

CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO
DE GALERIAS ENTERRADAS;
ALTERNATIVAS EM ARGAMASSA ARMADA

MOUNIR KHALIL EL DEBS

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da
Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para
a obtenção do título "Doutor em Engenharia de Estruturas"

Orientador: DANTE A.O.MARTINELLI

Comissão Examinadora

Suplentes

Prof. J.H. ALBIERO
Prof. R.L.R. LIMA
Prof. W.A. NIMIR
Prof. W.S. VENTURINI

Prof. D.A.O. MARTINELLI
Prof. C.E.M. MAFFEI
Prof. D. GUELPA
Prof. I. MONTANARI
Prof. J.B. DE HANAI

SÃO CARLOS, DEZEMBRO DE 1984

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

CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO
DE GALERIAS ENTERRADAS:
ALTERNATIVAS EM ARGAMASSA ARMADA

MOUNIR KHALIL EL DEBS

SÃO CARLOS, DEZEMBRO DE 1984

À

Ana Lúcia,
Carolina, Luciana e Felipe,
e aos meus pais
Khalil e Laya

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dante A.O. Martinelli, pela orientação.

A Casimiro Paschoal da Silva, Guarino Zambon Jr., Jorge Luis Rodrigues Brabo, Lineu Lopes Filho, Mauri Sérgio Dias Guillen, Valdir Carlos de Lucca e Tomaz de Aquino Kawache, técnicos do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, pelos serviços na construção e auscultação dos modelos físicos.

A Laerte Aparecido Soares, João Paulo Moretti, Maria do Socorro Gonçalves, Rui Roberto Casale, Sylvia Helena Moretti e Wilma Provinciali Vall, funcionários do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, pelos serviços de datilografia e desenho.

A Adriano Wagner Ballarin, bolsista de iniciação científica na época, pela colaboração na realização dos ensaios dos modelos físicos.

Aos colegas do Departamento de Estruturas e do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos e aos do Departamento de Engenharia de Produção - Grupo Civil - da Universidade Federal de São Carlos, pelas sugestões apresentadas.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo apoio financeiro.

Às demais pessoas e entidades que diretamente ou indiretamente contribuíram para a realização do trabalho.

R E S U M O

Descrevem-se os sistemas construtivos empregados na construção de galerias e os procedimentos de análise do comportamento estrutural deste tipo de construção. Apresentam-se as características principais de programa de computador para o cálculo automático das solicitações, onde estão incorporados alguns procedimentos não usuais na análise de tais estruturas. Fornece-se uma proposta de sistema construtivo com a utilização de elementos pré-moldados de argamassa armada para ser empregado em galerias com capacidade superior às obtidas com os tubos de concreto encontrados comercialmente. Descrevem-se a construção e os ensaios de modelos físicos representativos do sistema construtivo proposto, e apresentam-se os resultados. Desenvolve-se a aplicação de duas alternativas desse sistema para a elaboração de projeto de uma galeria, fazendo o confronto destas com outras soluções tradicionalmente adotadas para a situação prevista.

A B S T R A C T

Constructive systems used in culvert construction and the procedure for the structural behaviour analysis applied to this kind of construction are described. A computer algorithm is presented to allow the determination of the efforts; in addition, alternative procedures particularly formulated for the analysis of this kind of structures are included. A constructive system proposal is provided by using ferrocement precast elements to be used in culverts which have larger capacities than those provided by the use of the available commercial size concrete conduit. The construction and the test of the physical models representing the proposed constructive system are described and the results are presented. Two alternative applications of this system are developed for a culvert design and the results obtained are compared with some traditional solutions for the specific case.

Í N D I C E

NOTAÇÃO	N-1
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1-1
CAPÍTULO 2 - SISTEMAS CONSTRUTIVOS USUAIS	2-1
2.1 - Introdução	2-1
2.2 - Galerias de elementos pré-moldados de concreto	2-2
2.3 - Galerias de concreto moldadas no lo- cal	2-15
2.4 - Galerias metálicas	2-19
CAPÍTULO 3 - ANÁLISE ESTRUTURAL DE CONDUTOS ENTERRA- DOS	3-1
3.1 - Introdução	3-1
3.2 - Procedimentos correntes	3-2
3.3 - Procedimentos não correntes	3-26
3.4 - Comportamento longitudinal	3-33
3.5 - Considerações sobre o assunto do capí- tulo	3-34
CAPÍTULO 4 - CÁLCULO AUTOMÁTICO MEDIANTE O MÉTODO DAS BARRAS	4-1
4.1 - Introdução	4-1
4.2 - Fundamentos	4-3

4.3 - Descrição dos programas	4-10
4.4 - Exemplos de aplicação	4-14
4.5 - Considerações sobre o assunto do capítulo	4-20
CAPÍTULO 5 - SISTEMA CONSTRUTIVO PROPOSTO	5-1
5.1 - Introdução	5-1
5.2 - A argamassa armada	5-3
5.3 - Galerias de argamassa armada	5-12
CAPÍTULO 6 - ANÁLISE EXPERIMENTAL	6-1
6.1 - Introdução	6-1
6.2 - Materiais e técnicas empregados	6-2
6.3 - Ensaios dos elementos pré-moldados ...	6-4
6.4 - Ensaios de emendas	6-72
6.5 - Ensaios de caracterização das propriedades mecânicas	6-97
6.6 - Considerações sobre o assunto do capítulo	6-123
CAPÍTULO 7 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO	7-1
7.1 - Introdução	7-1
7.2 - Alternativa com parede corrugada	7-2
7.3 - Alternativa com parede lisa	7-19
7.4 - Confronto entre as alternativas	7-30
CAPÍTULO 8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	8-1
BIBLIOGRAFIA	B-1
APÊNDICE I - CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS	I-1

NOTAÇÃO

- A - área de seção transversal
- \underline{A} - vetor das ações
- \underline{D} - vetor dos deslocamentos
- E - módulo de deformação longitudinal
- E' - módulo de reação do solo
- E_{co} - módulo de deformação tangente na origem
- E* - módulo de deformação confinado
- F - força
- H - força horizontal
- I - momento de inércia; momento de inércia por unidade de largura
- K - coeficiente
- K_a - coeficiente de empuxo ativo
- K_o - coeficiente de empuxo em repouso
- M - momento fletor
- M_e - momento fletor nuclear da força normal
- N - força normal
- Q - vazão
- R_v - resultante das forças verticais
- \underline{R} - matriz de rigidez

- w - abertura de fissuras
 x - coordenada; parâmetro para cálculo do fator de equivalência
 x' - parâmetro para cálculo do fator de equivalência
 y - coordenada
 α - ângulo ; coeficiente envolvendo características do solo ($2K_a \text{tg}\phi$)
 α' - coeficiente envolvendo características do solo ($2K_a \text{tg}\phi'$)
 α_{eq} - fator de equivalência
 β - razão de saliência
 γ - peso específico; coeficiente de segurança
 δ - coeficiente de variação
 ϵ - deformação
 η - }
 η' - } parâmetros para cálculo do fator de equivalência
 θ - ângulo
 ν - coeficiente de Poisson
 ρ - razão de recalque; taxa geométrica de armadura
 σ - tensão normal
 ϕ - diâmetro; ângulo; ângulo de atrito interno do solo
 ϕ' - ângulo de atrito
 χ - } relação entre a resultante das pressões laterais e a
 χ' - } resultante das cargas verticais
 ψ - giro relativo; fator de influência do tempo

Índices

a - argamassa; adjacente; acima	s - aço; saliência; solo
b - base	t - tração
c - compressão; concreto	u - último
d - de cálculo; diferencial	v - vala; vertical
f - fundação; flexibilidade	y - escoamento
g - carga permanente	eq - equivalente
h - horizontal	ext- externo
k - característico	int- interno
n - natural	ref- referência
q - carga acidental	ens- ensaio
r - fissuração	est- estimado

Símbolos

- (barra) sobre a letra é utilizado para indicar valor médio

Δ (delta) antecedendo a letra significa variação

Siglas

AASHO	- American Association of State Highway Officials
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACPA	- American Concrete Pipe Association
AISI	- American Iron and Steel Institute
AREA	- American Railway Engineering Association
ASTM	- American Society for Testing and Materials

- BPR - Bureau of Public Road
- LEEESC - Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia
de São Carlos
- ORTN - Obrigações Reajustáveis do Tesouro Nacional
- PMSC - Prefeitura Municipal de São Carlos

Unidades

Foi empregado no trabalho o Sistema Internacional de Unidades, SI, e foi considerada a seguinte aproximação:

$$1,0N = 0,1 \text{ kgf}$$

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Galerias são obras completa ou parcialmente enter_{ra}das no solo, que fazem parte de sistemas de drenagem urba_{na} ou de estradas, ou então que, em número mais limitado, funcionam como passagem inferior viária ou de serviços. As galerias destinadas à drenagem serão abordadas em primeiro plano, já que as do segundo tipo podem ser consideradas como um caso particular daquelas, onde não aparecem os condicionamentos de natureza hidráulica inerentes às galerias do primeiro tipo. As galerias apresentam variação muito grande quanto ao porte, partindo de dimensões correspondentes às tubulações de pequeno diâmetro em cerâmica, plásticos, cimen_{to}-amianto, etc, as quais não serão abordados neste trabalho, até as de grande abertura correspondentes às pontes de pequeno porte.

Devido ao grande número, no caso de drenagem de estradas, ou ao considerável comprimento, no caso de drenagem urbana, as galerias representam uma ponderável parcela do custo de construção de estradas ou de infra-estrutura ur_{ba}na. As poucas referências sobre a quantificação dos custos deste tipo de obra comprovam esta afirmação. SOUZA PIN_TO e outros (1975)^(*) indicam valores da ordem de 10% a 15%

(*) O autor em letras maiúsculas, seguido da data, indicam referência bibliográfica.

do custo de implantação de uma rodovia para a construção das obras de arte correntes, o que inclui os muros e as galerias de drenagem. Saliencia-se que os muros representam um custo bem menor que as galerias. KRIZEK e outros (1971), indicam gastos da ordem de quinhentos milhões de dólares anuais em galerias de drenagem em rodovias nos Estados Unidos da América.

De modo contrário ao que possa parecer à primeira vista, as galerias, mesmo completamente enterradas, devem ser tratadas de forma diferente dos túneis, principalmente devido à distinta forma com que são construídos estes dois tipos de obras. Nas galerias construídas a céu aberto existe a possibilidade de se influir na distribuição de pressões do solo, como a colocação de solo diferente do original, ou tomando cuidados especiais na execução da base e do aterro lateral. Já na construção dos túneis a possibilidade de se influir na distribuição de pressões é diferente. Ainda comparando estes dois tipos construtivos, nota-se uma considerável preponderância do volume de publicações a respeito dos túneis em relação ao das galerias.

Também as galerias parcialmente enterradas, com a parte superior não envolvida pelo solo, apresentam características que as diferenciam das pontes propriamente ditas; é difícil, contudo, estabelecer o limite entre esses dois tipos construtivos. Comparando-os entre si nota-se também um volume bem menor de publicações relativas às galerias em relação às pontes.

Embora esse menor número de publicações sobre galerias possa ser explicado pelo fato de que elas normalmente apresentam porte, responsabilidade e importância bem menores que os túneis e as pontes, justifica-se um incremento de trabalhos de pesquisa sobre o assunto, principalmente em face do ônus que este tipo de obra representa aos cofres públicos.

As galerias destinadas às obras de drenagem devem satisfazer principalmente às condições de resistência estrutural e de desempenho hidráulico. A análise dessas condições

envolve conhecimentos que estão localizados em áreas distintas.

Para a análise do comportamento estrutural são necessários conhecimentos que normalmente estão situados nas áreas de Geotecnia e de Estruturas. Embora estas áreas sejam tradicionalmente separadas, existe uma tendência de integração destas áreas para o estudo do sistema solo-estrutural.

O dimensionamento das seções para permitir a passagem do fluxo de água de forma criteriosa, envolve conhecimentos de Hidráulica e de Hidrologia que normalmente são concentrados na mesma área. Os aspectos hidrológicos, apesar de possuírem fundamental importância, são considerados numa etapa que antecede o dimensionamento propriamente dito, dependendo do tipo de galeria.

Outro fator importante é o aspecto construtivo comum a qualquer tipo de construção, mas que é particularmente importante na construção de galerias devido às dificuldades de trabalho nos locais de implantação deste tipo de obra, e que se encontra em área de conhecimento diferente das anteriormente citadas.

Poucas são as publicações onde são abordados conjuntamente os aspectos estruturais, hidráulicos e construtivos; isto ocorre normalmente em manuais de um determinado tipo construtivo. Assim as galerias são normalmente abordadas nos vários ramos da engenharia civil, enfocando apenas um dos aspectos citados por vez, o que pode ser comprovado a partir de um exame da bibliografia do trabalho, onde se nota que existem publicações em Mecânica dos Solos, Pontes, Estruturas, Hidráulica, Túneis, Construção de Estradas, etc.

O projeto das galerias de drenagem deve ser elaborado tendo em vista os já citados aspectos estruturais, hidráulicos e construtivos. A otimização da seção transversal tendo em vista o desempenho hidráulico ou estrutural isoladamente tem pouco valor para a prática da Engenharia. Mesmo seções que apresentam geometria bastante adequada em rela-

ção à resistência estrutural e ao desempenho hidráulico, podem não ser viáveis economicamente devido ao processo construtivo. Por outro lado, um sistema construtivo que apresentar geometria transversal pouco adequada em relação à resistência estrutural ou ao desempenho hidráulico ainda poderá ser viável economicamente, desde que o custo final resulte menor que o das outras alternativas técnicas.

No trabalho foram enfatizados os aspectos estruturais e construtivos. O comportamento hidráulico é abordado aqui no nível encontrado nos manuais de hidráulica, não sendo por isso apresentado em detalhe neste trabalho.

Como o aspecto construtivo neste tipo de obra é de fundamental importância para viabilizar um sistema construtivo, e como um quesito bastante importante a que este sistema construtivo deve atender é a rapidez de construção, buscou-se uma alternativa aos sistemas construtivos correntemente empregados que teria como premissa básica o uso da técnica de pré-moldagem. O emprego da pré-moldagem, em qualquer tipo de construção, deve ser equacionado tendo como condicionante principal o equipamento de transporte e elevação disponível no local de implantação da obra. Para viabilizar o emprego da pré-moldagem em galerias de maior porte, procurou-se reduzir o peso dos elementos pré-moldados para se adequar aos equipamentos comuns neste tipo de obra, que possibilitariam a elevação e o transporte dos elementos.

A adequação do peso dos elementos está sendo prevista com o emprego da argamassa armada na sua construção. Este material, que pode ser visto como um caso particular de concreto armado, apresenta características convenientes ao emprego da técnica da pré-moldagem, principalmente no que se refere à relação resistência-peso.

O principal objetivo do trabalho é apresentar uma contribuição à elaboração de projetos de galerias, através de proposta de sistema construtivo com emprego de ele-

mentos pré-moldados de argamassa armada, que em princípio deve ser viável técnica e economicamente para galerias de capacidade de drenagem superior às obtidas com os tubos de concreto armado encontrados comercialmente.

CAPÍTULO 2

SISTEMAS CONSTRUTIVOS USUAIS

2.1 - INTRODUÇÃO

Os sistemas construtivos empregados em galerias estão sendo apresentados aqui com o objetivo de servirem para comparação com o sistema construtivo proposto, e também para fornecerem elementos para elaboração de projetos deste tipo de obra.

Serão enfatizados os sistemas construtivos de uso mais comum; contudo registram-se também algumas variantes de uso menos freqüente, sem no entanto abordar as galerias de alvenaria, de uso praticamente obsoleto.

Os sistemas construtivos foram divididos em três categorias: (1) galerias de elementos pré-moldados de concreto armado; (2) galerias de concreto armado moldadas no local e (3) galerias metálicas. Com esta classificação, diferenciam-se as galerias quanto ao aspecto construtivo, quanto ao material empregado, e quanto ao comportamento estrutural. As galerias metálicas são enquadradas na categoria dos condutos flexíveis, que são aqueles que suportam as cargas verticais principalmente pela mobilização das pressões laterais; assim, a estrutura resistente será o revestimento e o solo. As galerias de concreto armado são normalmente enquadradas na categoria de condutos rígidos, que são aqueles que suportam as cargas por sua própria re-

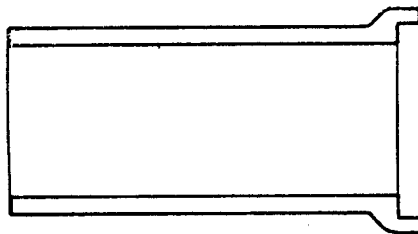
sistência^(*). Este assunto será abordado com maiores detalhes no capítulo seguinte, relatado aqui de forma breve devido à sua importância na apresentação dos sistemas construtivos.

2.2 - GALERIAS DE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO

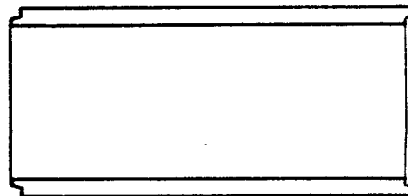
As galerias construídas com elementos pré-moldados de concreto podem ser classificadas em duas categorias: (1) elementos sem emenda na seção transversal e (2) elementos com emenda na seção transversal. As galerias construídas com elementos sem emenda na seção transversal são as de uso mais comum, destacando-se entre elas os tubos circulares.

