
 q &= 8,70 \text{ tf/m}^2 & X_2 &= 4,603 \text{ tfm/m} \\
 P_1 &= 3,82 \text{ tf/m} & X_3 &= 3,097 \text{ tfm/m} \\
 P_2 &= 4,57 \text{ tf/m}^2 & M_{x_4} &= -X_4 \cdot \frac{h \ell_f}{2} = 3,66 \text{ tfm/m} \\
 M_{\text{par}} &= -1,74 \text{ tf/m}^2 & X_5 &= 2,201 \text{ tfm/m} \\
 X_1 &= -16,153 \text{ tfm/m} & M_{x_6} &= \frac{X_6 h}{2} \ell_f = 3,01 \text{ tfm/m}
 \end{aligned}$$

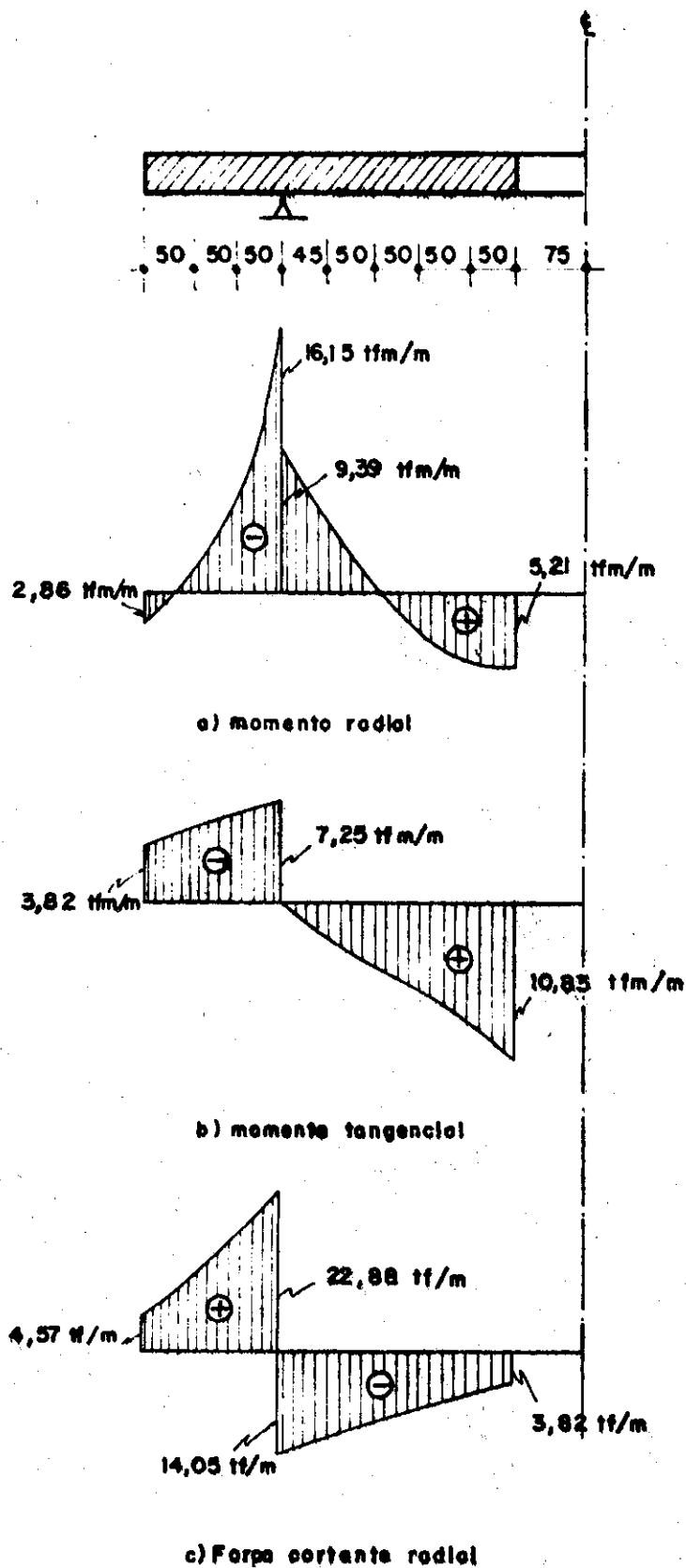
6.2.6.2 - Momentos fletores na laje do fundo

MOMENTOS RADIAIS M_r (tfm/m)										
Seção	β	ρ	M_q	M_{p1}	M_{p2}	M_{x1}	$M_{x2+\text{par}}$	M_{x3+x4}	M_{x5+x6}	M_r
1	$\beta = 0,234$	0,234	0,00	0,00	—	0,00	—	0,00	5,21	5,21
2		0,39	9,12	0,78	—	-10,94	—	4,57	1,69	5,22
3		0,55	9,62	0,66	—	-13,99	—	5,85	0,70	2,84
4		0,70	7,67	0,44	—	-15,18	—	6,35	0,33	-0,39
5		0,86	4,10	0,20	—	-15,82	—	6,61	0,11	-4,80
6 _i		1,00	0,00	0,00	—	-16,15	—	6,76	0,00	-9,39
6 _e	$\beta = 1,47$	1,00	0,00	—	0,00	-16,15	0,00	—	—	-16,15
7		1,16	1,69	—	-0,44	78,42	1,37	—	—	-5,80
8		1,31	1,64	—	-0,36	3,60	2,23	—	—	-0,09
9		1,47	0,00	—	0,00	0,00	2,86	—	—	2,86

MOMENTOS TANGENCIAIS M_t (tfm/m)										
Seção	β	ρ	M_q	M_{p1}	M_{p2}	M_{x1}	M_{x2+par}	M_{x3+x4}	M_{x5+x6}	M_t
1	$\beta = 0,234$	0,234	30,25	6,27	—	-34,18	—	14,30	45,81	10,83
2		0,39	20,33	3,81	—	-23,24	—	9,72	-2,29	8,33
3		0,55	16,85	2,79	—	-20,19	—	8,44	-1,30	6,59
4		0,70	14,61	2,22	—	-19,00	—	7,95	-0,92	4,86
5		0,86	12,30	1,79	—	-18,36	—	7,68	-0,72	2,69
6 _i		1,00	10,11	1,49	—	-18,02	—	7,53	-0,60	0,51
6 _e	$\beta = 1,47$	1,00	-35,02	—	-26,87	43,99	10,65	—	—	-7,25
7		1,16	-29,14	—	-22,75	36,26	9,29	—	—	-6,34
8		1,31	-25,11	—	-19,83	31,44	8,43	—	—	-5,07
9		1,47	-22,11	—	-17,34	27,83	7,80	—	—	-3,82

6.2.6.3 - Forças cortantes na laje do fundo

Forças cortantes radiais (tf/m)						
Seção	β	ρ	V_q	V_{p1}	V_{p2}	V_r
1	$\beta = 0,234$	0,234	0,00	-3,82	—	-3,82
2		0,39	-3,47	-2,29	—	-5,76
3		0,55	-6,27	-1,63	—	-7,90
4		0,70	-8,66	-1,28	—	-9,94
5		0,86	-11,08	-1,04	—	-12,12
6 _i		1,00	-13,16	-0,89	—	-14,05
6 _e	$\beta = 1,47$	1,00	16,16	—	6,72	22,88
7		1,16	9,78	—	5,79	15,57
8		1,31	4,73	—	5,13	9,86
9		1,47	0,00	—	4,57	4,57

6.2.6.4 - Diagramas de esforços

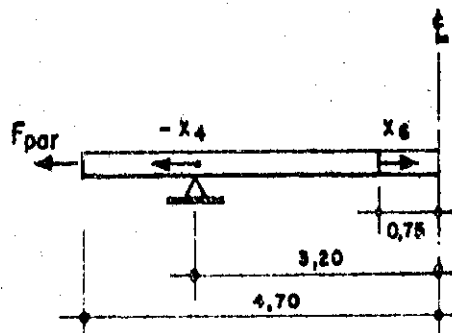
6.2.6.5 - Esquema do carregamento de chapa anular

Fig 6.12 - ESQUEMA DO CARREGAMENTO

$$X_4 = -16,249 \text{ tf/m}$$

$$X_6 = -13,356 \text{ tf/m}$$

$$F_{\text{par}} = \frac{13,34 \cdot 16}{2\pi \cdot 4,70} = 7,23 \text{ tf/m} \quad (\text{do cálculo das vigas verticais})$$

6.2.6.6 - Cálculo das forças normais radial e tangencial

De acordo com o exemplo da figura 3.5, calcula-se o efeito de X_4 em chapas anulares isoladas.

$$u_{1q} = 0$$

$$u_{11} = 6,8711/E$$

$$u_{2q} = 332,5797/E$$

$$u_{21} = -20,4677/E$$

$$X_{x4} = \frac{332,5797}{(6,8711 + 20,4677)} = 12,16 \text{ tf/m}$$

Analogamente, determinam-se os valores das forças normais hiperestáticas devidas a F_{par} e X_6 :

$$X_{f\text{par}} = 7,01 \text{ tf/m}$$

$$X_{x6} = -0,41 \text{ tf/m}$$

Uma vez calculados os esforços hiperestáticos,

pode-se estabelecer o carregamento para as chapas anulares "interna" e "externa".

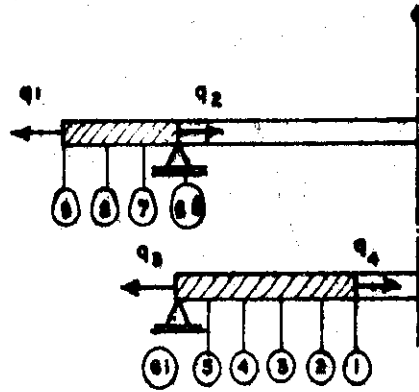


Fig. 6.13

$$q_1 = F_{\text{par}} = 7,23 \text{ tf/m}$$

$$q_2 = X_{\text{fpar}} + X_{x4} + X_4 = 2,92 \text{ tf/m}$$

$$q_3 = X_{\text{fpar}} + X_{x4} + X_{x6} = 18,76 \text{ tf/m}$$

$$q_4 = X_6 = -13,36 \text{ tf/m}$$

FORÇA NORMAL RADIAL (tf/m)							
Seção	β	ρ	N_{q1}	N_{q2}	N_{q3}	N_{q4}	N_r
1	$\beta = 0,234$	0,234	—	—	0,00	-13,37	-13,37
2		0,39	—	—	12,70	-4,31	8,39
3		0,55	—	—	16,25	-1,79	14,46
4		0,70	—	—	17,09	-0,80	16,29
5		0,86	—	—	18,38	-0,28	18,10
6 _i		1,00	—	—	18,76	0,00	18,76
6 ₃	$\beta = 0,68$	0,68	0,00	2,92	—	—	2,92
7		0,79	3,48	1,51	—	—	4,99
8		0,89	5,60	0,66	—	—	6,26
9		1,00	7,23	0,00	—	—	7,23

FORÇA NORMAL TANGENCIAL (tf/m)							
Seção	B	ρ	N_{q1}	N_{q2}	N_{q3}	N_{q4}	N_c
1	B = 0,234	0,234	—	—	39,69	14,91	54,60
2		0,39	—	—	26,99	5,87	32,86
3		0,55	—	—	23,44	3,33	26,77
4		0,70	—	—	22,06	2,36	24,42
5		0,86	—	—	21,32	1,82	23,14
6 _i		1,00	—	—	20,93	1,54	22,47
6 _e	B = 0,68	0,68	26,89	-7,95	—	—	18,94
7		0,79	23,41	-6,54	—	—	16,87
8		0,89	21,30	-5,69	—	—	15,61
9		1,00	19,56	-5,03	—	—	14,53

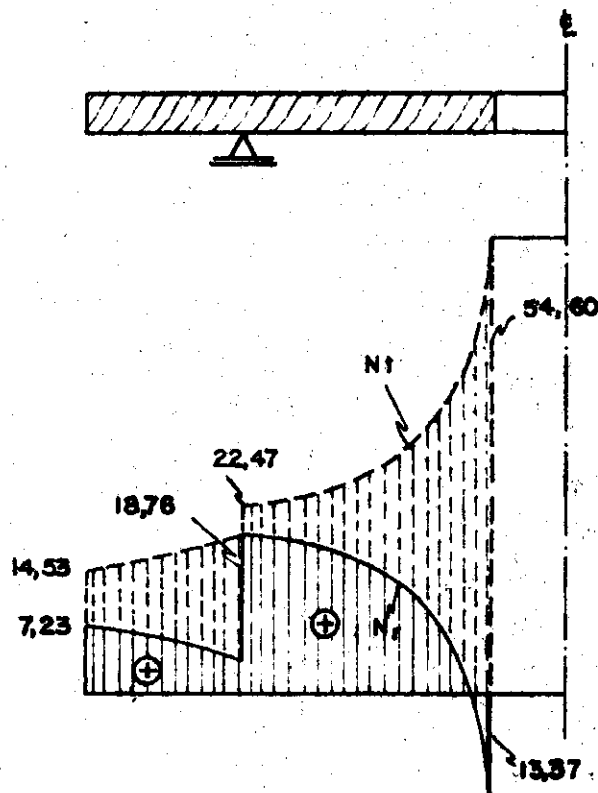


Fig. 6.14 - FORÇAS NORMAIS NA LAJE DO FUNDO

6.2.7 - Cálculo de esforços na laje de cobertura

Determinam-se os esforços de maneira mais simplificada, admitindo-a perfeitamente engastada na parede, desprezando os efeitos dos deslocamentos diferenciais na estrutura toda. Uma vez que a reação no contorno interno já foi determinada no Ítem 6.2.1, o esquema de carregamento fica sendo como o da Fig. 6.15.

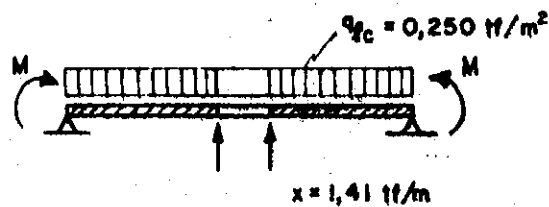


Fig. 6.15

O valor de M é determinado impondo-se deslocamento angular nulo no contorno externo, com o auxílio das expressões formuladas no Capítulo 3.

$$M = -0,11 \text{ tfm/m}$$

De maneira análoga à do Ítem 6.2.6, determinam-se os momentos radiais e tangenciais, resultando os diagramas da Fig. 6.16.

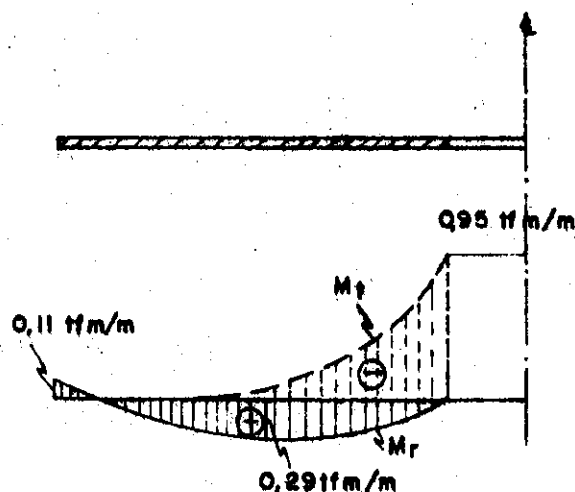


Fig. 6.16 - MOMENTOS FLETORES NA LAJE DA COBERTURA

A força normal da laje de cobertura é pequena, como se pode observar tomando-se o valor da força cortante determinado no cálculo da parede, resultando como valores máximos, no contorno externo, $N_r = 3,13\text{tf/m}$ e $N_t = 3,29\text{tf/m}$.