Os tubos circulares de concreto, não armados, já eram executados pelos romanos utilizando cimento natural. O emprego do concreto armado na construção de tubos é atribuído a Monier, no início da segunda metade do século passado, o que se constituiu numa das primeiras aplicações do concreto armado.

Os tubos circulares de concreto, ilustrados na figura 2.1, têm sido largamente utilizados em situações em que a pressão interna é desprezível, como galerias para drenagem e para esgotos urbanos.



Tubo com junta tipo ponta e bolsa



Tubo com encaixe de meia espessura

Fig. 2.1 - Tubos circulares de concreto

(*) Marston, citado em ESCOREL (1949), classifica os condutos em rígidos, semi-rígidos e flexíveis, de acordo com a máxima variação diametral suportada pelo mesmo.

Construtivamente, os tubos de concreto diferem entre si basicamente quando à forma do adensamento do concreto, que pode ser por: (1) apiloamento, manual ou mecânico; (2) vibração; (3) centrifugação ou (4) prensagem, como mostrado na figura 2.2. O adensamento por apiloamento consiste no enchimento das fôrmas (interna e externa) do tubo, apilando o concreto por meio de soquetes, manualmente ou mediante uso de máquinas. No adensamento por vibração utilizam-se vibradores fixados na fôrma externa ou na fôrma interna. Este processo é largamente utilizado, tanto em instalações modestas tais como nas de prefeituras e construtoras de porte médio, como também em fábricas de grande produção. As fotos 2.1 e 2.2, mostram a construção de tubos de concreto com adensamento por vibração, notando-se a simplicidade das instalações. O adensamento por centrifugação e o adensamento por prensagem são de uso mais restrito, pois nestes processos faz-se necessária uma tecnologia mais sofisticada. Nota-se, nestes dois casos, que existe apenas uma das fôrmas, o que é bastante interessante quando se deseja construir tubo com espessura pequena.

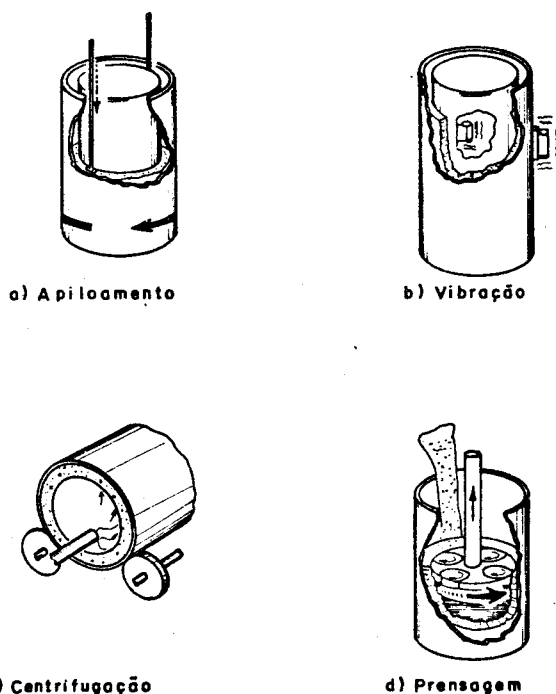


Fig. 2.2 - Formas de adensamento em tubos de concreto^{10(*)}

(*) Número da referência bibliográfica.



Foto 2.1 - Construção de tubo de concreto com adensamento por vibração - colocação da forma interna.



Foto 2.2 - Construção de tubo de concreto com adensamento por vibração - concretagem.

As características geométricas, bem como o peso dos tubos de concreto armado, estão apresentados na tabela 2.1. Os tubos de concreto não armados normalmente se restringem a diâmetros internos de até 600mm, o que limita a sua utilização para pequenas vazões, não se justificando portanto a sua abordagem no trabalho.

Tabela 2.1 - Características dos tubos de concreto armado.

	Diâmetro interno (mm)	Área útil (m ²)	Espessura (mm)	Estimativa do peso por metro (kN)
Valores indicados na EB-103/57	300	0,071	50	1,4
	400	0,126	60	2,2
	500	0,196	70	3,1
	600	0,283	75	4,0
	800	0,503	90	6,3
	1000	0,785	110	9,6
	1200	1,131	130	13,6
	1500	1,767	150	19,4
	1750	2,405	170	25,6
	2000	3,142	200	34,6
	2250	3,976	210	40,6
	2500	4,909	220	47,0
	2750	5,940	230	53,8

- 1) As espessuras foram adotadas baseando-se nas recomendações da ASTM c76-41¹³.
- 2) Normalmente o máximo diâmetro comercial no Brasil é 1500mm.
- 3) Na avaliação do peso próprio utilizou-se peso específico do concreto armado igual a 25kN/m³.
- 4) Diâmetros acima de 2000mm foram adotados tomando-se como base a citada recomendação da ASTM.
- 5) A EB-103/57 especifica ainda diâmetros de 350, 450, 700, 900, 1100 e 1300mm.

Os tipos de armaduras empregadas na execução dos tubos de concreto estão mostrados na figura 2.3. A armadura elíptica pode também aparecer associada à armadura dupla ou armadura circular (próxima à superfície interna). Ao se empregar este tipo de armadura, é necessário que se indique claramente a posição do tubo para assentamento.

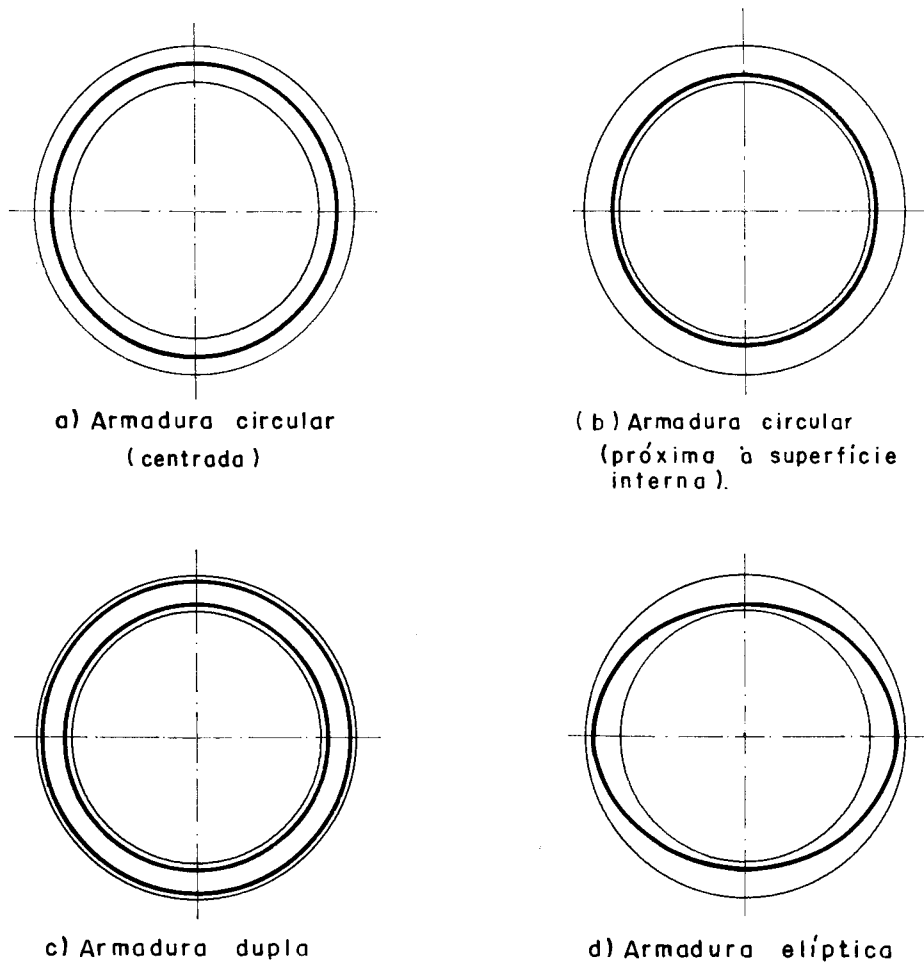


Fig. 2.3 - Tipos de armadura empregados nos tubos circulares.

A EB-103/57 especifica para os tubos de concreto armado as condições gerais, as dimensões e respectivas tolerâncias, emendas e espaçamentos da armação, e as características estruturais, de absorção e de permeabilidade. O desempenho estrutural é quantificado pelo ensaio de compres-

são diâmetro padronizado pelo método MB-113R, conhecido também como ensaio dos três cutelos, e que está ilustrado na figura 2.4. Determina-se do ensaio a carga de "fendilhamento", definida como aquela em que se verifica, em qualquer ponto do tubo, uma fissura com abertura de 0,2mm e de 300mm de comprimento, e a carga de ruptura. Em função destas cargas, a EB-103/57 classifica os tubos nas classes CA-1, CA-2 e CA-3.

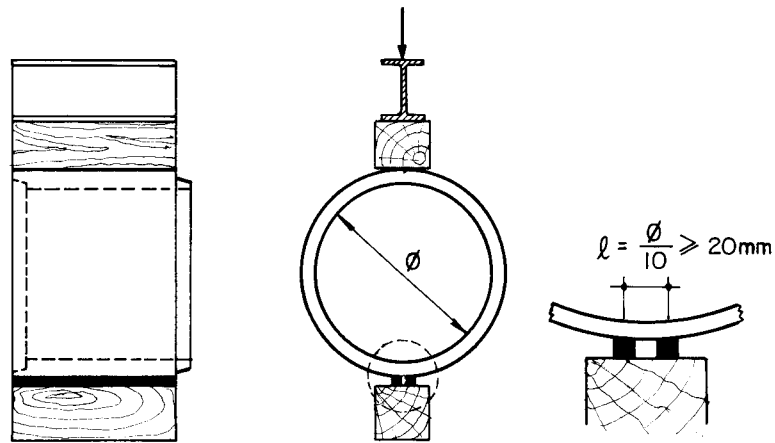
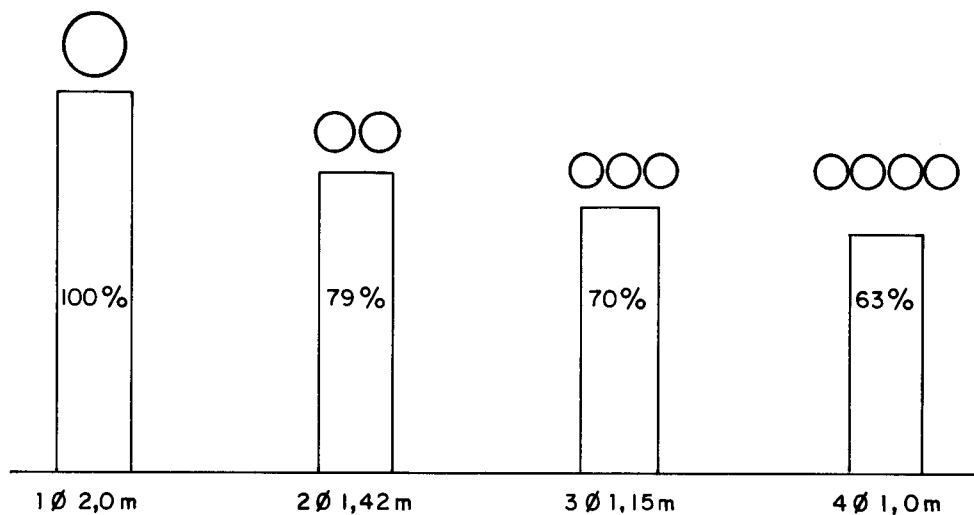


Fig. 2.4 - Ensaio de compressão diametral (ensaio dos três cutelos).

A absorção de água pelo tubo, medida a partir do método MB-227R, deverá estar limitada a 8% do peso seco; a medida da permeabilidade do tubo, que deve ser feita de acordo com o método MB-228R, é facultativa. Uma maior quantidade de água absorvida pelo tubo não é por si só problemática, porém evidencia uma pior qualidade do concreto do tubo.

O processo de instalação^(*) dos tubos de concreto é de fundamental importância para seu desempenho estrutural, pois se reflete fortemente na distribuição de pressões que neles atuarão, razão pela qual será tratado em detalhe no capítulo 3.

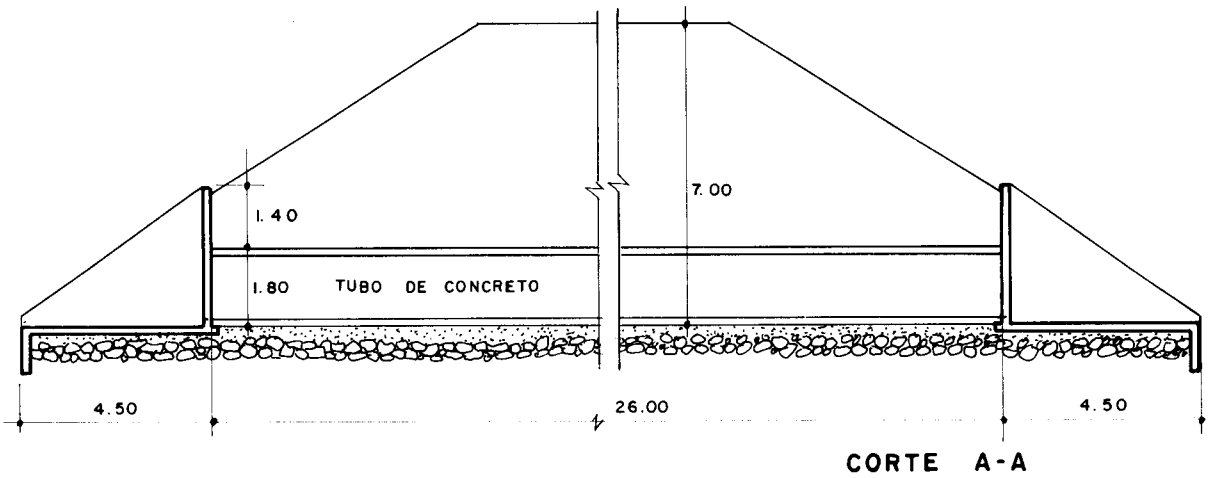
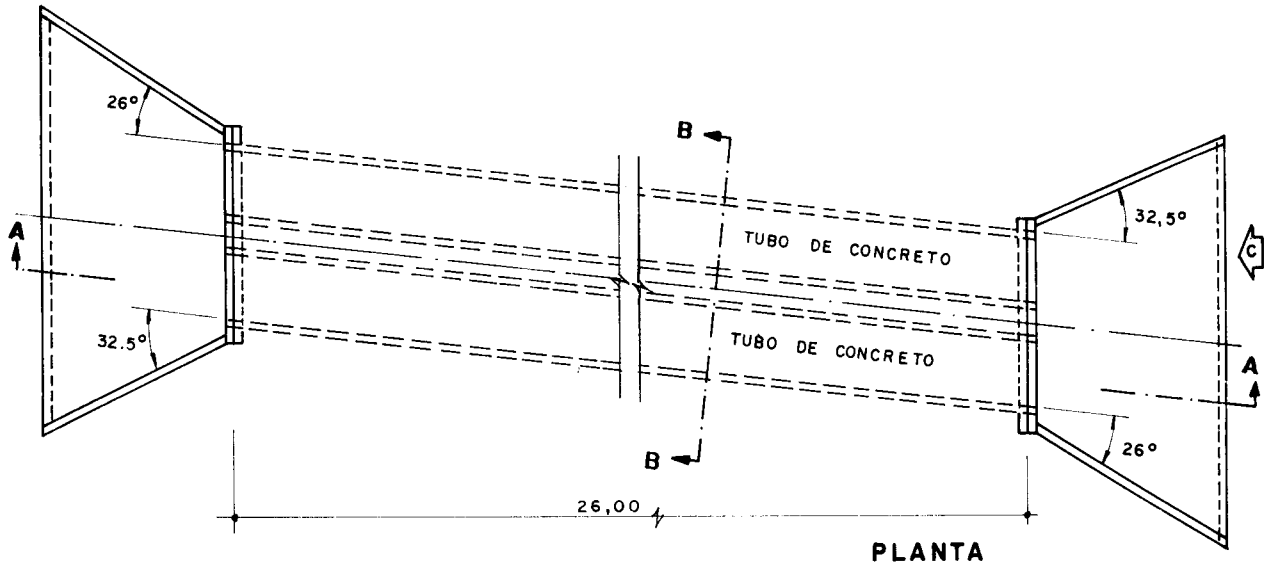
Nas galerias construídas com tubos de concreto, procura-se a construção em linha simples, porém em face da disponibilidade do mercado, ou limitação do equipamento de colocação, podem ser utilizadas linhas duplas, triplas e até, mais raramente, quádruplas ou mais. Ao se utilizarem tais associações, deve-se considerar a diminuição do rendimento hidráulico, como ilustra a figura 2.5. Também deve ser considerado o aumento da perda de carga na entrada da tubulação quando se utilizam tais associações.