6.2.8 - Cálculo da coluna de acesso para inspeção

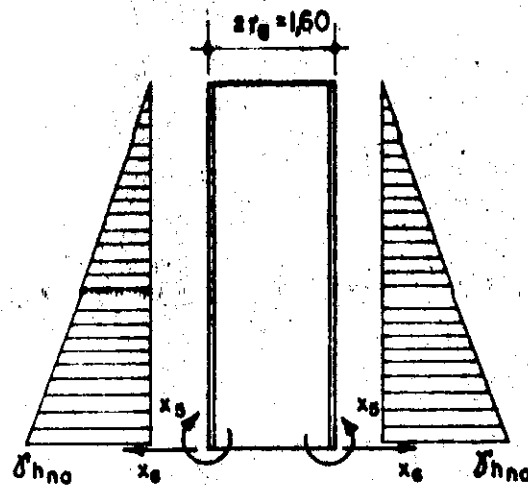


Fig. 6.17 - ESQUEMA DO CARREGAMENTO

$$\gamma_{h_{na}} = 7,50\text{tf/m}^2$$

$$x_5 = 2,20\text{tfm/m}$$

$$x_6 = -13,356\text{tf/m}$$

Seguindo-se as indicações do Capítulo 3, calculam-se os principais esforços solicitantes, obtendo-se os diagramas da Fig. 6.18.

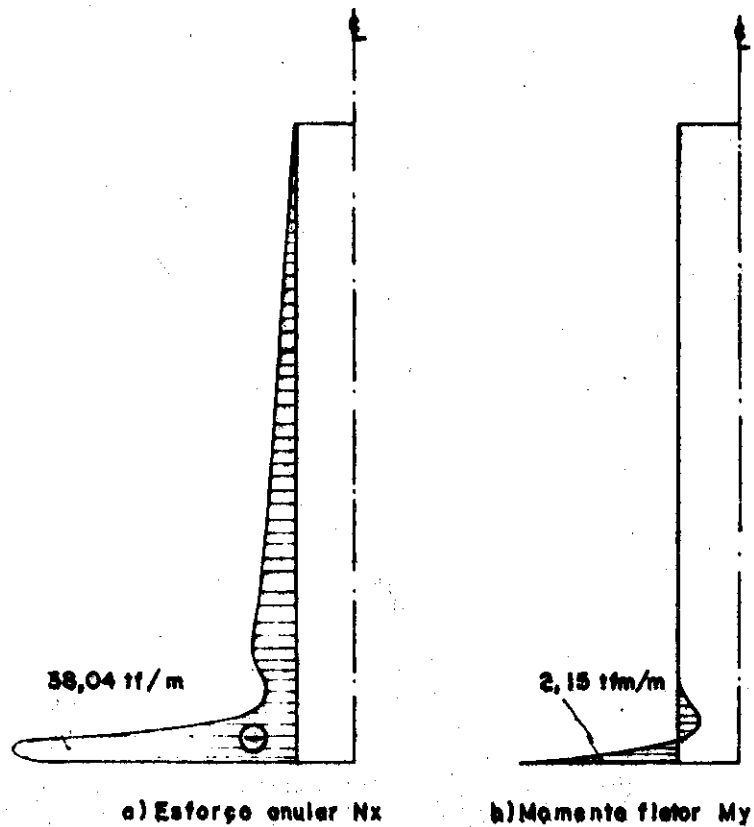


Fig. 6.18

6.3 - CÁLCULO DA TORRE

Com as cargas determinadas no ítem 6.2.1, calculam-se os esforços na região inferior do alargamento tronco-cônico e na região superior da casca cilíndrica da torre.

6.3.1 - Cálculo dos coeficientes de flexibilidade

$$\begin{aligned}
 \delta_{11,tc} &= 239,2910/E & \delta_{12} &= 57,0717/E \\
 \delta_{11,l} &= 1011,1111/E & \delta_{13} &= -1011,1111/E \\
 \delta_{11} &= 1250,4021/E & \delta_{14} &= 0 \\
 \delta_{21} &= 57,0717/E & \delta_{23} &= \delta_{24} = 0 \\
 \delta_{22} &= 27,2331/E
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_{31} &= -1011,1111/E & \delta_{33,cc} &= 613,7009/E \\
 \delta_{32} &= 0 & \delta_{33} &= 1624,8120/E \\
 \delta_{33,l} &= 1011,1111/E & \delta_{34} &= 128,4323/E \\
 \delta_{41} &= \delta_{42} = 0 & \delta_{44} &= 53,7554/E \\
 \delta_{43} &= 128,4323/E & &
 \end{aligned}$$

6.3.2 - Determinação dos deslocamentos no sistema fundamental

$$\begin{aligned}
 \theta_{gtc} &= 10,7959/E \\
 \theta_{qo} &= 174,5875/E \\
 \delta_{10,l} &= 142,0190/E \\
 \delta_{10} &= 327,4042/E \\
 \Delta_{rzg} &= 6,7066/E \\
 \Delta_{rzq} &= 68,0891/E \\
 \delta_{20} &= 74,7957/E \\
 \delta_{30} &= -142,0190/E \\
 \delta_{40} &= 92,3367/E
 \end{aligned}$$

6.3.3 - Compatibilização de deslocamentos

$$\begin{bmatrix} 1250,40 & 57,07 & -1011,11 & 0 \\ 57,07 & 27,23 & 0 & 0 \\ -1011,11 & 0 & 1624,81 & 128,43 \\ 0 & 0 & 128,43 & 53,76 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -327,40 \\ -74,80 \\ 142,02 \\ -92,34 \end{bmatrix}$$

$$X_1 = 0,30 \text{ tfm/m}$$

$$X_3 = 0,51 \text{ tfm/m}$$

$$X_2 = -3,38 \text{ tfm/m}$$

$$X_4 = -2,93 \text{ tfm/m}$$

6.3.4 - Cálculo dos esforços

Juntando aos esforços agora determinados para a parte inferior da casca tronco-cônica, os esforços hiperestáticos na borda superior calculados no item 6.2, determinam-se os diagramas da Fig. 6.19.

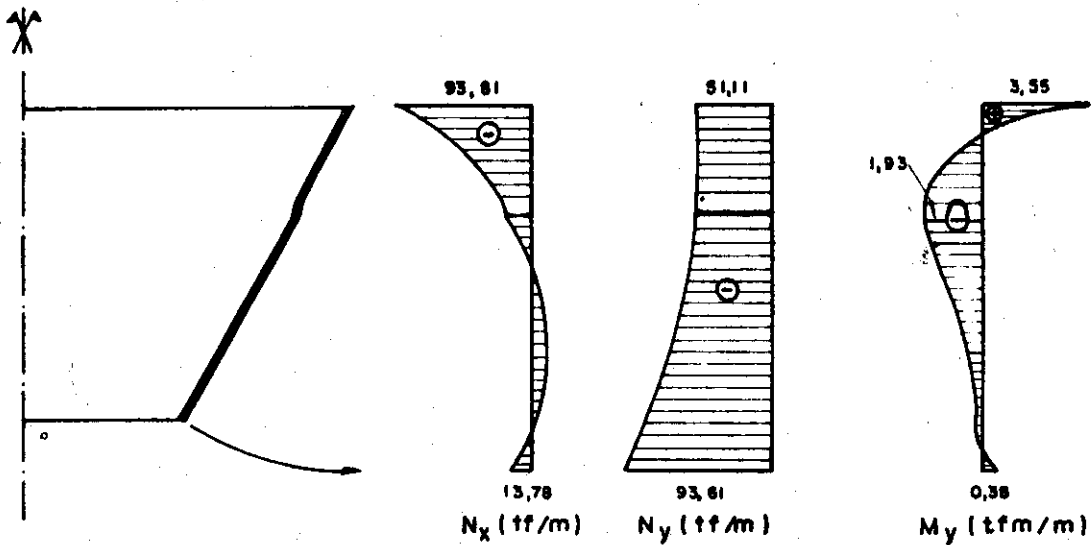


Fig 6.19 - ESFORÇOS NA CASCA TRONCO-CÔNICA

Na parte superior da torre cilíndrica, o efeito das perturbações de borda é mostrado nos diagramas da Fig. 6.20. O esforço principal é o de compressão N_y na direção das geratrizes, que vale $N_y = -81,07\text{tf/m}$.