- 1) Os diâmetros 1,42 e 1,15 não são especificados pela EB-103; são diâmetros hipotéticos para fins de comparação.
- 2) Nesta análise foi utilizada a fórmula de Manning.

Fig. 2.5 - Comparação da vazão para associação de tubos com a mesma área de seção transversal.

(*) Embora seja comum a utilização da palavra "assentamento" para designar esta operação, ela se ajusta mais à execução da base e à colocação do tubo. O termo "instalação" é aqui empregado num sentido mais amplo envolvendo o assentamento e a execução do aterro.



Medidas em metros

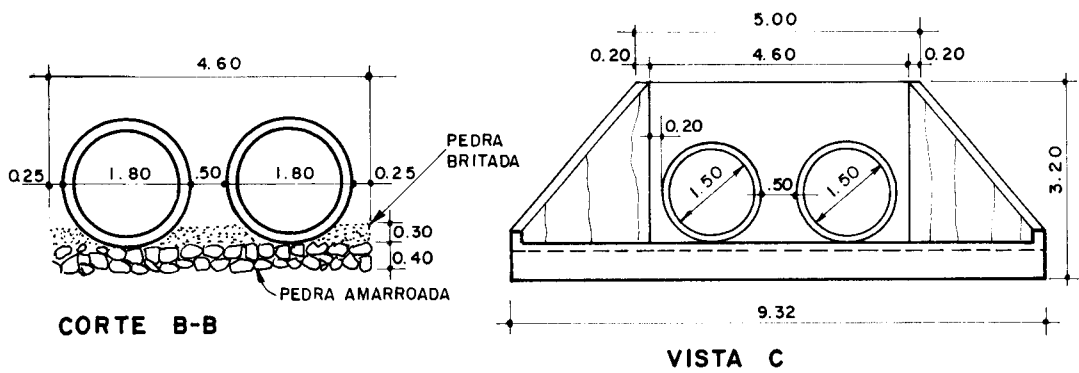


Fig. 2.6 - Galeria em linha dupla de tubos de concreto.



Foto 2.3 - Construção de galeria com tubos de concreto - colocação dos elementos.



Foto 2.4 - Construção de galeria com tubos de concreto - após a colocação dos elementos.

A figura 2.6 mostra um exemplo de aplicação dos tubos de concreto na construção de galerias, para canalização de córrego sob aterro viário, nas dependências da Universidade Federal de São Carlos. As fotos 2.3 e 2.4 ilustram a construção da obra, a partir das quais destacam-se dois aspectos: (1) a adaptação do equipamento de elevação e transporte dos elementos, no caso uma pá carregadeira, e (2) a adversidade do local de implantação da obra.

Os tubos de concreto de seção não circular são de emprego bem menos comum no nosso meio. Dentre eles podem-se destacar os tubos de seção transversal oval, mostrados na figura 2.7. Este tipo de tubo, que apresenta vantagens quanto aos aspectos estrutural e de instalação em relação aos tubos de seção circular, tem sido empregado em situações que exigem galerias de maior porte, ou em que as cargas atuantes sejam elevadas, ou ainda quando ocorrem simultaneamente os dois casos. As áreas da seção transversal destes tubos que se encontram comercialmente é da ordem de $2,0\text{m}^2$ a $5,0\text{m}^2$, e o seu peso praticamente igual aos de mesma área de seção circular. Assim como os tubos de seção circular, estes tubos podem ser empregados na forma de linhas simples, dupla, tripla e etc.

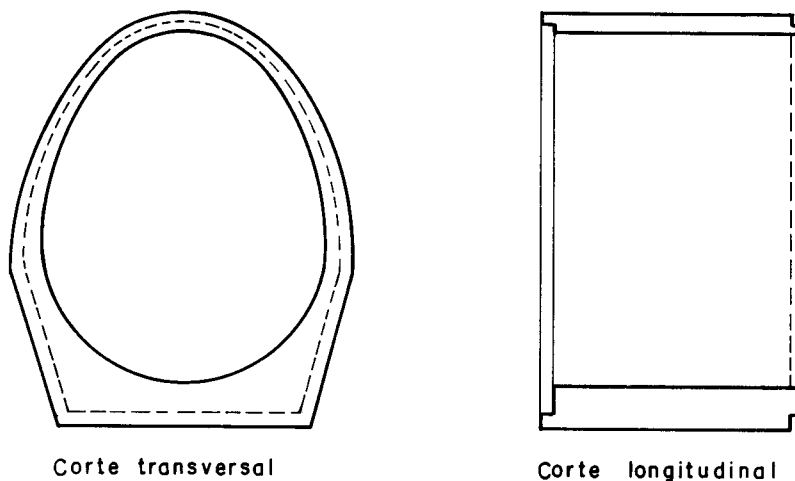


Fig. 2.7 - Tubo ovóide.

O emprego deste tipo de tubo é inibido por falta de especificação, como as que são apresentadas para os tubos de seção circular, ocorrendo situações em que o seu emprego é vetado por não apresentar ensaio de resistência padronizado, como o ensaio de compressão diametral.

Outro tipo de tubo de concreto de seção não circular é o tubo de seção retangular, de uso mais restrito ainda que os tubos ovóides. Um exemplo notável deste tipo de tubo está apresentado na figura 2.8. Trata-se de um processo construtivo em que se empregam os tubos pré-moldados de concreto com protensão longitudinal efetuada no local, para garantir a continuidade estrutural nesta direção. Outro exemplo significativo da utilização de tubo pré-moldado de concreto de seção retangular foi a construção de uma linha tronco de galeria de águas pluviais sob a avenida São Carlos, São Carlos, SP, apresentada na figura 2.9. Neste caso, a utilização de elementos pré-moldados foi uma adaptação do processo construtivo, projetado inicialmente para ser moldado no local, mudado principalmente para reduzir o tempo de construção, e conseqüentemente diminuir os transtornos de interrupção do tráfego de uma via principal da cidade.

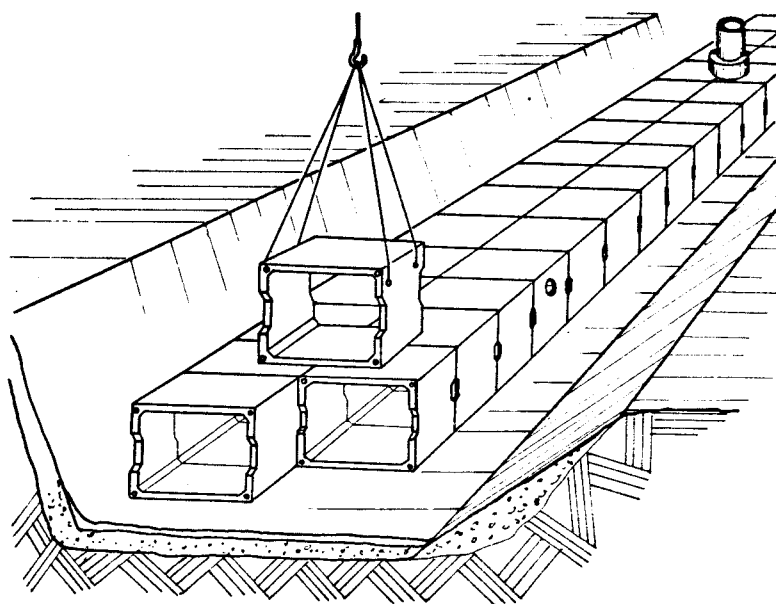


Fig. 2.8 - Construção de galeria com tubos de seção retangular, protendidos longitudinalmente no local¹³⁷.

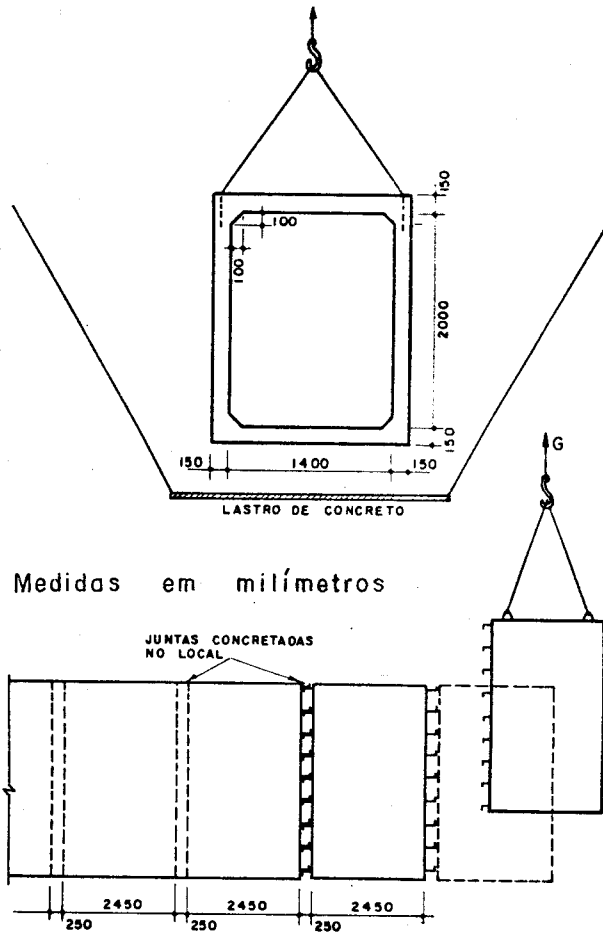


Fig. 2.9 - Construção de galeria de seção retangular com elementos pré-moldados.

Encontram-se nas referências bibliográficas estrangeiras outras formas de seções transversais em tubos de concreto armado, as quais estão apresentadas nas figuras 2.10 e 2.11. Deve ser observado que o tubo de seção ovóide apresentado na figura 2.11 é colocado em posição invertida em relação aos tubos ovóides aqui utilizados.

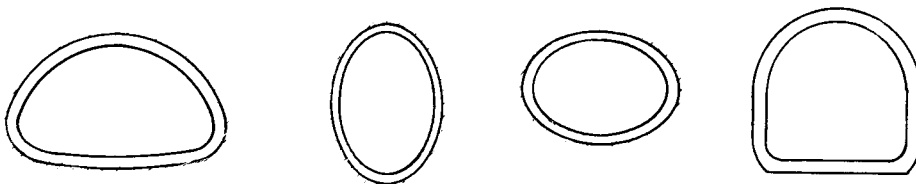


Fig. 2.10 - Seções transversais de tubos de concreto empregadas nos Estados Unidos da América¹⁴.

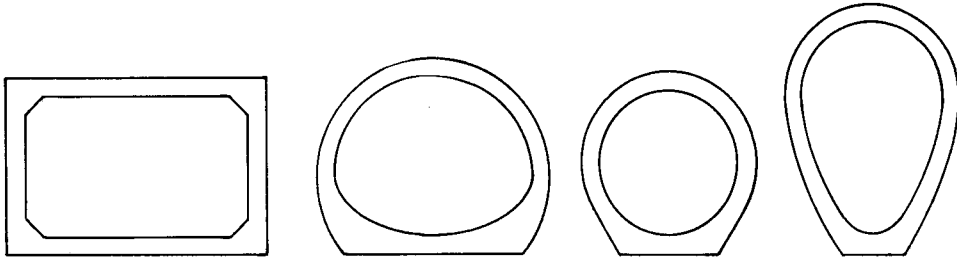


Fig. 2.11 - Seções transversais de tubos de concreto empregados na Europa⁸¹.

O emprego de sistemas construtivos em que os elementos são emendados também na seção transversal é bastante limitado. Os exemplos destes tipos construtivos estão apresentados nas figuras 2.12, 2.13 e 2.14.

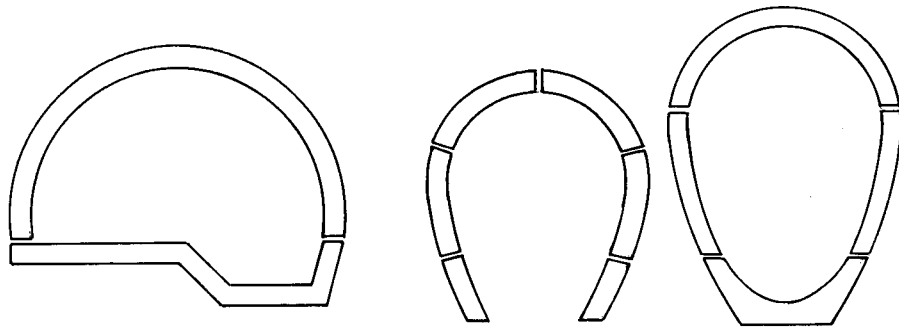
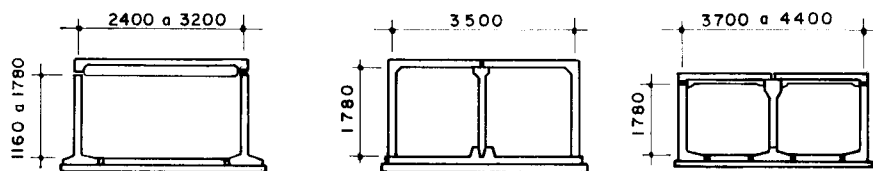


Fig. 2.12 - Galeria de elementos pré-moldados com emendas na seção transversal⁸¹.



Medidas em milímetros

Fig. 2.13 - Sistema construtivo com elementos pré-moldados para passagem inferior²⁸.

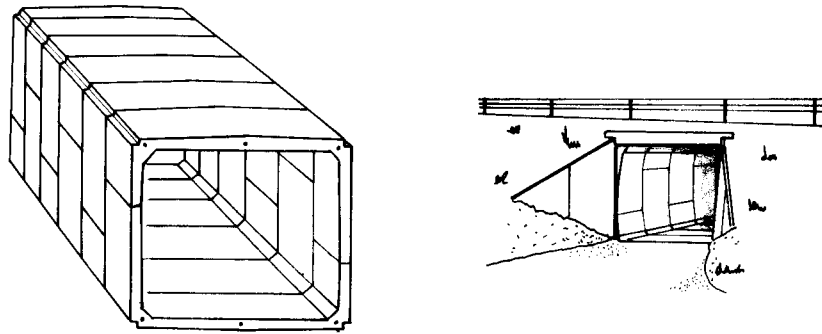
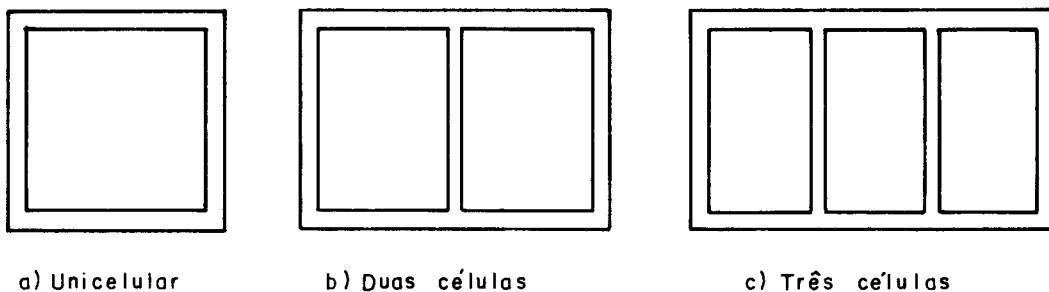


Fig. 2.14 - Passagem inferior com elementos pré-moldados de abas desiguais¹.

2.3 - GALERIAS DE CONCRETO MOLDADAS NO LOCAL

As galerias de concreto moldadas no local são normalmente utilizadas quando são necessárias maiores aberturas, como por exemplo em passagem inferiores, ou em obras hidráulicas cuja vazão seja muito grande para se empregarem economicamente os tubos de concreto.

As galerias de seção transversal retangular são as mais empregadas, principalmente quando a altura de cobertura de terra é pequena. Apesar de possuírem forma desfavorável, do ponto de vista estrutural e hidráulico, elas são comumente empregadas por razões construtivas, principalmente devido à facilidade de execução das fôrmas. Quando a largura da galeria for grande, pode ser conveniente, em termos estruturais, subdividir o vão, formando assim mais de uma célula, como ilustra a figura 2.15



a) Unicelular

b) Duas células

c) Três células

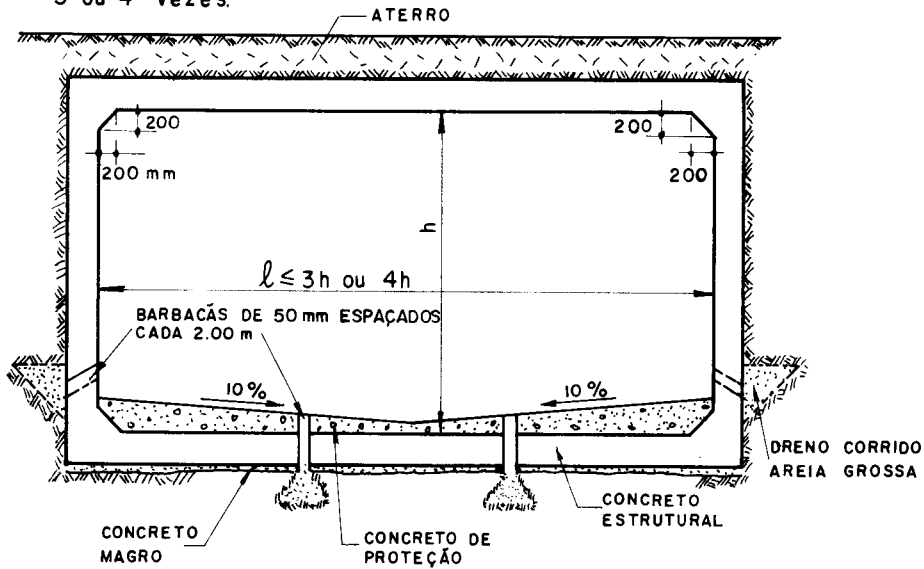
Fig. 2.15 - Tipos de seções transversais retangulares.