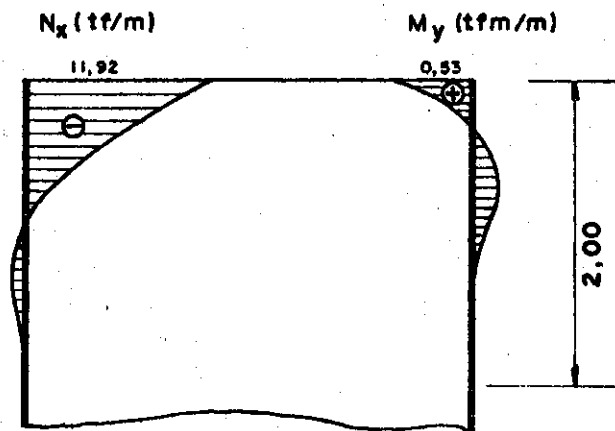


Fig. 6.20

6.4 - CÁLCULO DA FUNDAÇÃO

6.4.1 - Cálculo das cargas

a) Peso da superestrutura da laje circular da base

$$Q_2 = Q_0 + \text{peso da torre} = 874\text{tf}$$

b) Peso da superestrutura acima dos blocos

$$Q_3 = 916\text{tf}$$

c) Peso da superestrutura acima da cabeça do tubulões

$$Q_4 = 945\text{tf}$$

d) Empuxos de terra

Admite-se simplifcadamente $\gamma_s = 1,70\text{tf/m}^3$ e coeficiente de empuxo em repouso $K_0 = 1 - \text{sen } 27^\circ = 0,55$.

6.4.2 - Cálculo dos coeficientes de flexibilidade

$$\delta_{11,cc} = 613,7009/E$$

$$\delta_{12} = 128,4323/E$$

$$\delta_{11,l} = 566,6667/E$$

$$\delta_{13} = -566,6667/E$$

$$\delta_{11} = 1180,3676/E$$

$$\delta_{14} = \delta_{15} = \delta_{16} = 0$$

$$\delta_{21} = 128,4323/E$$

$$\delta_{22} = 53,7554/E$$

$$\delta_{23} = \delta_{24} = \delta_{25} = 0$$

$$\delta_{31} = -566,6667/E$$

$$\delta_{33} = 709,1648/E$$

$$\delta_{32} = 0$$

$$\delta_{34} = 71,2490/E$$

$$\begin{aligned}
 \delta_{33,l} &= 566,6667/E & \delta_{35} &= 0 \\
 \delta_{33,e} &= 142,4981/E & \delta_{36} &= 4,2581/E \\
 \delta_{41} &= \delta_{42} = 0 & \delta_{44} &= 120,9561/E \\
 \delta_{43} &= 71,2490/E & \delta_{45} &= 0 \\
 \delta_{51} &= \delta_{52} = \delta_{53} = \delta_{54} = 0 & \delta_{46} &= -4,2581/E \\
 \delta_{55} &= 210,5690/E \\
 \delta_{56} &= 519,0430/E \\
 \delta_{61} &= \delta_{62} = 0 & \delta_{63} &= 4,2581/E \\
 \delta_{65} &= \delta_{56} & \delta_{64} &= -4,2581/E \\
 \delta_{66} &= 2080,0502/E
 \end{aligned}$$

6.4.3 - Determinação dos deslocamentos no sistema fundamental

$$\begin{aligned}
 \delta_{10} &= -127,5000/E \\
 \delta_{20} &= 104,3261/E \\
 \delta_{30,l} &= 127,5000/E \\
 \theta_{3,qs} &= 311,0669/E \\
 \theta_{3,dh} &= -2251,9027/E \\
 \delta_{30} &= -1813,3358/E \\
 \theta_{4,qs} &= 355,5050/E \\
 \theta_{4,dh} &= 2251,9027/E \\
 \delta_{40} &= 2607,4077/E \\
 \delta_{50} &= 0 \\
 \delta_{60} &= -8512,1924/E
 \end{aligned}$$

6.4.4 - Compatibilização de deslocamentos

$$\begin{bmatrix} 1180,37 & 128,43 & -566,67 & 0 & 0 & 0 \\ 128,43 & 53,76 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -566,67 & 0 & 709,16 & 71,25 & 4,26 & 0 \\ 0 & 0 & 71,25 & 331,53 & 514,78 & 0 \\ 0 & 0 & 4,26 & 514,78 & 2080,05 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_5 \\ X_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 127,50 \\ -104,33 \\ 1813,34 \\ -2607,41 \\ 8512,19 \end{bmatrix}$$

$$X_1 = 7,966 \text{ tfm/m}$$

$$X_4 = X_5 = -27,457 \text{ tfm}$$

$$X_2 = -20,972 \text{ tfm/m}$$

$$X_6 = 10,920 \text{ tf}$$

$$X_3 = 11,616 \text{ tfm/m}$$

6.4.5 - Cálculo de esforços nos elementos6.4.5.1 - Na parte inferior da torre cilíndrica