Em drenagem urbana CANTANHEDE e MOURTHÉ (1977), recomendam a utilização apenas de seções unicelulares, como mostrado na figura 2.16, pois além do maior rendimento hidráulico em relação às seções multicelulares, em caso de enchente as paredes divisórias podem bloquear a passagem de materiais sólidos, como troncos e galhos de árvore, estrangulando o escoamento da água, e portanto podendo ocasionar inundações a montante. Para seção transversal em que a largura é maior que 3 a 4 vezes a altura, recomenda-se que a laje inferior não seja monoliticamente ligada ao resto da estrutura, desde que o solo apresente condições de suporte para absorver a carga apenas com as sapatas das paredes. Esta separação é também indicada no caso em que o solo de apoio seja tão ruim que se julgue conveniente fazer estaqueamento para suportar as cargas verticais.

As galerias em aterros viários, quando empregadas com cobrimento de terra nulo, ou seja, com pavimentação aplicada diretamente sobre a laje superior possuem características que as tornam de difícil separação das pontes. Podem ser empregadas economicamente para aberturas de até 8,0m, em substituição às pontes tradicionais em que a superestrutura é simplesmente apoiada em pilares ou encontros. Conforme apresentado em LEONHARDT⁸⁵ (1979), a solução sem a laje inferior, com a laje superior articulada nas paredes, pode ser utilizada economicamente para vãos de até 25 metros. A figura 2.17 mostra o desenho de fôrmas de uma galeria construída em Presidente Prudente, SP, que substituiu com vantagens a alternativa prevista em ponte de duas vigas, correntemente empregada nestas situações.

Quando a altura de cobrimento é grande, e portanto as cargas atuantes na galeria são elevadas, é conveniente o emprego de seções de formas estruturais mais interessantes - e que normalmente apresentam melhor comportamento hidráulico - que possibilitem reduzir os esforços solicitantes, comparativamente com as galerias de seção retangular, resultando mais econômicas que estas, em que pese a e-

a) Relação entre altura e largura igual ou inferior a 3 ou 4 vezes.



b) Relação entre largura e altura superior a 3 ou 4 vezes.

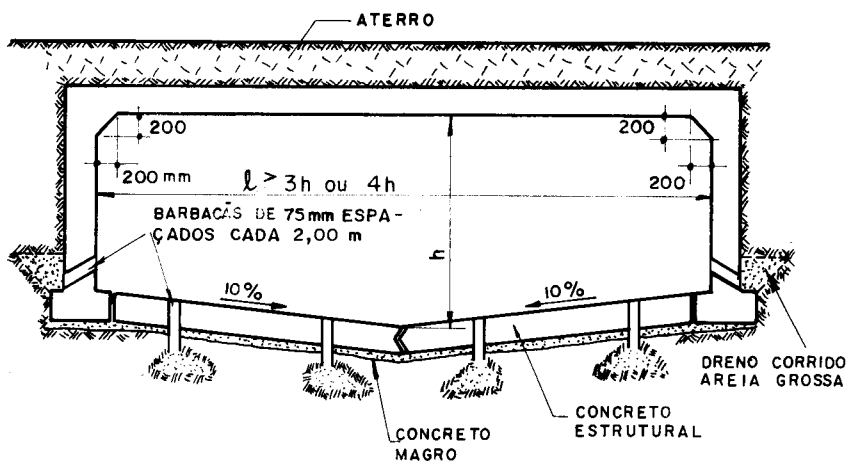
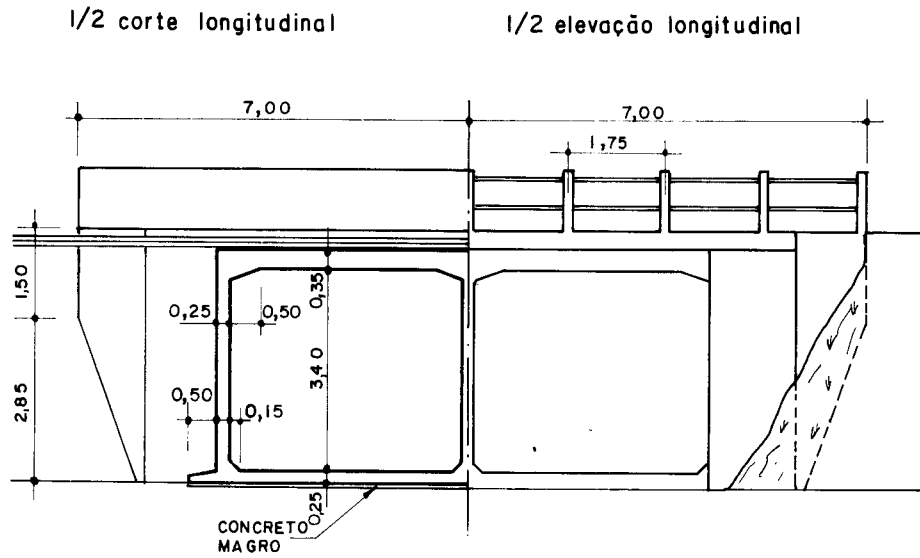


Fig. 2.16 - Seções transversais para galeria de drenagem urbana³⁶.

xecução mais trabalhosa das suas fôrmas. As seções transversais que são empregadas em tais situações, que praticamente se resumem apenas às galerias sob aterros viários, são a cir



Medidas em metros

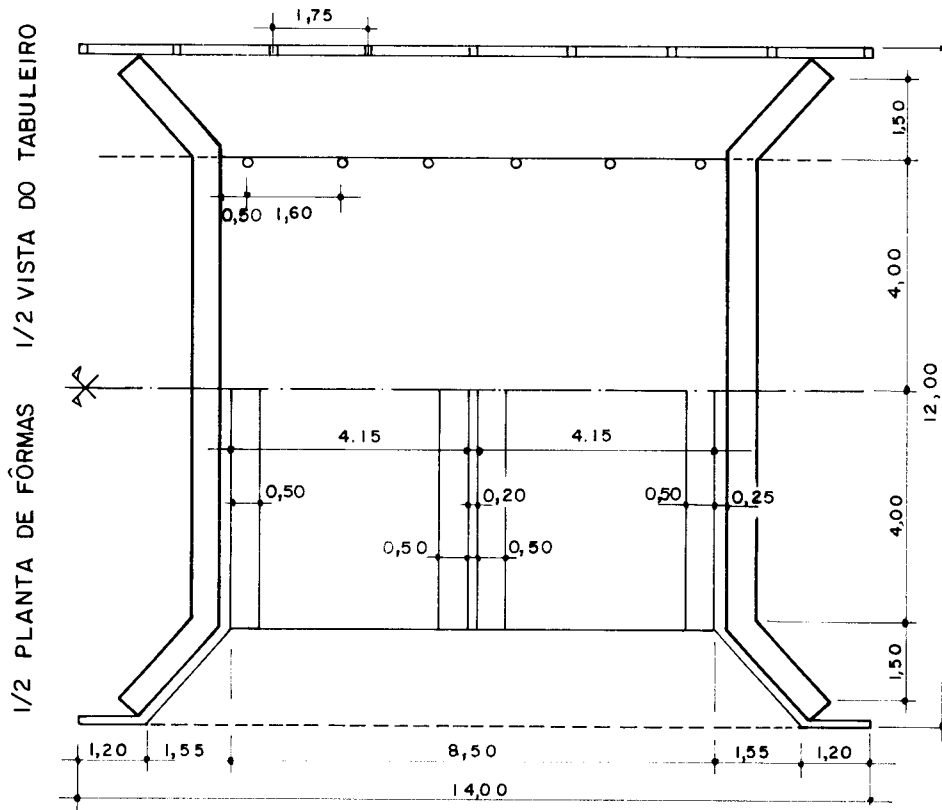


Fig. 2.17 - Galeria de concreto moldada no local, de seção retangular com duas células.

Com este tipo construtivo, entretanto, é possível, com o emprego de pequena espessura, se ter grandes aberturas, mesmo sob elevados aterros, em face do seu comportamento estrutural. Como as pressões verticais tendem a ser maiores que as pressões horizontais, o tubo irá se deslocar contra o solo do aterro lateral ao tubo, aumentando as pressões horizontais, até atingir a situação de equilíbrio. Caso não se consiga mobilizar empuxo horizontal suficiente, haverá o colapso da galeria, conforme ilustra a figura 2.19.

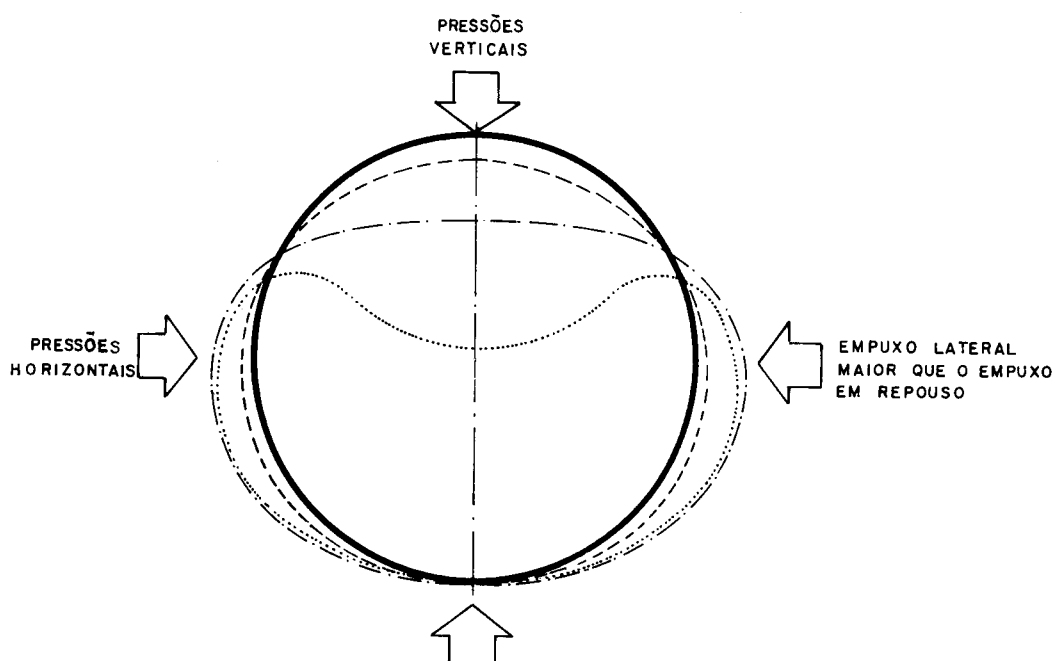


Figura 2.19 - Formas de um tubo flexível sujeito a carga de aterro⁵³.

Medidas realizadas pela AREA - American Railway Engineering Association - em 1923, em Farina, Illinois, EUA, em galerias sob aterro de 10,70 metros, atestam o bom comportamento estrutural deste tipo construtivo, conforme os resultados indicados na figura 2.20, onde se nota que as pressões se aproximam de um estado hidrostático, ao contrário do que acontece com os tubos rígidos.

As galerias metálicas se apresentam comercialmente com a seção transversal sem emendas, ou montadas a partir de segmentos ligados por meio de parafusos. Os tubos sem emendas são utilizados com tamanho limitado pelo trans-

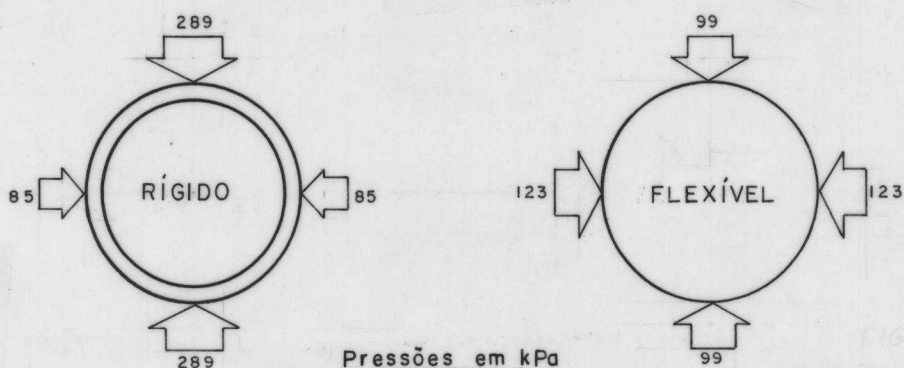


Fig. 2.20 - Pressões verticais e horizontais em condutos rígidos e flexíveis¹⁸.

porte. A foto 2.5 mostra a utilização deste tipo de tubo na construção de galeria em linha dupla com 2,8m de diâmetro.



Foto 2.5 - Galeria em linha dupla de tubos com diâmetro de 2,80m sem emenda na seção transversal.

A forma da seção transversal pode ser circular, que é mais comum, elíptica, lenticular, etc., conforme mostra a figura 2.21. A geometria da seção longitudinal ao eixo da galeria está apresentada na figura 2.22.²²

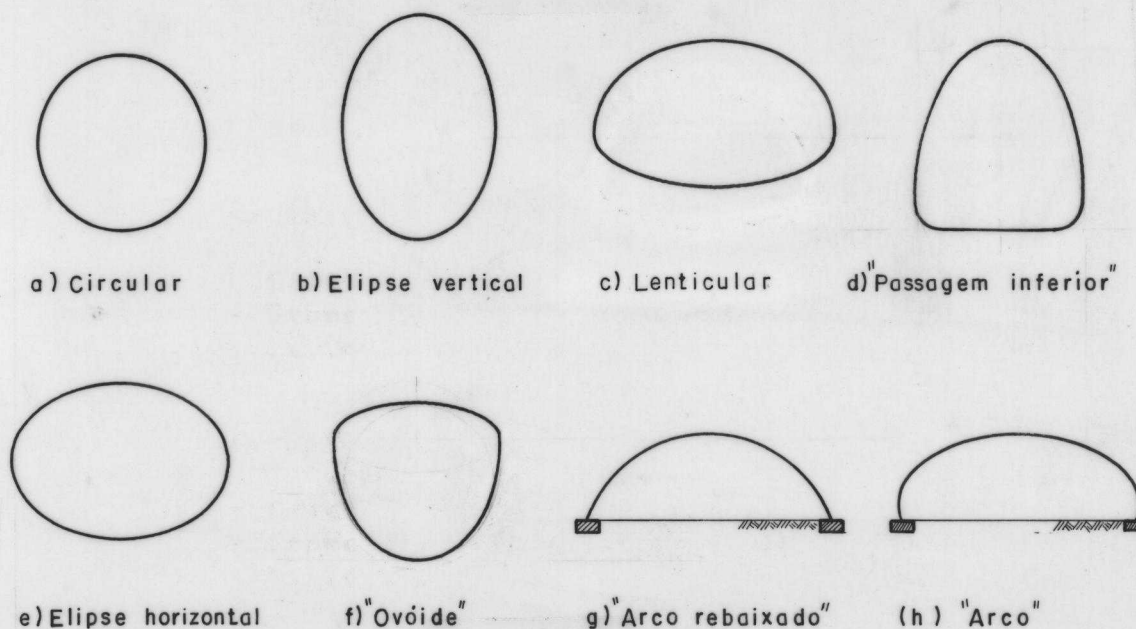


Fig. 2.21 - Galerias metálicas - seções transversais (designações comerciais).



CORRUGAÇÃO (POLEGADAS)	COMPRIMENTO DE ONDA (mm)	ESPESSURA (mm)	AMPLITUDE (mm)
2 3/4 x 1/2	69,9	0,86-4,27	12,7
3 x 1	76,2	0,86-4,27	25,4
6 x 2	152,4	2,77-7,11	50,8

Fig. 2.22 - Geometria da seção longitudinal das galerias metálicas¹².

As galerias em arco para grandes vãos, de 5 até 15 metros, têm sido utilizadas em substituição às pontes e viadutos, como mostram as fotos 2.6 e 2.7. Este tipo de aplicação de galerias tem sido cada vez mais utilizado, com o custo da ordem 30% a 75% mais baixo que o das pontes convencionais, segundo as indicações em KATONA (1978).