$$N_y = -92,73 \text{ tf/m}$$

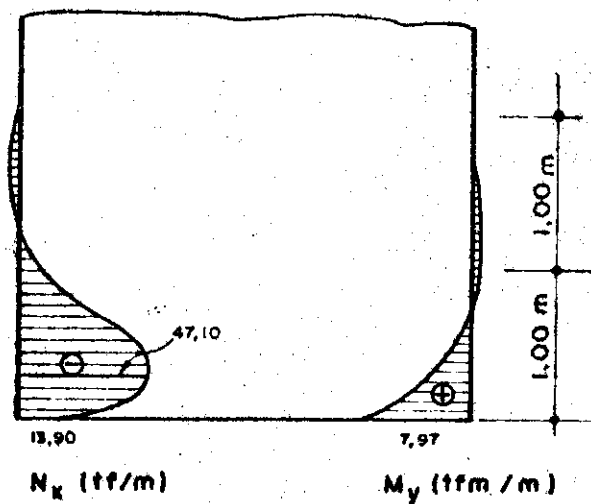


Fig. 6.21

6.4.5.2 - Laje circular da base

- Carga radial aplicada no contorno = $-74,51 \text{ tf/m}$

- Momento aplicado no contorno = $3,65 \text{ tfm/m}$

6.4.5.3 - Escoras

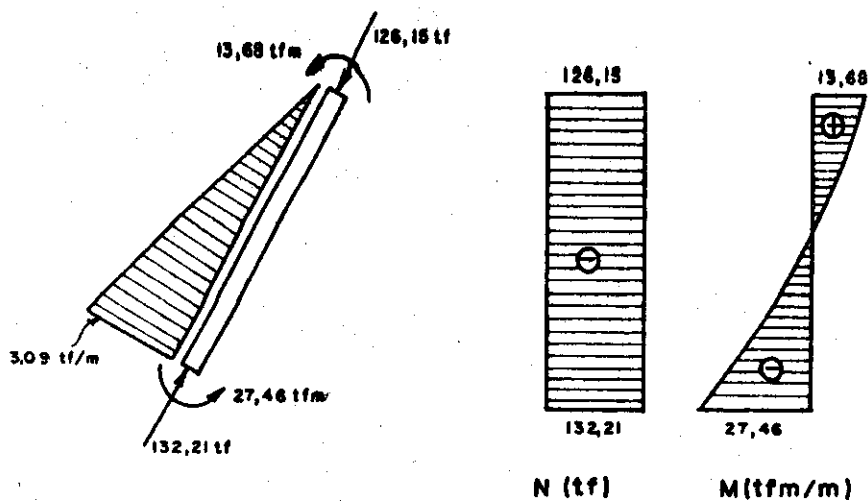


Fig. 6.22

6.4.5.4 - Tirante da fundação

$$N_t = \frac{(66,11 - 10,92)}{2 \text{ sen } 22,5^\circ} = 72,11 \text{ tf}$$

6.4.5.5 - Tubulões

$$R_t = 118,13 \text{ tf} \quad X_5 = -27,46 \text{ tf} \quad X_6 = 10,92 \text{ tf}$$

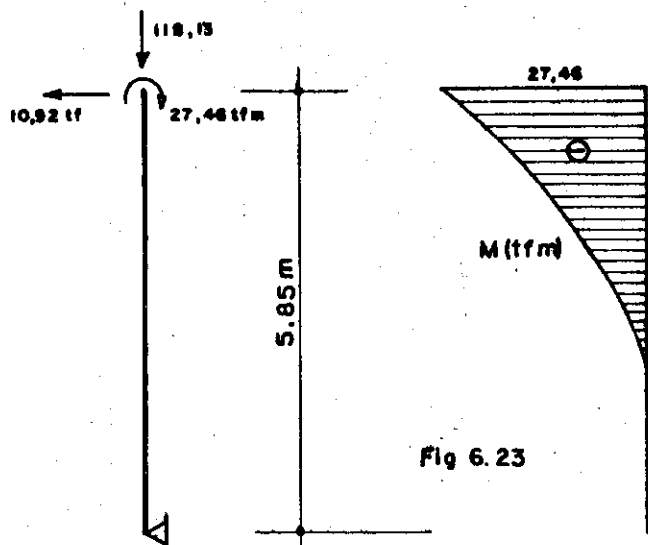


Fig 6.23

6.4.6 - Ação do vento

$$q_v = 60 \text{ kgf/m}^2$$

$$q_{v1} = 0,060 \cdot 11,52 = 0,69 \text{ tf/m}$$

$$q_{v2} = 0,060 \cdot 6,74 = 0,40 \text{ tf/m}$$

$$q_{v3} = 0,060 \cdot 3,20 = 0,19 \text{ tf/m}$$

a) Momento máximo na base da torre

$$M_{v1} = 184,44 \text{ tfm}$$

b) Esforços normais extremos N_y na base da casca cilíndrica

$$N_y = \pm \frac{4M_{v1}}{\pi d^2} = \pm 26,09 \text{ tf/m}$$

c) Momento máximo no plano do topo dos tubulões

$$M_{v2} = 227,25 \text{ tfm}$$

d) Forças normais extremas nos tubulões

$$N_{\text{tub}} = \pm 15,78 \text{ tf}$$

6.4.7 - Determinação de esforços máximos e mínimos

Para o dimensionamento da fundação é necessário que se considere a combinação mais desfavorável das ações, prevendo-se a situação de reservatório cheio ou vazio, com atuação do vento ou não.

Os esforços até agora calculados foram obtidos considerando-se o reservatório cheio; para a determinação de esforços com o reservatório vazio, pode-se admitir que estes são aproximadamente proporcionais ao peso da superestrutura, uma vez que este é o carregamento predominante.

te. Portanto, basta subtrair das cargas calculadas o peso da água (522tf), podendo-se desprezar o efeito das sobrecargas na laje de cobertura e dos empuxos de terra.

6.5 - COMENTÁRIOS SOBRE O CÁLCULO DO RESERVATÓRIO

6.5.1 - Simplificação no cálculo das incógnitas hiperestáticas

Desprezando-se o influência dos engastamentos e lásticos de elementos menos rígidos com a laje de fundo, como a casca cilíndrica da coluna de acesso e a casca tronco-cônica, eliminam-se as incógnitas X_3 , X_4 , X_5 e X_6 , com o que o sistema de equações de compatibilidade fica reduzido a quatro equações, correlacionando X_1 , X_2 , X_7 e X_8 .

Com essa simplificação, obtêm-se para o exemplo mostrado os seguintes resultados:

$$\begin{array}{ll} X_1 = -12,696\text{tfm/m} & X_7 = 27,763\text{tf} \\ X_2 = 6,580\text{tfm/m} & X_8 = 20,980\text{tf} \end{array}$$

Comparando-se esses resultados com aqueles anteriormente calculados, pode-se notar que a influência do engastamento com a casca tronco-cônica, neste caso, não é desprezível; entretanto, a simplificação continua válida para pré-dimensionamento, ou quando a casca tronco-cônica é mais delgada. Já os esforços X_5 e X_6 , correspondentes ao engastamento da coluna de acesso, podem ser certamente ignorados, pela sua pequena influência, como se pode verificar com os resultados obtidos com a sua omissão:

$$\begin{array}{ll} X_1 = -17,097\text{tfm/m} & X_4 = -16,577\text{tf/m} \\ X_2 = 3,858\text{tfm/m} & X_7 = 26,150\text{tf} \end{array}$$

6.5.2 - Análise do cálculo da parede

A localização e a rigidez dos tirantes intermediários permitiu uma boa distribuição de esforços nas vigas verticais, resultando somente momentos que provocam tração no lado externo da parede. Pelo exame do cálculo de viga poderia ser pensada a eliminação de um tirante; entretanto, isso acarretaria maior deformabilidade da parede, com consequências desfavoráveis nos esforços transversais nas abóbadas, o que aliás, merece mais comentários que serão feitos mais adiante.

Analisando-se o cálculo de arco, verifica-se que os esforços transversais mais desfavoráveis ocorrem nas seções de maior deslocamento radial, junto aos tirantes intermediários. Por exemplo, na seção junto ao tirante superior, tem-se $N_{\phi} = -731 \text{kgf/m}$ e $M_{\phi} = -527 \text{kgfm/m}$, no engastamento dos arcos, e $M_{\phi} = -2.269 \text{kgf/m}$ e $M_{\phi} = 485 \text{kgfm/m}$, no centro dos arcos. Nesses locais, o momento de fissuração é ultrapassado; contudo, a armadura adicional fica restrita a uma região pequena, uma vez que nas demais seções os momentos fletores são inferiores ao momento de fissuração.

Quanto à precisão do processo viga-arco neste exemplo, parece ser boa, tendo em vista o exemplo de comparação do Capítulo 4; as relações λ/r têm valores em torno de 2 e 3, sendo $\phi_0 = 50^\circ$ e $n = 16$.

A redução do número de tirantes intermediários é desejável, por se tratarem de elementos tracionados em contato com a água, além de, até certo ponto, dificultarem a execução da parede. Como já se observou logo no início deste ítem, a eliminação de tirantes intermediários, ainda que não sofra restrições quanto à magnitude dos esforços longitudinais, esbarra no problema da limitação dos esforços transversais a valores suportáveis pelas abóbadas de pequena espessura. Contudo, a análise dos esforços na parede do Reservatório Jardim Eliana, já construído, levanta uma certa dúvida quanto à dimensão real do problema.

O recálculo do Reservatório do Jardim Eliana revelou esforços $N_{\phi} \approx 3.300 \text{kgf/m}$ (de tração) e $M_{\phi} \approx 1.200 \text{kgfm/m}$, para $\phi = \phi_0$, na seção de máximo deslocamento radial, próxima a um dos tirantes intermediários; tendo em vista que a armadura colocada era mínima, o projeto seria rejeitado, pelos critérios atuais, mesmo que se levasse em conta imprecisões intrínsecas do processo viga-arco. Entretanto, não se pode atribuir o sucesso do reservatório, em utilização há vários anos, unicamente a um excesso de cautela introduzida no cálculo; deve-se considerar a possível ocorrência de efeitos favoráveis, como uma menor deformabilidade dos tirantes intermediários, que aliás tiveram suas dimensões aumentadas, na obra, para maior facilidade na execução, o enrijecimento de outros elementos da estrutura e a eficiência da impermeabilização executada.

Portanto, na falta de observações experimentais mais acuradas, parece mais adequada a avaliação pelo processo viga-arco, que, com suas devidas reservas, conduz a um projeto estrutural seguro.

Neste exemplo, a espessura média equivalente da parede é aproximadamente 16,5cm, incluindo-se também o volume do concreto dos tirantes intermediários; o consumo de armadura, estimado, deverá ter valor entre 120-150kgf/m³.

6.5.3 - Análise do cálculo da laje do fundo

Observando-se os diagramas de momentos na laje de fundo, nota-se que predominam os momentos negativos, com momentos radiais negativos solicitando cerca de 65% da superfície da laje, e os momentos tangenciais negativos, cerca de 55%. Contudo, comparando-se a ordem de grandeza de tais esforços com o momento de fissuração simples, sem contar com a influência de esforços normais, que calculado com $f_{ck} = 150 \text{kgf/cm}^2$ tem valor $M_r = 7,59 \text{tfm/m}$, nota-se que os momentos tangenciais negativos são menores

que o momento de fissuração, e que os momentos radiais negativos, com valor máximo da ordem do dobro de M_r , em somente 21% da superfície ultrapassam o valor de M_r .

Tais valores sugerem uma redução da espessura da laje, o que é possível, mesmo considerando-se os esforços de tração do cálculo de chapas. Vale ressaltar que no Reservatório do Jardim Eliana a espessura da laje é de 60cm, com condições de apoio bastante semelhantes às deste exemplo; entretanto os esforços máximos calculados na laje do fundo eram cerca de 50% maiores, em decorrência não somente do maior peso próprio da laje, mas também pelo fato de que a parede daquele reservatório é menos rígida, ligada a uma laje mais rígida, resultando um momento fletor X_2 negativo aplicado no contorno externo, enquanto que no exemplo atual esse esforço é positivo. Pode-se dizer que no Reservatório do Jardim Eliana a laje tende a impedir os deslocamentos da parede, enquanto que neste exemplo acontece o contrário, a parede é que impede maiores deslocamentos da laje do fundo.

A força cortante na laje de fundo não é desprezível, sendo necessário prever-se a colocação de armadura transversal na região de apoio.

Na ligação da coluna de acesso com a laje de fundo, o esforço anular N_x é de compressão, não somente devido à pressão da água, mas também devido ao deslocamento angular da laje de fundo, que no contorno interno acarreta deslocamento da borda superior para o lado de dentro. O momento fletor M_y não é preocupante, sendo rapidamente amortecido.

6.5.4 - Análise do cálculo da torre

Observando-se a Fig.6.19, os esforços normais N_x e N_y são predominantemente de compressão; os momentos M_y são pequenos, não havendo interação significativa entre as

bordas, de efeitos provocados por esforços hiperestáticos, uma vez que os coeficientes $l_{tc}/L_2 = 4,2$ e $l_{cc}/L_1 = 6,2$ indicam uma razoável independência entre bordas.

Na parte superior da torre cilíndrica, assim como na parte inferior, junto à base, o esforço principal é a força normal N_y ; na base, e eventualmente em seções intermediárias, deve ser realizado um estudo mais apurado, buscando-se a combinação mais desfavorável de ações, incluindo-se a ação do vento e o efeito de possível excentricidade acidental, decorrente de desvios no eixo vertical da torre.

6.5.5 - Análise do cálculo da fundação

Na fundação, também deve ser procurada a combinação mais desfavorável de ações, para obtenção de esforços extremos em cada elemento estrutural.

Os esforços calculados são perfeitamente suportáveis, podendo-se reduzir as dimensões das escoras e tubulões, o que entretanto sofre restrições do ponto de vista de execução, boa distribuição de esforços e elevada rigidez, evitando-se o aparecimento de esforços importantes de segunda ordem.

7 | COMENTÁRIOS FINAIS

Ao final desta extensa abordagem sobre reservatórios de parede ondulada, cabe a elaboração de um balanço das suas qualidades e de um prognóstico sobre suas possibilidades futuras.

Pode-se dizer que o objetivo de projetar uma parede que ficasse essencialmente comprimida sob a ação da água foi de certa forma atingido; os esforços de tração importantes ficam confinados aos tirantes intermediários e às lajes, e a maior parte da superfície da parede em contato com a água, constituída pelas abóbadas, fica submetida principalmente a esforços de compressão. É claro que a cuidadosa verificação da fissuração não foi eliminada, mas transferida aos tirantes intermediários e às lajes, no reservatório típico; contudo, nem sempre esses elementos estruturais chegam a constituir problemas críticos, e em outras variantes, podem até ser dispensados.

Ainda que a solução típica apresentada não tenha

alcançado o objetivo ideal no seu mais alto nível, já se pode entrever de maneira um pouco mais clara as perspectivas futuras para esse tipo de reservatório.

Do ponto de vista de custos, já se observou que é possível a obtenção de paredes com espessura média equivalente da ordem de 10 a 17cm, dependendo da existência ou não de tirantes intermediários, para soluções com concretagem no local; esse valor pode ser bastante reduzido com o emprego da prêmoldagem das abóbadas, utilizando argamassa armada. O consumo de armadura deverá ficar entre 120 a 150kgf/m³; com argamassa armada, essa taxa poderá atingir valores mais elevados, porém, com menor quantidade total de materiais. Contudo, uma análise mais detalhada do problema de custos deve levar em conta, não apenas dados superficiais como a espessura média da parede e o consumo de aço, mas também dados relativos ao custo dos demais elementos estruturais interligados com a parede, de formas, da mão de obra, etc. Por esse motivo torna-se difícil incluir neste trabalho uma análise mais acurada; entretanto, baseando-se nos dados dos reservatórios Reimbert e nas experiências de Araraquara, pode-se afirmar com alguma certeza que os tipos aqui apresentados podem suportar o confronto econômico com os demais, e em certos casos, até mesmo com os reservatórios com parede protendida.

Do ponto de vista de execução, a construção da parede com moldagem no local fica bastante dificultada pela pequena espessura das abóbadas, o que, aliás, impede a adoção de espessuras menores que cerca de 6cm; a construção e a montagem das formas interna e externa apresentam também uma certa dificuldade, apesar da regularidade das características geométricas da parede. Portanto, excetuando-se algumas situações particulares, a pré-moldagem é a técnica mais adequada para a execução deste tipo de parede, permitindo o emprego de espessuras menores, de outros materiais, como a argamassa armada, e de novos processos de construção.

Na ocasião do projeto dos reservatórios de Araraquara, já havia sido preconizada a pré-moldagem como solução para a execução da parede; contudo, devido aos problemas de cálculo, ainda não estudados satisfatoriamente, e de detalhes construtivos, que de certa forma ainda perduraram, venceu a solução com concretagem no local, escolha também pressionada pela exiguidade do tempo disponível para o projeto.