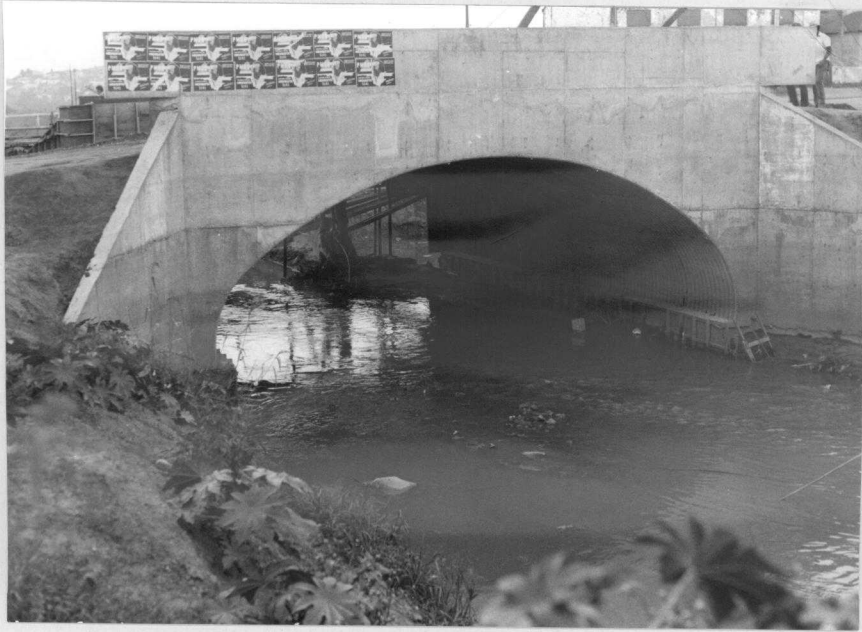


Foto 2.6 - Galeria metálica em arco em substituição à ponte convencional.



Foto 2.7 - Galeria metálica em arco em substituição a viaduto convencional (a água que aparece estava empoçada por ocasião da foto).

Em contrapartida ao bom desempenho estrutural deste sistema construtivo, **existem** dois aspectos negativos: (1) o desempenho hidráulico e (2) a questão da durabilidade. O desempenho hidráulico pode ser melhorado revestindo total ou parcialmente o tubo. Uma análise do comportamento hidráulico deste tipo construtivo pode ser feita a partir da tabela 2.2, que fornece os coeficientes de rugosidade a serem utilizados para o cálculo de vazão mediante a expressão de Manning.

Tabela 2.2 - Coeficientes de rugosidade para emprego na fórmula de Manning^{1,2}.

	Corrugação (em polegadas)	Sem revestimento	25% revestida	Totalmente revestida
Galeria metálica	2 2/3 x 1/2	0,024	0,021	0,012
	3 x 1	0,027	0,023	0,012
Tubo de concreto		0,011 - 0,015		

A durabilidade deste tipo construtivo deve ser equacionada, principalmente devido à possível corrosão do aço. O fenômeno da corrosão neste tipo de galeria, ainda que largamente estudado, é bastante controverso. Para a elaboração do projeto deste tipo construtivo, são sugeridos, em KRIZEK e outros (1971), os seguintes critérios: (1) para águas com pH menor de 4,5 utilizar pintura betuminosa com revestimento no fundo; (2) para velocidade de escoamento de água acima de 2,4m/s revestir o fundo; (3) para águas com pH acima de 4,5, considerar perda da espessura por corrosão; (4) para águas com pH acima de 9,0 não utilizar galerias de alumínio.

CAPÍTULO 3

ANÁLISE ESTRUTURAL DE CONDUTOS ENTERRADOS

3.1 - INTRODUÇÃO

Os mais antigos estudos sobre a análise estrutural de condutos enterrados citados na bibliografia consultada são devidos a Barbour, em 1897, que conduziu estudo experimental em campo para a determinação das cargas do solo sobre condutos instalados em vala, e a Talbot^(*), em 1908, que tratando o conduto como anel de material elástico linear, deduziu expressões para a determinação das solicitações para várias configurações de carregamento.

A primeira teoria publicada para avaliação das ações do solo sobre condutos enterrados, o que representa a maior dificuldade na análise estrutural, é atribuída a Marston, em 1913. Marston desenvolveu modelo teórico para a avaliação das ações em tubos instalados em vala, e também desenvolveu um método de ensaio para testar tubos de concreto. Posteriormente Marston, juntamente com Spangler e Schlick, formularam uma extensão desta teoria, que ficou conhecida como teoria de Marston para o cálculo da carga vertical em condutos, a qual é correntemente empregada até o presente.

(*) Talbot também contribuiu para a análise hidráulica-hidrológica de tubos de concreto, formulando expressão empírica para a avaliação do diâmetro interno de um bueiro, que é utilizada até o presente.

Com a denominação de procedimentos correntes, esta teoria, assim como os critérios usuais para a elaboração de projeto estrutural de galerias, estão apresentados neste capítulo.

A partir da década de 60, foram desenvolvidos novos procedimentos para a análise estrutural de obras enterradas que consideram a interação solo-estrutura, como o cálculo de estrutura mergulhada em meio elástico e o método dos elementos finitos. Estes procedimentos estão aqui denominados como não correntes.

Está também apresentada a análise do comportamento longitudinal das galerias que, embora possa ser significativa em alguns casos, é normalmente negligenciada.

3.2 - PROCEDIMENTOS CORRENTES

3.2.1 - Cálculo das ações

3.2.1.1 - Teoria de Marston

Esta teoria desenvolvida por Marston juntamente com Spangler e Schlick, é empregada para a avaliação da carga vertical que atua em condutos enterrados. Como as ações sobre a galeria dependem fundamentalmente do tipo de instalação, os condutos enterrados foram classificados em dois grupos: condutos em vala ou trincheira e condutos em aterro. Os condutos em aterro são divididos em condutos em "saliência positiva", condutos em "saliência negativa" e condutos em "vala imperfeita". Estes grupos estão descritos a seguir:

conduto em vala ou trincheira - é aquele instalado em uma vala estreita escavada no solo natural (Figura 3.1a).

conduto saliente positivo - é aquele instalado com o topo do conduto acima do solo natural (Figura 3.1b).

conduto saliente negativo - é aquele instalado em vala estreita e pouco profunda, com o topo do conduto abaixo da superfície natural do terreno (Figura 3.1c).

conduto em vala imperfeita - é aquele instalado como conduto saliente positivo, com material do aterro colocado até cobrir o conduto a uma altura da ordem de um diâmetro, sendo então escavada uma vala da largura do conduto e enchida com material compressível (Figura 3.1d).

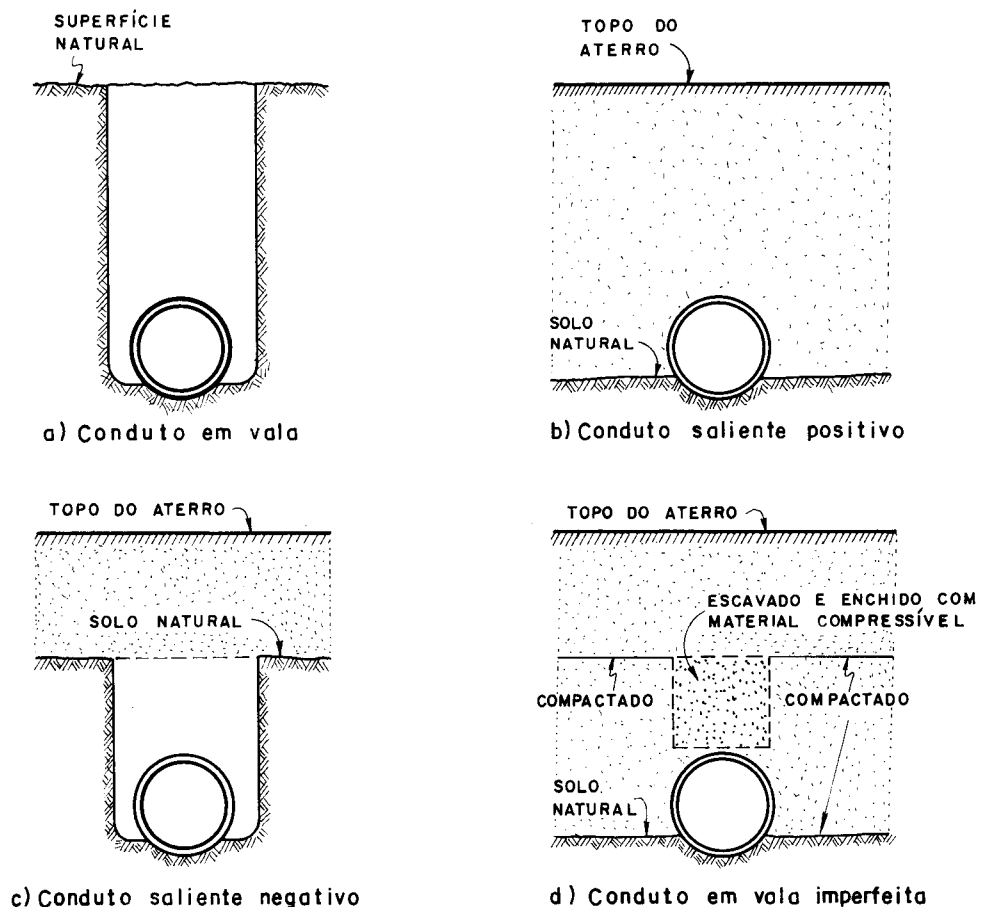


Figura 3.1 - Tipos de instalação de condutos¹⁴¹

Em razão do processo construtivo, haverá nos condutos em vala uma tendência de movimentação relativa entre o prisma de solo sobre o conduto e o solo adjacente intacto, o que provocará o aparecimento de tensões de atrito e de coesão de sentido ascendente no prisma de solo sobre o conduto. Assim, a resultante das cargas R_v será o peso do solo acima do conduto menos a resultante dessas tensões tangenciais que ocorrem nas faces da vala, conforme ilustra a figura 3.2.

A força de atrito é determinada multiplicando a pressão horizontal do aterro sobre o solo natural pela tangente do ângulo de atrito entre os dois materiais, sendo a pressão horizontal calculada multiplicando a pressão vertical pelo coeficiente de empuxo ativo K_a . A coesão é normalmente desprezada neste cálculo, pois seu efeito benéfico será efetivado após transcorrido um certo tempo da execução do reaterro. A partir destas hipóteses, deduz-se a expressão para o cálculo da resultante das cargas verticais sobre o conduto:

$$R_v = K_v \gamma_s b_v^2 \quad (3.1)$$

onde

$$K_v = \frac{1 - e^{-\alpha' h/b_v}}{\alpha'} \quad (3.2)$$

sendo $\alpha' = 2K_a \operatorname{tg}\phi'$

γ_s = peso específico do solo do reaterro

ϕ' = ângulo de atrito entre o solo do reaterro e o solo adjacente

K_a = coeficiente de empuxo ativo

A figura 3.3 mostra a variação do parâmetro K_v em função de h/b_v , para vários valores do coeficiente α' . Tam-

$$\alpha = 2K_a \operatorname{tg} \phi \quad (3.7)$$

$$\rho = \frac{(r_a + r_n) - (r_f + \Delta\phi)}{r_a} \quad (3.8)$$

$$\beta = \frac{h_a}{\phi_{\text{ext}}} \quad (3.9)$$

ρ = razão de recalque

r_a = recalque do aterro de altura h_a adjacente ao tubo

r_n = recalque do terreno natural adjacente ao tubo

r_f = recalque da fundação do tubo junto à sua geratriz inferior

$\Delta\phi$ = encurtamento vertical do diâmetro externo do tubo

β = razão de saliência

ϕ = ângulo de atrito interno do solo do aterro

Nas expressões (3.4), (3.5) e (3.6) o sinal + (mais) é utilizado quando a razão de recalque é positiva (sobrecarga no tubo) e o sinal - (menos) é utilizado quando a razão de recalque é negativa (alívio no tubo).

A figura 3.5 mostra a variação do coeficiente K_s em função do parâmetro h/ϕ_{ext} , para valores do produto $\rho\beta$. Nota-se que para valores negativos do produto $\rho\beta$ a carga vertical sobre o tubo é menor que o peso do prisma de solo acima do mesmo, e esta redução é maior quanto maior o produto em valor absoluto, até atingir a situação limite de vala completa. Ao contrário, para valores positivos do produto $\rho\beta$,

a carga vertical sobre o tubo é maior que o peso do prisma de solo acima do mesmo, e este acréscimo de carga é maior quanto maior for o valor do produto $\rho\beta$. No caso particular desse produto ser nulo, a carga vertical sobre o conduto é igual ao peso do prisma de solo sobre o mesmo, ou seja, não haverá tendência de movimento entre o prisma de solo interno e o externo, e neste caso o plano de igual recalque passa pela geratriz superior do conduto.

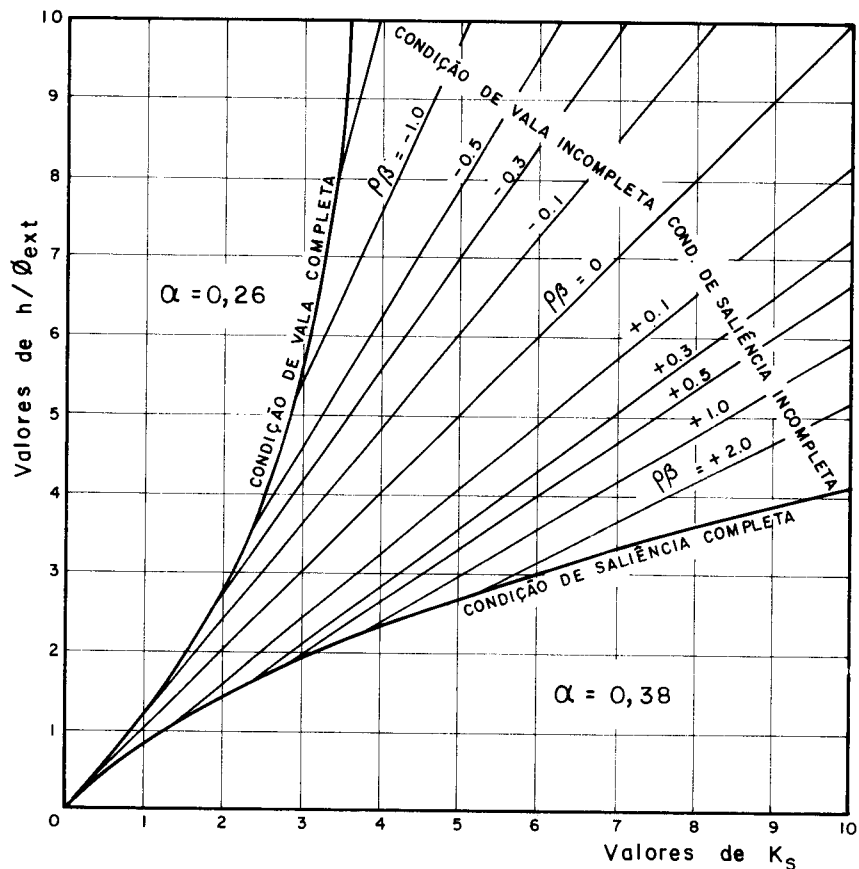


Fig. 3.5 - Valores do coeficiente K_s ¹⁴¹

Apesar da razão de recalque ρ ser uma grandeza possível de se calcular mediante a expressão (3.8), é mais prático considerar esta razão como fator empírico baseado em valores medidos em campo. Os valores recomendados por SPLANGLER (1962) para a razão de recalque estão apresentados na tabela 3.1.

bém está representada neste desenho a situação em que não há nenhuma redução no peso do solo, o que permite visualizar a redução da carga vertical neste tipo de instalação de condutos.

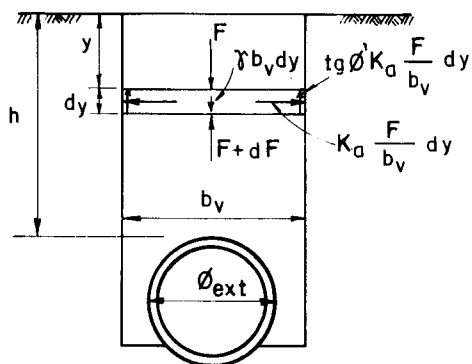


Fig. 3.2 - Comportamento do solo em condutos em vala.

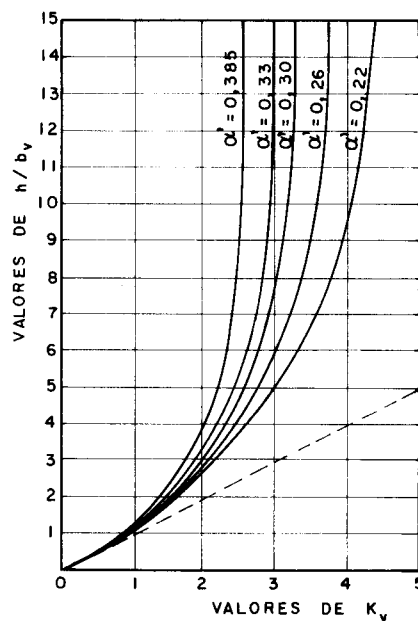


Fig. 3.3 - Valores do coeficiente K_v .

No caso de conduto saliente positivo, também haverá uma tendência de movimentação relativa entre o prisma de solo sobre o conduto e o solo adjacente, o que provocará o aparecimento de tensões de atrito no sentido ascendente (aliviando) ou descendente (sobrecarregando), até o nível do chamado plano de igual recalque, dependendo da deformabilidade do conduto, da compressibilidade do terreno de apoio do tubo e do aterro, e da compressibilidade do aterro construído, conforme ilustra a figura 3.4.