Com a pré-moldagem, os reservatórios com parede composta de elementos cilíndricos poderão atingir uma situação de emprego corrente, tendo em vista suas características bastante versáteis: com poucos tipos de abóbadas padronizadas consegue-se projetar reservatórios de diversas capacidades de acumulação.

Sabe-se que devido à alta taxa de armadura, constituída de fios finos, pouco espaçados, da ordem de 300 kgf/m^3 , à ausência de agregados graúdos, e à alta taxa de cimento, a argamassa armada apresenta propriedades próximas às de um material homogêneo, podendo atingir deformações específicas de alongamento da ordem de $1^{\circ}/\text{oo}$ observadas em ensaios de vigas de argamassa armada; entretanto, o estudo das propriedades básicas da argamassa ainda deve ser estendido até a definição de dados quantitativos mais precisos sobre o seu comportamento em meio agressivo, sobre seu funcionamento como placa sujeita à flexão, assim como o estudo do comportamento de estruturas de argamassa armada no estado limite último, o que permitirá o estabelecimento de normas para o seu emprego.

Mesmo assim, o sucesso das estruturas de argamassa armada, bastante exploradas pelos pesquisadores da EESC, já desde 1960, em coberturas de vãos livres de até 21m; em reservatórios enterrados e piscinas, construídas com placas pré-moldadas; em protótipos de barcos e chatas para transporte fluvial, entre outras aplicações, torna mais acentuada a tendência de sua utilização.

Tomando-se como exemplo abóbadas com raio de 1,50m,

semi-ângulo interno de 45° e espessura de 3,5cm, com vigas de borda concretada no local, pode-se ter idéia da viabilidade do processo construtivo.

As abóbadas, pré-moldadas em canteiro adequado, com armadura composta por duas telas de fios soldados com pequeno espaçamento e taxa de armadura em torno de 300 kgf/m³, têm peso aproximado de 210kgf/m. Daí já se pode notar que o transporte e o posicionamento de elementos pré-moldados não requer equipamentos especiais; elementos com 4m de comprimento, pesando 850kgf são facilmente içados com talhas manuais ou pequenos guindastes hidráulicos acoplados a chassis de caminhões, tão comuns hoje em dia.

Nas junções entre abóbadas, a concretagem no local pode ser efetuada com um pequeno número de formas, regeleiteáveis, que podem até mesmo ser parafusadas provisoriamente nas abóbadas; na junção com a laje de fundo, pode ser deixada uma canaleta, a ser enchida após o posicionamento dos elementos pré-moldados; nos reservatórios de parede mais alta, onde são necessários tirantes intermediários, estes devem constituir as juntas de topo dos elementos.

Nos reservatórios elevados, onde o manuseio de peças grandes é mais incômodo, o tamanho destas pode ser reduzido, emendando-as longitudinalmente no próprio local, com trespasse de armadura e argamassa preparada com os devidos aditivos compensadores da retração.

Enfim, são muitas as opções que podem ser feitas, principalmente ao se considerar a possibilidade de efetuar juntas secas, com resinas de epoxi, ou juntas elásticas, com elastômeros; nestes casos, os detalhes construtivos assumem importância muito maior, e não é exagero dizer que seriam recomendáveis a construção e o teste de modelos das ligações. Também não se deve deixar em segundo plano a solução de parede auto-protendida dos Reimbert, onde a argamassa armada novamente pode desempenhar papel importante.

7.5

Quanto à protensão, seu emprego traz vantagens na eliminação do problema da fissuração na laje do fundo e nos tirantes intermediários. Na parede, a utilização da protensão trará benefícios mais sensíveis se com ela for possível eliminar totalmente os tirantes intermediários; neste caso, será aplicada mediante a utilização de cabos dispostos ao longo das vigas de borda, de acordo com a tecnologia usual de protensão de vigas retas, o que constitui uma vantagem com relação às paredes que devem receber protensão na direção anular, de aplicação mais difícil e com ocorrência de maiores perdas de protensão. É claro que, em outros tipos de processos construtivos, a protensão pode ser imprescindível na monolitização dos diversos elementos pré-moldados, ou, como nos casos em que as abóbadas são elementos independentes da seção resistente das vigas, a protensão torna vantajoso o emprego de vigas verticais protendidas, em forma de perfis pré-moldados.

Na construção de reservatórios elevados, a pré-moldagem pode ser utilizada nas demais partes da estrutura, conduzindo o processo construtivo a um alto nível de refinamento, com a montagem do recipiente ao nível do solo e pós-elevação com macacos hidráulicos, intercalando-se elementos pré-moldados que constituirão a torre. Na construção de reservatórios ao nível do solo, pode-se empregar a argamassa armada na execução da laje do fundo, com placas pré-moldadas, e da cobertura, com vigas-telhas apoiadas na parede e em suportes interiores; em reservatórios de grande diâmetro, pode ser interessante utilizar uma cobertura pênsil circular, a exemplo das coberturas estudadas e construídas por Martinelli, Montanari e Barbato(54,6), que empregam cabos e elementos pré-moldados, com protensão aplicada por sobrecarga distribuída.

A análise detalhada de diversos exemplos permitirá a escolha de sistemas estruturais mais adequados para cada caso, e definindo-se detalhes construtivos típicos para as junções, pode-se chegar a um processo de pré-fabrica

ção bastante versátil; baseando-se nos princípios da coordenação modular, pode-se estabelecer uma série de capacidades de acumulação de água, em função das necessidades usuais, e uma série de reservatórios padronizados, nos quais deverão ser empregados elementos típicos pré-fabricados, a bôbadas e outros, com poucas variações.

Por ora, soluções isoladas com pré-moldagem, menos refinadas, e mesmo com concretagem no local, podem ser empregadas com vantagem, resultando obras de agradável aspecto estético e bom partido estrutural.

BIBLIOGRAFIA

- 1 - ADAM, M. Règlements techniques et calcul des ouvrages. *Travaux*, (473-474) :45-47, août/sept., 1974.
- 2 - ADAM, M., et alii. Evolution de la technique de la construction des réservoirs et châteaux d'eau. *Travaux*, (471-472) :19-31, juin/juil., 1974.
- 3 - ALMEIDA, P.C. *Industrialização da construção*. São Carlos, EESC, 1971.
- 4 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB 1/76. Rio de Janeiro, 1976/ Separata da Revista *Estrutura* nº77.
- 5 - BALD, R.E., et alii. Design and construction of circular prestressed concrete structures. Rep. ACI Committee 344, p. 1-16.
- 6 - BARBATO, R.L.A. *Contribuição ao estudo das coberturas pênseis em casca protendida de revolução*. São Carlos, EESC-USP, 1975. Tese.

- 7 - BASALO, C. & DERISBOURG, M. Equipement des réservoirs et châteaux d'eau: r glements et equipements généraux. *Travaux*, (471-472) :53-56, juin/juil., 1974.
- 8 - BELLUZZI, O. *Scienza delle costruzioni*. Bolonha, Zanichelli, 1953. v. 3.
- 9 - BEYER, K. *Estatica del hormigon armado: tratado y manual de la estatica de las construcciones*. Buenos Aires, NIGAR, 1959. v.2.
- 10- BILLINGTON, D.P. *Thin shell concrete structures*. New York, McGraw-Hill, c 1965.
- 11- BONNET, C. Château d'eau de Valence. *Travaux*, (473-474) :17-19, a ut/sept., 1974.
- 12- BORN, J. *Praktische Schalenstatik*. 2. auflage. Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn, 1968. v.1.
- 13- BOUILLE, S. Réservoirs de la Ville d'Alen on. *Travaux*, (473-474) :30, a ut/sept., 1974.
- 14- CAMARGO, A.R. *Industrializa o das constru es no Brasil*. São Carlos, EESC, 1971-1972, 2v. *Relatório   FAPESP*.
- 15- CASTANHO, J.L.B.A. *Flexão normal em sec es transversais de peças de concreto protendido*. São Paulo/ s.c.p./1972. Tese.
- 16- CENTRO DE PRODU O DA UEG. */Estacas carregadas lateralmente/ Rio de Janeiro/s.d./*
- 17- CESTELLI-GUIDI, C. *Cemento armato precompresso*. 5. ed. rifatta. Milano, Ulrico Hoepli, c 1970.
- 18- CHINN, J. Cylindrical shell analysis by beam method. *ACI Journal*, 30 (11) :1183-1192, May, 1959.
- 19- COSTA, I.D.B. "Análise de estaqueamento com conten o lateral". In: *JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL*, 18., Salvador, 6 a 11 dez. 1976.
- 20- CREASY, L.R. *Prestressed concrete cylindrical tanks*. London, Wiley, 1961.
- 21- CROM, J.M. Design prestressed tanks. *Proc. ASCE*, 76 (sep. 37) :/1/-19, Oct., 1950.

- 22- DAVISSON, M.T. *Lateral load capacity of piles.*
/s.i/
- 23- DAVISSON, M.T. & GILL, H.L. Laterally loaded piles in a layered soil system. *Proc. ASCE*, 89 (SM 3) :63-94, May, 1963.
- 24- DAVISSON, M.T. & SALLEY, J.R. Model study of laterally loaded piles. *Proc. ASCE*, 96 (SM 5) :1605-1627, Sept., 1970.
- 25- DERISBOURG, A. Construction des réservoirs et châteaux d'eau: le point de vue d'un maître d'oeuvre sur la dévolution, la réalisation et le règlement des travaux. *Travaux*, (473-474) :53-54, août/sept., 1974.
- 26- DOANIDES, P.J., Some notes on precast prestressed tanks. *South African Institute of Civil Engineers. Transactions*, 5 (8) :206-238, Jul., 1955.
- 27- DOBELL, C. Design construction and uses prestressed concrete tanks. *Public Works* : 45-48, Oct., 1949.
- 28- ERMENAUULT, J.P. Réservoir Yerres. *Travaux*, (473-474) :41-44, août/sept., 1974.
- 29- FERREIRA, A.B.H. *Pequeno dicionário brasileiro da língua portuguesa*. 11.ed. Rio de Janeiro, Civilização Brasileira, 1974.
- 30- FOUQUET, M. & BOUCHY, M. Les réservoirs à eau: la construction des réservoirs. *Construction*, 16(7) :344-353, jui., 1961.
- 31- FOUQUET, M. & BOUCHY, M. Les réservoirs à eau: les réservoirs sur tour. *Construction*, 16 (9) :410-420, sept., 1961.
- 32- FOUQUET, P. & BOUCHY, A. Les réservoirs à eau: le réservoir de la Porte de Lilas. *Construction*, 17 (10) :301-302, oct., 1962.
- 33- FOUQUET, P. & BOUCHY, A. Les réservoirs à eau: le réservoir sur tour, recherche d'esthétique. *Construction*, 16 (11) :481-488, nov., 1961.

- 34- FOUQUET, P. & BOUCHY, A. Les réservoirs à eau: les réservoirs de grande capacité enterrés ou semi-enterrés. *Construction*, 17(1-2) :22-44, jan/fev, 1962.
- 35- FOUQUET, P. & BOUCHY, A. Les réservoirs à eau: les réservoirs en acier. *Construction*, 16 (12) :511-513, dec., 1961.
- 36- FROUIN, A. ; IMBERT, F. ; LIÈVRE, R. Les réservoirs et châteaux d'eau dans le domaine de l'irrigation. *Travaux*, (473-474) :3-13, août/sept., 1974.
- 37- GAMBIER, M. ; LÉAUMONT, M. ; SOIN, M. Etanchéité et isolation thermique des réservoirs et châteaux d'eau. *Travaux*, (471-472) :50-52, juin/juil., 1974.
- 38- GAUDEL, J.V. ; LORIFERNE, H. ; NEVEUX, R. Les problèmes administratifs et financiers. *Travaux*, (473-474) :48-52, août/sept., 1974.
- 39- GIBSON, J.E. Computer programme for multi-cylindrical shell roofs. *Indian Concrete Journal*, Bombay, 33 (12) :407-410, dez., 1959.
- 40- GIBSON, J.E. Design calculations for cylindrical shell roofs. *Civil Engineering and Public Works Review*, 48 (568-570) :943-945; 1055-1057; 1157-1159, Oct/Dec., 1953.
- 41- GIBSON, J.E. *The design of shell roofs*. 3. ed. London, E & F.N. Spon, 1968.
- 42- GRAY, W.S. *Concrete water towers, bunkers, silos and other elevated structures*. 4. ed. revised by G.P. Manning. London, Concrete Publication Limited, 1964.
- 43- HAMPE, E. *Statik: rotationssymmetrischer flächentragwerke*. Berlin, Verlag für Bauwesen, c 1968. v.1.
- 44- HAMPE, E., *Vorgespannte Konstruktionen*. Berlin, Verlag für Bauwesen, 1965. v. 2.
- 45- JEANBLOCH, T. Réservoir de Cenon. *Travaux*, (473-474) :36, août/sept., 1974.
- 46- KALMANOK, A.S. *Manual para cálculo de placas*. Rio de Janeiro, Interciência /s.d./

- 47- KETCHUM, M.S., et alii Cylindrical shell analysis simplified by beam method. *ACI Journal*, 31 (6) :1583-1603, Dec., 1959.
- 48- KETOFF, S. Tres depósitos de agua en Alençon, Francia. *R. IMCYC*, 11 (65) :43-48, nov/dic., 1973.
- 49- LABAUME, P. Relais Hertzien - Château d'eau de Lannion. *Travaux*, (473-474) :39-40, août/sept., 1974.
- 50- LEONHARDT, F. *Prestressed concrete design and construction*. 2. ed. Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn, 1964.
- 51- LORIFERNE, H. & BESNIER, G. Les réservoirs d'eau de l'antiquité aux temps modernes. *Travaux*, (471-472) :5-12, juin/juil., 1974.
- 52- MANNING, G.P. *Reinforced concrete reservoirs and tanks*. London, Cement and Concrete Association, 1972.
- 53- MARLIÈRE, Y. La conception des réseaux et la technique de la distribution. *Travaux*, (471-472) :42-47, juin/juil., 1974.
- 54- MARTINELLI, D.A.O. Cobertura pênsil resolve templo circular. *Dirigente Construtor*, São Paulo, dez., 1967.
- 55- MARTINELLI, D.A.O. Verificação de reservatórios de concreto protendido. *Engenharia*, São Paulo, (208) :465-475, maio, 1960. Separata.
- 56- MAYER, L. Aufnahme von Momenten und Horizontalkräften durch im Boden elastisch eingespannte Pfähle. *Beton und Stahlbetonbau*, (2) :47-52, 1969.
- 57- MELO, U.F.B. & TRIXEIRA, A.H. *Fundações e obras de terra*. São Carlos, EESC, 1971.
- 58- MOLINAS, H. Un cas particulier: réseau à plusieurs élévations en tissu urbain. *Travaux*, (471-472), juin/juil., 1974.
- 59- MOLINAS, H. Réservoir à Montigny-les-Corneilles. *Travaux*, (473-474) :31-35, août/sept., 1974.
- 60- MUNGESSER, P. Château d'eau de la Bruffière. *Travaux*, (473-474) :20-21, août/sept., 1974.
- 61- PETRONI, L. Aplicação da argamassa armada na construção de lajes. São Carlos, EESC/1971?/.