A resultante das cargas verticais, deduzida a partir das mesmas hipóteses do caso anterior, pode ser colocada na forma

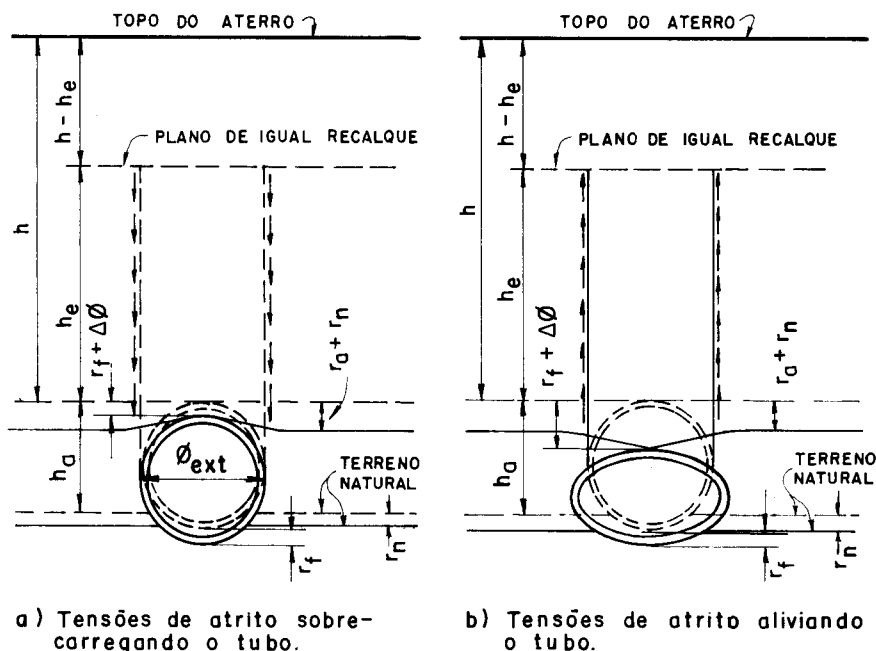


Fig. 3.4 - Comportamento do solo em condutos salientes positivos¹⁴¹

$$R_v = K_s \gamma_s \phi_{ext}^2 \quad (3.3)$$

onde

$$p/h < h_e \quad K_s = \frac{e^{\pm \alpha h / \phi_{ext} - 1}}{\pm \alpha} \quad (3.4)$$

$$p/h > h_e \quad K_s = \frac{e^{\pm \alpha h / \phi_{ext} - 1}}{\pm \alpha} + \left(\frac{h}{\phi_{ext}} - \frac{h_e}{\phi_{ext}} \right) e^{\pm \alpha h / \phi_{ext}} \quad (3.5)$$

sendo o valor de h_e , que indica a posição do plano de igual recalque, determinado a partir da equação que se segue, deduzida em ESCOREL (1949)

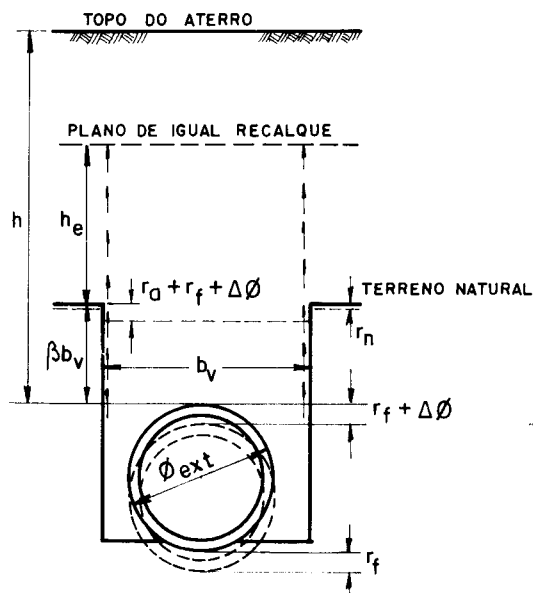
$$e^{\pm \alpha h_e / \phi_{ext}} = \pm \alpha \frac{h_e}{\phi_{ext}} \pm \alpha \beta + 1 \quad (3.6)$$

sendo

Tabela 3.1 - Valores indicados para razão de recalque¹⁴¹

CONDIÇÃO	RAZÃO DE RECALQUE
conduto rígido apoiado em rocha ou material pouco deformável	+1,0
conduto rígido apoiado em solo comum	+0,5 a +0,8
conduto rígido apoiado em solo mais deformável comparado ao solo natural adjacente	0 a +0,5
conduto flexível com aterro lateral pouco compactado	-0,4 a 0
conduto flexível com aterro lateral bem compactado	-0,2 a 0,8

Os condutos salientes negativos correspondem à situação intermediária entre os condutos em vala e os condutos salientes positivos, conforme ilustra a figura 3.6. A carga vertical sobre o conduto pode ser expressa da mesma forma que no conduto saliente positivo, substituindo ϕ_{ext} por b_v nas expressões (3.3) a (3.6). Neste caso, as poucas medidas que têm sido feitas indicam valores de -0,3 a -0,5, para a razão de recalque

Fig. 3.6 - Comportamento do solo em condutos salientes negativos¹⁴.

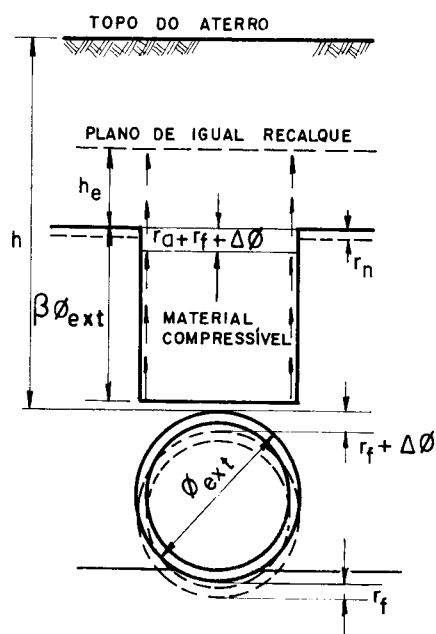


Fig. 3.7 - Comportamento do solo em condutos em vala imperfeita¹⁴.

Os condutos em vala imperfeita, também chamados mais adequadamente de condutos de vala induzida, são empregados sob altos aterros com o objetivo de reduzir a carga vertical sobre o conduto, pois devido à maior deformabilidade do material compressível, parte do peso do solo sobre o conduto irá se descarregar no solo adjacente a ele, de forma similar aos condutos em vala; daí a designação vala imperfeita, vala artificial ou vala induzida. O material compressível sobre o conduto pode ser obtido colocando o solo de maneira mais solta possível, como indica ESCOREL (1949), ou utilizando materiais orgânicos como palha, sugeridos primeiramente por Marston para aumentar a capacidade de deformação da camada compressível.

A figura 3.7 ilustra o comportamento de condutos instalados desta forma, onde se nota a igualdade desta situação com a dos condutos salientes negativos. Assim, o cálculo da resultante das cargas verticais é feito da mesma forma que nos condutos de saliência negativa, com ϕ_{ext} no lugar de b_v .

3.2.1.2 - Cargas horizontais

As cargas horizontais sobre os condutos são provenientes do empuxo do solo. Numa primeira aproximação poder-se-ia pensar, em utilizar a teoria de Rankine para empuxos considerando, porém, a diferença de comportamento entre condutos rígidos e flexíveis. Nos condutos rígidos seria empregado o empuxo em repouso, em face da pequena deformabilidade da estrutura; no caso de condutos flexíveis, em que há deslocamento da parede do conduto contra o solo, seria utilizado empuxo maior que o em repouso, que pode ser chamado de empuxo apassivado.

Porém, considerando que as forças horizontais normalmente diminuem os momentos máximos causados pelas cargas verticais no fundo e no topo do conduto, e que seu valor é fortemente afetado pelos cuidados na execução do aterro lateral ao conduto e pelo arqueamento do solo junto a ele, encontram-se as seguintes recomendações para a avaliação das cargas horizontais:

a) No caso de galerias de concreto armado de seção transversal de forma retangular, CANTANHEDE e MOURTHÉ(1977) recomendam a consideração de duas situações limites: (1) empuxo em repouso, com o coeficiente de empuxo calculado pela expressão (3.10) e, (2) carga horizontal nula;

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi \quad (3.10)$$

b) No caso de tubos de concreto instalados na forma de conduto saliente, os valores medidos em experiências realizadas por Splanger mostram que as pressões horizontais não crescem proporcionalmente à profundidade, como se prevê pela teoria de Rankine de empuxos mas, ao contrário, nota-se uma redução do empuxo com a profundidade, conforme mostra a figura 3.8. A figura 3.9 mostra o esquema das cargas equivalentes para o caso de conduto saliente rígido, sendo que para o valor da carga horizontal é recomendado o valor do empuxo ativo. Para o caso de tubo de concreto em vala, as pressões horizontais são de difícil avaliação, e o seu efeito benéfico é normalmente desprezado.

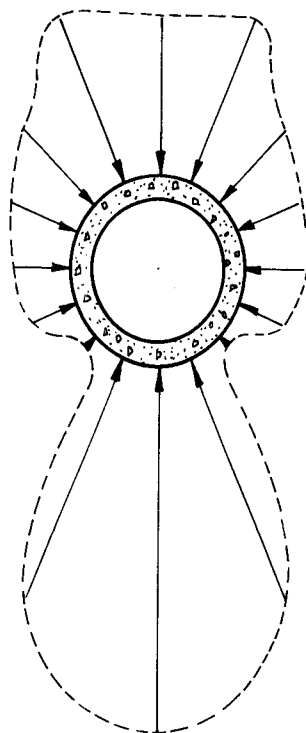


Fig. 3.8 - Distribuição simetrizada das pressões em conduto saliente rígido¹⁶⁵.

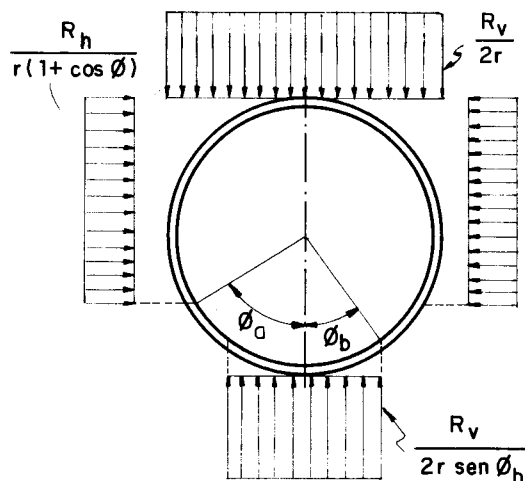


Fig. 3.9 - Cargas equivalentes em conduto saliente rígido⁸¹

c) No caso de condutos flexíveis, a magnitude das pressões horizontais desenvolvidas contra as paredes das galerias em função de sua movimentação contra o solo, depende da deformabilidade do aterro lateral, na forma do parâmetro E' , chamado módulo de reação do solo, e da variação do diâmetro na direção horizontal $\Delta\phi_h$. A figura 3.10 mostra a distribuição de pressões sugerida por Spangler para os condutos flexíveis.

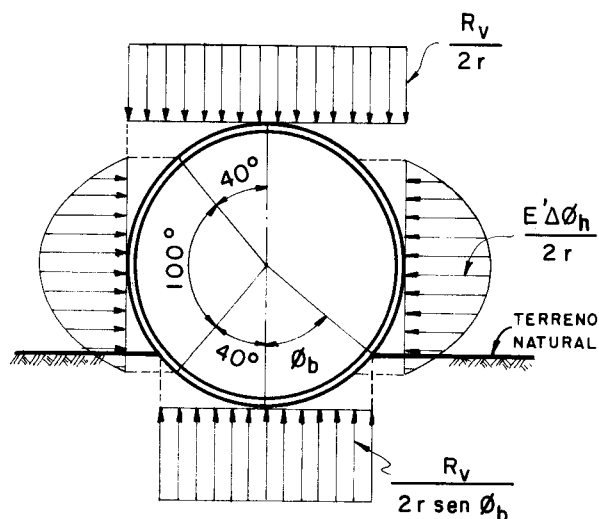


Fig. 3.10 - Distribuição de pressões em conduto flexível¹⁴¹

3.2.1.3 - Cargas de tráfego

As cargas aplicadas na superfície são transmitidas através do solo, e produzem pressões sobre os condutos enterrados que podem ser calculadas a partir da teoria da elasticidade, para um **semi-espaço elástico homogêneo e isótropo**. Para o caso de carga concentrada vertical, Boussinesq deduziu as expressões para o cálculo destas pressões. No caso de cargas verticais parcialmente distribuídas as pressões verticais podem ser calculadas a partir da formulação proposta por Newmark, que foi obtida pela integração das expressões Boussinesq.

A figura 3.11, mostra a variação da pressão vertical produzida por um eixo do trem-tipo H-20 da AASHO, que tem duas cargas de 72,6kN aplicadas em área de contacto de $457 \times 508 \text{mm}^2$, distantes entre si de 1829mm, em função da altura de cobrimento. Nota-se que o efeito desta carga decresce rapidamente com a profundidade. Encontra-se representado também nesta figura o efeito da carga vertical do solo, admitindo que ele seja igual ao peso do prisma acima do conduto e que tenha um peso específico de $19,20 \text{kN/m}^3$. Considerando a soma dos dois

efeitos observa-se que a pressão total passa por um mínimo quando a altura de cobrimento é da ordem de 1,22m (4 pés), e para profundidades maiores o efeito da carga de tráfego diminui rapidamente de importância.

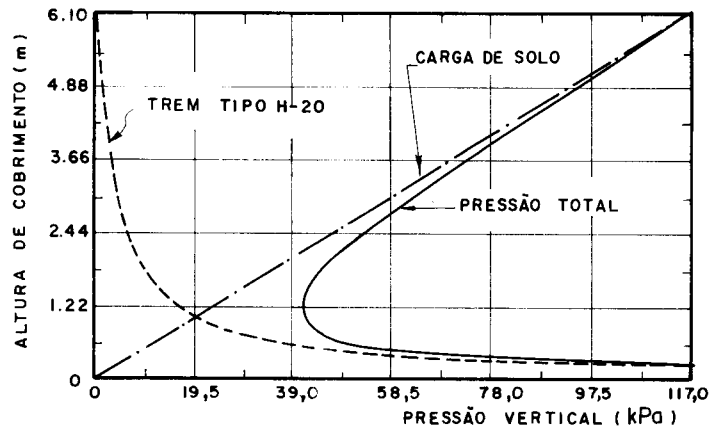


Fig. 3.11 - Pressão vertical no conduto versus altura de cobrimento ⁸¹.

Outra abordagem encontrada na literatura para o cálculo de pressão vertical das cargas de tráfego, baseada em valores obtidos em ensaios de modelos físicos, é considerar que esta se propague com um ângulo ϕ_0 com a vertical, como mostra a figura 3.12. O valor de ϕ_0 é comumente adotado igual a 45° , embora, conforme apresentado em VARGAS(1977), esse ângulo varie de 30° a 45° conforme a rigidez do solo. No caso particular em que a altura de cobrimento é nula, a propagação das cargas deve ser feita até a superfície média da estrutura, tomando-se o valor de ϕ_0 igual a 45° , segundo a NB-1/78.

Os valores das cargas de tráfego são indicados pela ABNT, no caso de rodovias pela NB-6 e para ferrovias pela NB-7. Como estas cargas apresentam comportamento dinâmico elas são normalmente majoradas por um coeficiente, chamado coeficiente de impacto, para permitir que seu tratamento seja feito como se fossem estáticas. No caso de galerias com altura de cobrimento nula, o coeficiente de impacto pode ser determinado a partir de expressões fornecidas pe

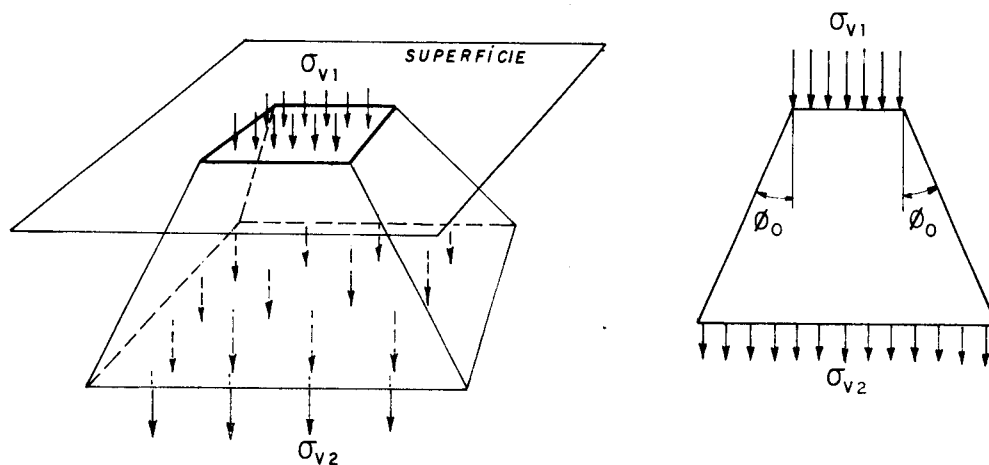


Fig. 3.12 - Propagação de carga parcialmente distribuída aplicada na superfície.

la NB-2. Quando a altura de cobrimento não é nula haverá um determinado amortecimento do efeito dinâmico das cargas, que será maior quanto maior for a altura de cobrimento, não valendo portanto as expressões da NB-2. Para estas situações, em se tratando de cargas rodoviárias, a AASHO indica os valores apresentados na tabela 3.2, onde se nota que o efeito dinâmico das cargas é desprezado para alturas de cobrimento maiores que 914mm. Para cargas ferroviárias a AREA recomenda um coeficiente de impacto de 1,4 para altura de cobrimento zero, decrescendo a 1,0 para alturas de cobrimento com 3,05m

Tabela 3.2 - Coeficientes de impacto para carga rodoviária¹⁴.

ALTURA DE COBRIMENTO (mm)	COEFICIENTE DE IMPACTO
0 a 305	1,3
310 a 610	1,2
620 a 900	1,1
914 ou mais	1,0

Salienta-se ainda que deve ser considerada, no projeto estrutural deste tipo de construção, a carga do equipamento previsto para a construção do aterro, sendo recomendado pela ACPA, no caso de se empregarem equipamentos pesados de construção, que o seu tráfego seja liberado quando a altura de cobrimento for maior que 914mm.

3.2.2 - Critérios usuais para elaboração do projeto estrutural

Os critérios usuais para a elaboração de projeto de condutos enterrados podem ser classificados em três categorias: (1) galerias de concreto; (2) tubos pré-moldados de concreto e (3) galerias metálicas. Apesar dos tubos pré-moldados de concreto fazerem parte das galerias de concreto, eles têm um tratamento à parte, possuindo inclusive ensaio de resistência padronizado, que entre nós é o ensaio de compressão diametral. Encontram-se descritas a seguir as linhas gerais para a elaboração do projeto estrutural das galerias.

3.2.2.1 - Galerias de concreto

Para as galerias correntes de concreto, que apresentam comportamento de condutos rígidos, a determinação das ações é praticamente independente da rigidez da estrutura. Portanto podem-se utilizar os critérios correntes de projeto de estruturas de concreto, com o cálculo tendo a seguinte seqüência: (1) cálculo das ações; (2) cálculo dos esforços solicitantes e (3) verificação das seções e o cálculo das armaduras. O cálculo das solicitações pode ser feito pelos processos usuais de análise de estruturas hiperestáticas e não será apresentado no trabalho.

Para os condutos de seção transversal circular e os de seção transversal retangular com uma, duas ou três células, encontram-se formulários, como o apresentado por GRE-

KOW e outros(1971), para o cálculo dos esforços solicitantes, para vários tipos de carregamentos.

A verificação das dimensões e o cálculo das armaduras são normalmente feitos a partir das recomendações da NB-1/78, que é a norma brasileira para o projeto e execução de obras de concreto armado.

3.2.2.2 - Tubos pré-moldados de concreto

Embora o dimensionamento dos tubos pré-moldados de concreto possa ser feito como no caso anterior, onde se parte de uma distribuição de pressões, seguindo com o cálculo das solicitações, e finalizando com a verificação das seções e o cálculo das armaduras, este procedimento dificilmente é seguido. Como já foi dito em 3.2.2, este tipo construtivo geralmente segue um procedimento de projeto específico, fundamentado nas pesquisas conduzidas por Marston, Spangler e Schlick, que consiste em dimensionar o tubo para suportar uma situação prevista em ensaio padronizado e considerar a diferença entre esta situação e a situação efetiva de instalação através de um coeficiente de equivalência^(*). Assim o tubo será dimensionado para resistir, no ensaio padronizado, à carga calculada pela fórmula

$$F_{ens} = \frac{R_{v,g} + R_{v,q}}{\alpha_{eq}} \gamma \quad (3.11)$$

onde

$R_{v,g}$ = resultante das cargas verticais permanentes

(*) Também aparece com a denominação de fator de carga, do inglês "load factor".

$R_{v,q}$ = resultante das cargas verticais móveis

α_{eq} = fator de equivalência

γ = coeficiente de segurança

O fator de equivalência α_{eq} depende basicamente do processo construtivo, no que refere ao tipo de instalação. A sua determinação varia conforme seja conduto em vala ou conduto saliente.

Para os condutos em vala, o fator de equivalência tem sido determinado experimentalmente, para cada uma das quatro classes de base definidas para este tipo de instalação, conforme SPANGLER(1962), que estão descritas a seguir.

Base de concreto - Classe A: é aquela em que a face inferior dos tubos é assentada num berço de concreto com resistência de 14 MPa, com espessura mínima sob o tubo de um quarto do diâmetro interno e se estendendo aos lados com uma altura mínima a partir da geratriz inferior do tubo de um quarto do diâmetro externo. O berço deve ser concretado sem juntas horizontais de construção (Fig. 3.13a).

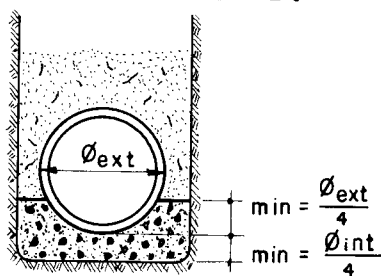
Base de 1ª. classe - Classe B: é aquela em que os tubos são cuidadosamente assentados sobre material de granulação fina, formando uma fundação convenientemente conformada para se adaptar à parte inferior numa largura de pelo menos 60% do seu diâmetro externo. O restante do tubo deve estar envolvido até altura de 300mm acima do seu topo, com material granular cuidadosamente colocado de modo a preencher todo o espaço sob e adjacente ao tubo. O material do enchimento deve ser bem apilado em camadas não excedendo 150mm. Os trabalhos devem ser feitos sob a direção de engenheiro, que deve estar presente durante a operação (Fig. 3.13b).

Base comum - Classe C: é aquela em que os tubos são colocados no fundo da vala, com cuidado "normal", sobre solo de a-

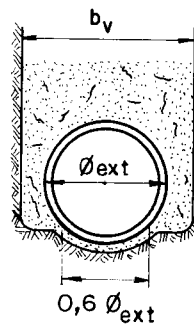
poio conformado para se adaptar a uma largura de no mínimo 50% do diâmetro externo, e sendo a parte restante envolvida até uma altura de pelo menos 150mm acima do topo por material granular, de forma a preencher todos os vazios sob e adjacente ao tubo e todos os trabalhos devem ser feitos sob a direção geral de engenheiro (Fig. 3.13c).

Base condenável - Classe D: é aquele em que os tubos são as sentados com pouco ou nenhum cuidado, não sendo feita nenhu ma conformação para a parte inferior do tubo ou para encher os espaços sob e adjacente ao tubo. Este tipo de base não é recomendada (Fig. 3.13d).

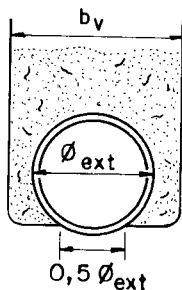
Quando o fundo da vala for rocha ou pedregulho compacto, para as classes B, C e D deve-se escavar abaixo da cota de apoio do tubo a uma profundidade de pelo menos 150mm, e preencher com material granular segundo o especificado para a classe B.



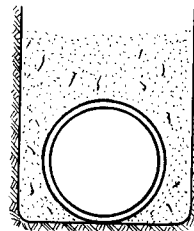
a) Base de concreto
Classe A



b) Base de 1ª classe
Classe B



c) Base comum
Classe C



d) Base condenável
Classe D

Fig. 3.13 - Tipos de bases para tubos em vala¹⁴¹

Os valores dos fatores de equivalência, para as várias classes de base descritas, tomando o ensaio de compressão diametral como referência, estão apresentados na ta bela 3.3.

Tabela 3.3 - Valores do fator de equivalência α_{eq}^{141} .

base de concreto	2,2 a 3,4
base de 1a. classe	1,9
base comum	1,5
base condenável	1,1

Nota-se, a partir destes valores determinados experimentalmente, a grande influência das condições de apoio do tubo e da compactação do solo lateral, e que é possível melhorar sensivelmente a capacidade do tubo de suportar as cargas externas, à custa de maiores cuidados na instalação.

Para os condutos salientes, o fator de carga também depende fundamentalmente das condições da base e de compactação do solo lateral. É determinado igualando a **máxima tensão normal, calculada a partir de uma distribuição simplificada de pressões sobre o tubo, como mostrado na figura 3.9**, com a máxima tensão normal calculada com a situação de carregamento do ensaio de compressão diametral. Neste caso, também as bases estão classificadas em quatro tipos, cujas características estão descritas a seguir.

Base de concreto - Classe A: é aquela em que a face inferior do tubo é assentada em berço de concreto de características iguais às descritas no caso de base de concreto para condutos em vala, e está ilustrada na figura 3.14a.

Base de 1ª. classe - Classe B: é aquela em que os tubos, tendo uma razão de saliência não maior que 0,7, são assentados cuidadosamente sobre material de granulometria fina, formando uma fundação de terra que é cuidadosamente conformada à parte inferior do tubo em pelo menos 10% de sua altura total, com o aterro ao redor dos tubos executado em camadas **perfeitamente compactadas, de espessura não maior que 150mm até 30% de sua altura, acima do topo.** Todos os trabalhos devem ser feitos sob a direção geral de engenheiro, que deve estar presente durante a operação (Fig. 3.14b).

Base comum - Classe C: é aquela em que os tubos são colocados com cuidados "normais", em fundação de solo conformada ao fundo do tubo, abrangendo pelo menos 10% de sua altura, e sendo a superfície restante do tubo preenchida por material granular, que encha completamente os espaços sob e adjacente ao tubo. Todos os trabalhos devem ser feitos sob direção geral de engenheiro (Fig. 3.14c).

Base condenável - Classe D: é aquela em que os tubos são assentados com pouco ou nenhum cuidado para conformar a base à parte inferior do tubo ou no enchimento dos espaços sob e adjacente ao tubo (Fig. 3.14d).

No caso do material da base ser indeformável, como rocha ou pedregulho compacto, devem ser tomados cuidados especiais, como os já comentados para os condutos em vala, para prevenir distribuição desfavorável das pressões de reação do solo.

O fator de equivalência para os condutos salientes pode ser calculado a partir da expressão

$$\alpha_{eq} = \frac{1,431}{\eta - x\chi} \quad (3.12)$$

onde

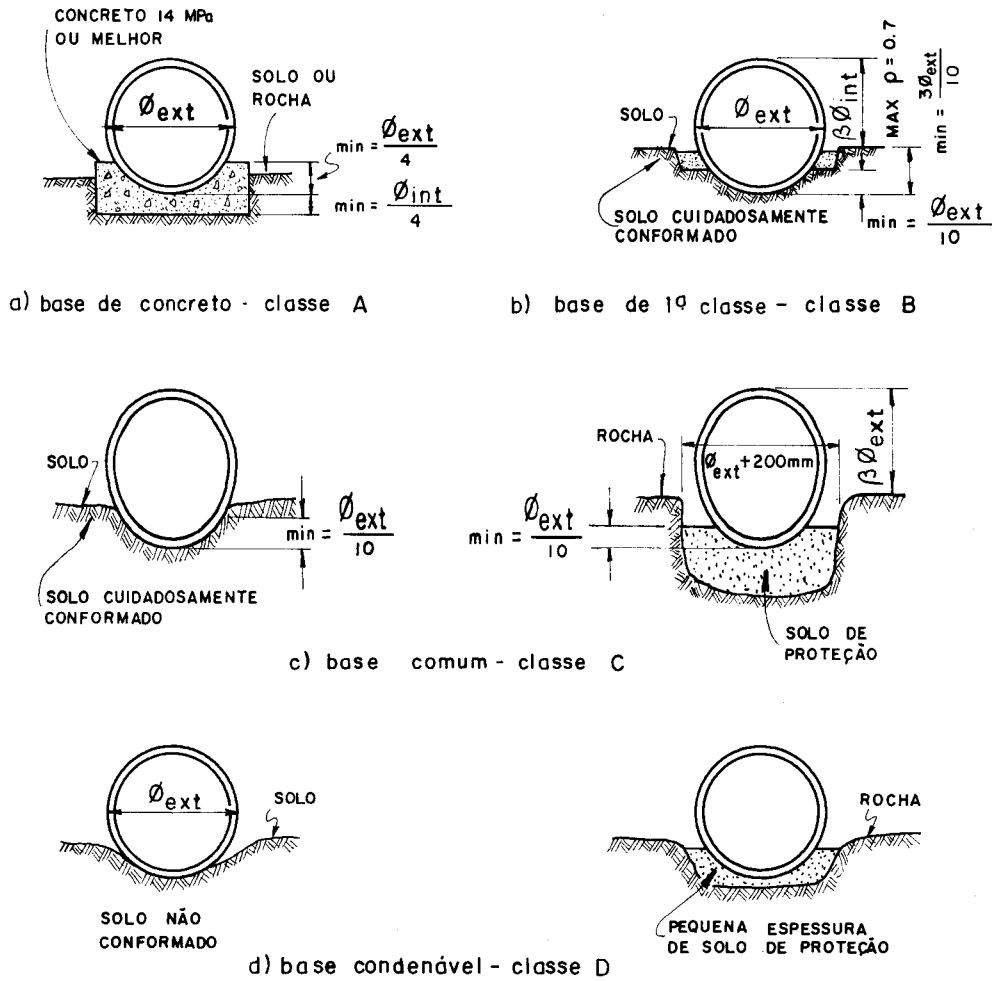


Fig. 3.14 - Tipos de bases para tubos salientes¹⁴¹

η - parâmetro que depende de distribuição da carga e da reação da base.

x - parâmetro que é função da área do lado do tubo em que a pressão lateral atua.

χ - relação entre a resultante das pressões laterais e a resultante das cargas verticais.

No caso de tubos em base de concreto, em que a máxima tensão normal ocorrerá no coroamento, substitui-se na expressão 3.12, η e x por η' e x' . Encontram-se em SPLANGLER(1962), tabelados os valores de η , η' , x e x' , e uma expressão que permite calcular o valor de χ .

Para os condutos salientes negativos, podem ser utilizados os fatores de equivalência dos condutos em vala, e para os condutos em vala imperfeita pode-se utilizar a

mesma formulação utilizada para calcular o fator de equivalência dos condutos salientes positivos.

Também nos condutos salientes pode-se melhorar sensivelmente a capacidade do tubo suportar as cargas, tomando-se cuidados na execução da base para se ter uma melhor distribuição das pressões de reação, e no aterro lateral ao tubo para se aumentarem as pressões laterais. Ao se optar por um destes tipos de base, deve-se considerar que o aumento do custo devido aos cuidados na sua construção pode ser compensado pela redução do custo do tubo.

3.2.2.3 - Galerias metálicas

Segundo KRIZEK e outros(1971),o dimensionamento das galerias metálicas deve ser feito considerando-se duas limitações:(1) limitação dos deslocamentos e (2) limitação das tensões de compressão na parede.

O critério da limitação dos deslocamentos está fundamentado em observações efetuadas em inúmeras obras de grande diâmetro, onde se determinou que a máxima variação do diâmetro era de 20% do mesmo, a partir da qual haveria o colapso da galeria. Com a utilização de um coeficiente de segurança igual a 4, resultou a máxima variação diametral permissível igual a 5% do diâmetro.

Para o cálculo da variação do diâmetro na direção horizontal, Spangler deduziu a expressão seguinte, baseada na distribuição de pressões apresentada na figura 3.10, que ficou conhecida como fórmula de deslocamento de Iowa

$$\Delta\phi_h = \psi \frac{c R_v r^3}{EI + 0,061E'r^3} \quad (3.13)$$

onde

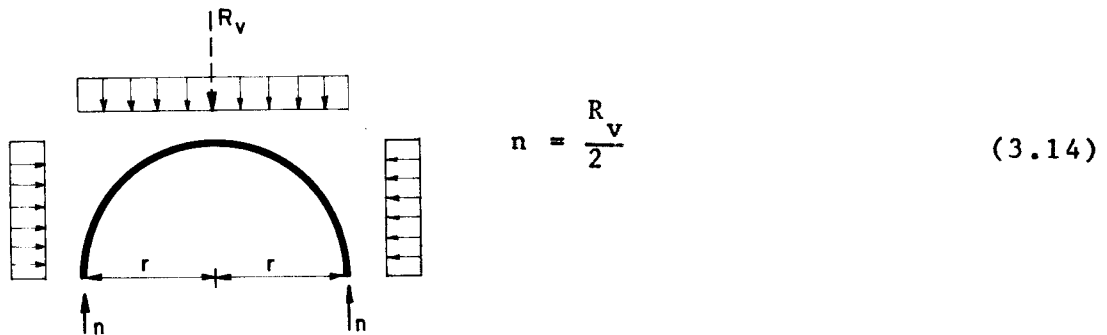
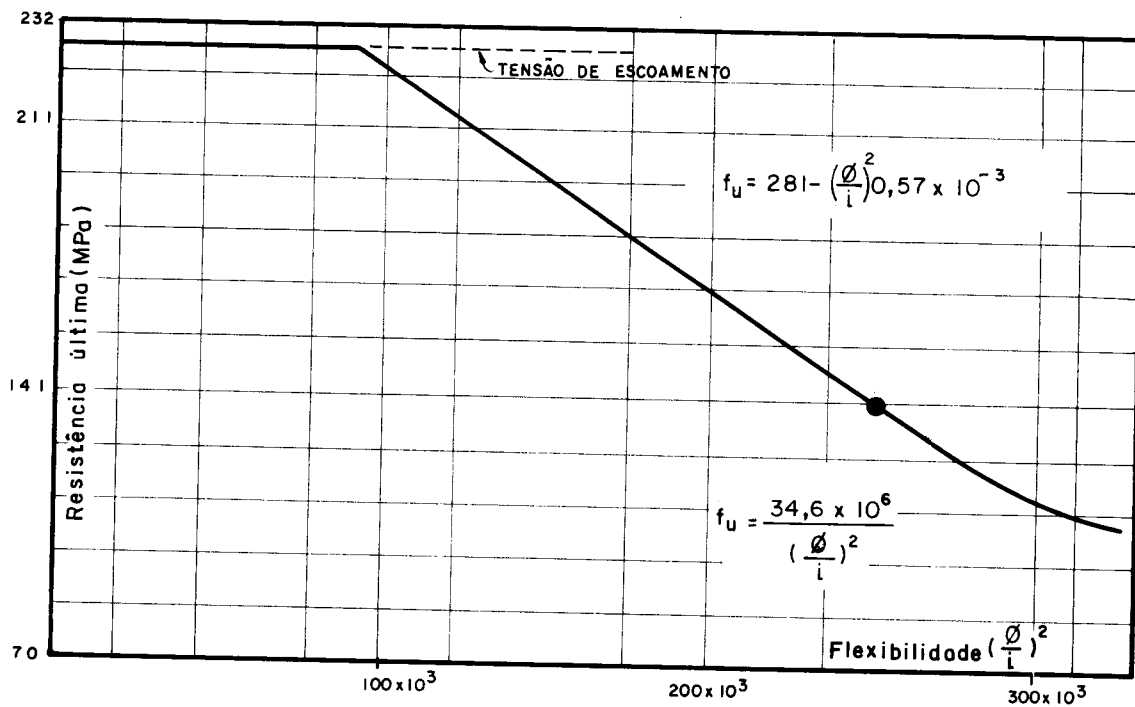
- $\Delta\phi_h$ - variação do diâmetro na direção horizontal
 ψ - fator que considera a influência do tempo
 c - constante que depende do tipo de berço
 R_v - resultante das cargas verticais
 r - raio médio do conduto
 E - módulo de deformação do material do conduto
 I - momento de inércia por unidade de comprimento
 E' - módulo de reação do solo

A grande dificuldade no emprego desta expressão é a avaliação do parâmetro E' , que depende das características do solo adjacente ao conduto. Uma análise mais prolongada sobre este parâmetro será vista no capítulo 4.

Os critérios de projeto do BPR - Bureau of Public Road - indicam os valores $\psi = 1,5$ e $E' = 4,9$ MPa para um bom aterro lateral com densidade de 85% do Proctor Normal e $\psi = 1,25$ e $E' = 9,8$ MPa para excelente aterro lateral com densidade de 95% do Proctor Normal.

O critério da limitação das tensões de compressão está baseado nos trabalhos de WHITE e LAYER (1960), que consideram o comportamento do conduto igual ao de uma membrana, e que portanto a transmissão das cargas se faz apenas por forças normais. No caso de um cilindro sob carga vertical de resultante R_v , a força normal por unidade de comprimento é como ilustra a figura 3.15.

A espessura de chapa que constituirá a parede é determinada comparando a tensão de compressão atuante com a tensão limite que é função da tensão de escoamento do material e da relação ϕ/i , onde ϕ é o diâmetro ou vão do conduto e i o raio de giração da parede por unidade de comprimento, conforme ilustra a figura 3.16. O coeficiente de segurança recomendado nestes casos é 2.

Fig. 3.15 - Comportamento de conduto flexível¹⁶⁸Fig. 3.16 - Resistência à compressão da parede com aterro compactado a 85% da densidade padrão da AASHO¹²

Recomenda-se ainda que o conduto tenha uma rigidez suficiente para manuseio e instalação, quantificada a partir do coeficiente:

$$c_f = \frac{\phi^2}{EI} \quad (3.15)$$

onde

ϕ - diâmetro ou vão em metros

E - módulo de deformação em MPa

I - momento de inércia da parede em m^4/m

Os valores limites indicados para esse coeficiente são:

$c_f = 245$ - conduto sem emenda na seção transversal, para diâmetro até 3,05m;

$c_f = 114$ - conduto montado com parafusos, para diâmetro acima de 3,05m.

3.3 - PROCEDIMENTOS NÃO CORRENTES

3.3.1 - Solução mediante elasticidade bidimensional

A análise da interação entre uma casca circular cilíndrica elástica e um meio isotrópico elástico-linear, sujeitos a um carregamento na superfície foi desenvolvida por BURNS e RICHARDS(1964), que deduziram as expressões para o cálculo dos deslocamentos, das pressões de contacto, dos momentos fletores e das forças cortantes, nos casos limites de haver total ou nenhum deslizamento na interface do revestimento com o solo. Essas expressões estão formuladas em função das características geométricas e mecânicas do conduto e das características elásticas do solo ν_s , coeficiente de Poisson e E^* , módulo de deformação confinado, que pode ser calculado pela seguinte expressão

$$E^* = \frac{E_s (1-\nu_s)}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \quad (3.16)$$

Desprezando a rigidez EA do conduto, o deslocamento e o momento fletor no coroamento podem ser colocados em função do parâmetro adimensional E^*r^3/EI , como mostram os desenhos das figuras 3.17 e 3.18. A análise dos diagramas apresentados nessas figuras, permite concluir que existem três intervalos para valores de E^*r^3/EI que caracterizam o comportamento dos condutos, e que segundo Allgood, citado em LUONG (1982), valem

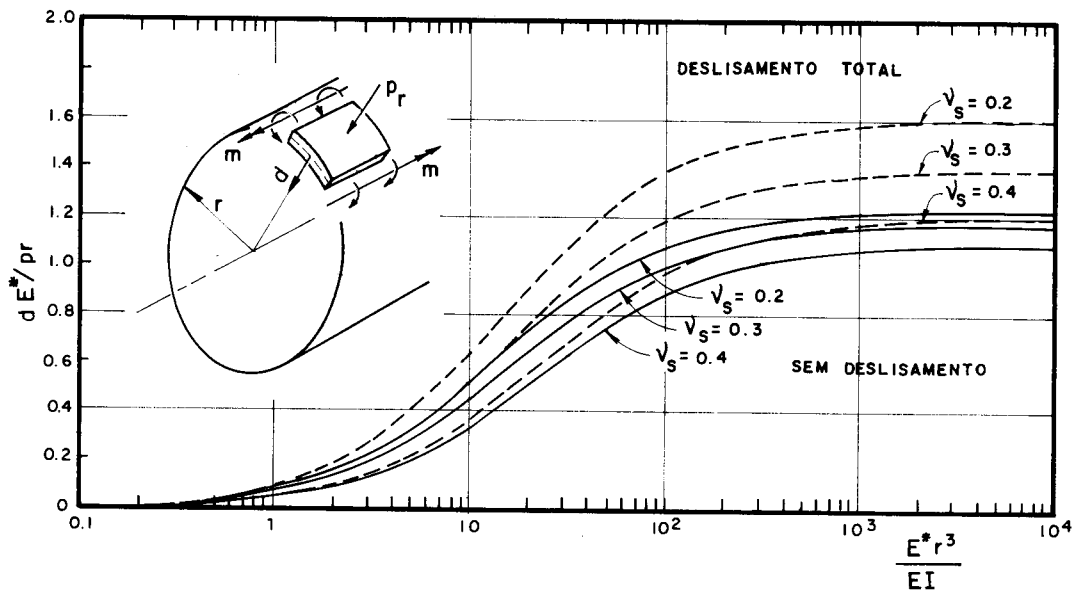


Fig. 3.17 - Deslocamento nos flancos e no coroamento⁸¹

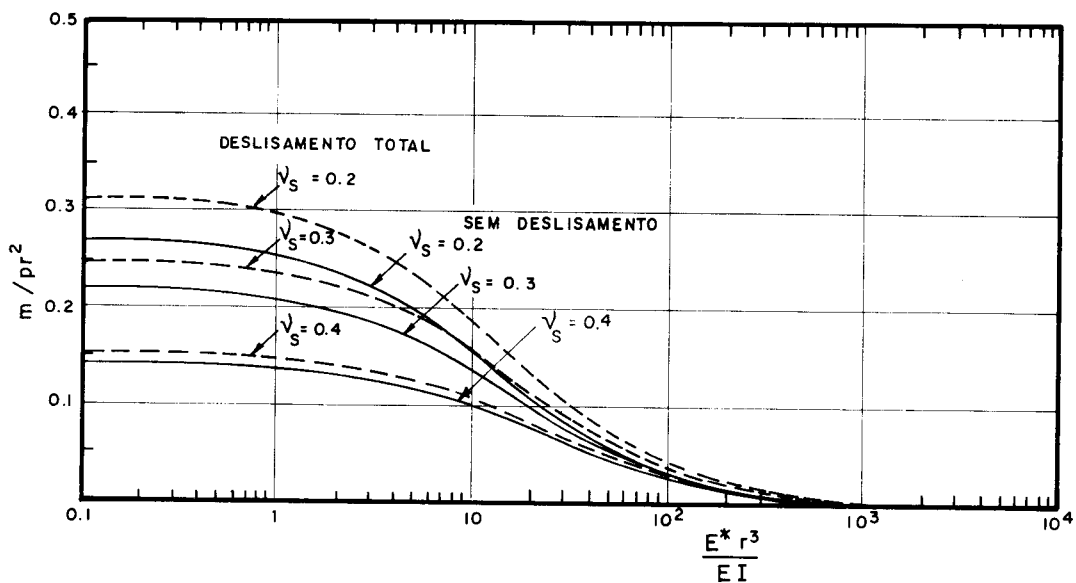


Fig. 3.18 - Flexão nos flancos e no coroamento⁸¹

$E^* r^3 / EI < 1,25$ condutos rígidos

$1,25 < E^* r^3 / EI < 1250$ condutos semi-rígidos

$E^* r^3 / EI > 1250$ condutos flexíveis

Em que pese o rigor matemático na utilização da solução de Burns e Richards, a sua aplicação deve ser feita com precauções, porque o solo não apresenta comportamento elástico-linear, não é isotrópico e, principalmente, não está sendo considerada a influência das condições de instalação, que, conforme foi visto, é de fundamental importância.

3.3.2 - Soluções baseadas na hipótese de Winkler

A hipótese de Winkler, originalmente formulada para o cálculo de viga sobre apoio elástico, se constitui na consideração da reação do solo proporcional ao deslocamento, e que é expressa por

$$p = c_s \cdot d \quad (3.17)$$

onde

p - pressão perpendicular à superfície do conduto.

d - deslocamento perpendicular à superfície do conduto.

c_s - coeficiente de reação do solo

Baseadas nesta hipótese, existem soluções para anel circular de material elástico-linear, apoiado no solo, as quais foram originalmente deduzidas para análise estrutural do revestimento de túneis, tais como a solução de Bodrov-Gorelik e a solução de Zurabov e Bougayeva, que estão apresentadas em SZECHY (1967). Assumindo a mesma consideração para o apoio do solo, WINDELS (1966) apresenta solução para determinação das solicitações em revestimento de túneis, a qual considera o apoio elástico do solo em parte da estrutura, e inclui a consideração do efeito de segunda ordem.

Também considerando a mesma hipótese, e também originalmente para ser empregado em túneis, existe o chamado método das barras. Neste procedimento considera-se uma série de elementos simuladores do apoio do solo, que consistem em barras rotuladas, conforme ilustra a figura 3.19.

O método das barras é normalmente empregado assimilando o anel a um pórtico plano e utilizando computador para execução dos cálculos. Nesta versão o método apresenta vantagens com relação aos anteriormente citados, pois não é necessário impor uma distribuição para as pressões de reação do solo, e nem a forma da seção transversal do conduto.

Normalmente se admite comportamento elástico-linear para as barras rotuladas simuladoras do apoio do solo; no entanto pode-se considerá-las elásticas não lineares ou elasto-plásticas, conforme sugerido por MAFFEI (1980), apresentado na figura 3.20, assim como se pode considerar a não-linearidade física e geométrica do pórtico simulador do anel. Também é possível considerar o atrito na interface solo-revestimento mediante emprego de barras tangenciais ao anel, que seriam acrescentadas ao esquema estático ilustrado na figura 3.20.

Encontra-se no capítulo 4 a descrição detalhada de programa em computador para cálculo automático das solicitações utilizando este método.

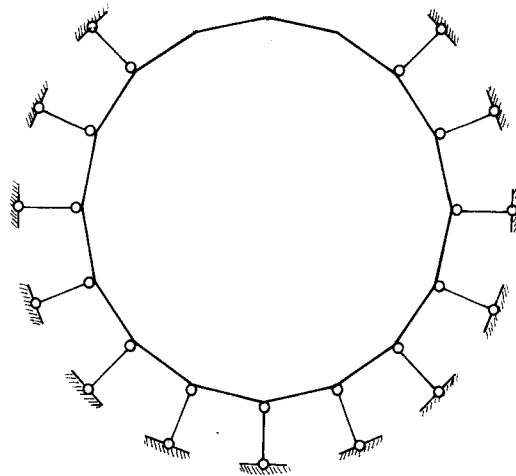


Fig. 3.19 - Esquema estático-método das barras

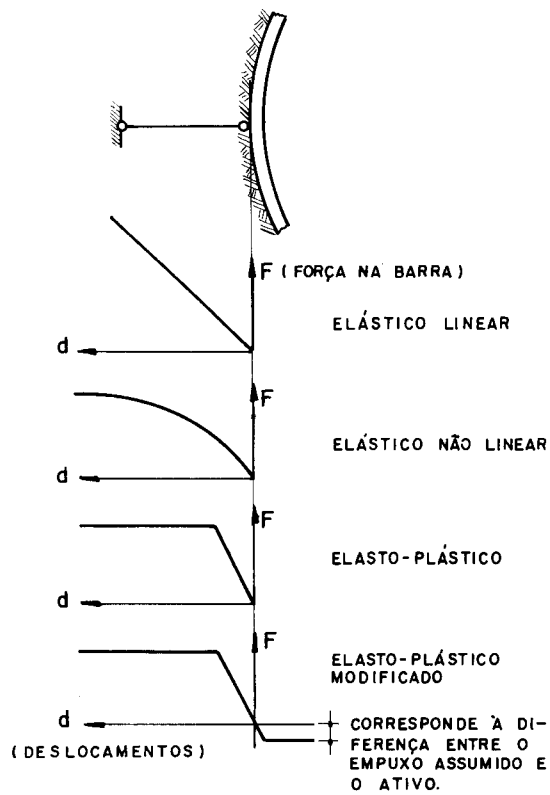


Fig. 3.20 - Comportamento do elemento simulador do solo⁹²

3.3.3 - Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos é uma ferramenta bastante poderosa e versátil para a análise de meio contínuo, com emprego de computador. Consiste na subdivisão do contínuo por linhas ou superfícies formando elementos finitos que são interligados por pontos nodais situados no seu contorno. Considerando as características dos elementos através de parâmetros nodais, é possível a discretização do contínuo em função destes parâmetros.

O emprego do método dos elementos finitos na análise estrutural tem sido cada vez mais difundido, por permitir a consideração de qualquer geometria e carregamento, e das características de não-linearidade, não-elasticidade e de viscosidade dos materiais constituintes da estrutura.

O método dos elementos finitos tem sido normalmente aplicado na análise estrutural de condutos enterrados considerando estado plano de deformação. Quaisquer programas para estado plano de deformação ou de tensão podem ser utilizados na análise estrutural das galerias, no entanto programas específicos, como apresentado em KATONA (1977), com geração automática da malha dos elementos finitos para tipos padronizados de instalação, reduzem sensivelmente uma das desvantagens do método, que é a preparação e verificação dos dados.

Um exemplo significativo de aferição do método dos elementos finitos aplicado na análise do comportamento do sistema solo-revestimento é apresentado por KRIZEK e COROTIS (1977), para tubo circular de concreto armado com 1,50m de diâmetro. Estão apresentadas na figura 3.21 as pressões avaliadas mediante o método dos elementos finitos e as medidas em campo para instalação em vala e em saliência. A figura 3.22 apresenta a variação do diâmetro nas direções vertical e horizontal, em função da altura de cobertura do tubo. A boa concordância entre os resultados experimentais e teóricos se deve, em grande parte, à utilização de valores para os parâmetros que caracteri-

zam o solo medidos em ensaios de laboratório, e também pela consideração do concreto armado como associação de dois materiais, aço e concreto, e a incorporação do mecanismo de fissuração que ocorre neste material de construção

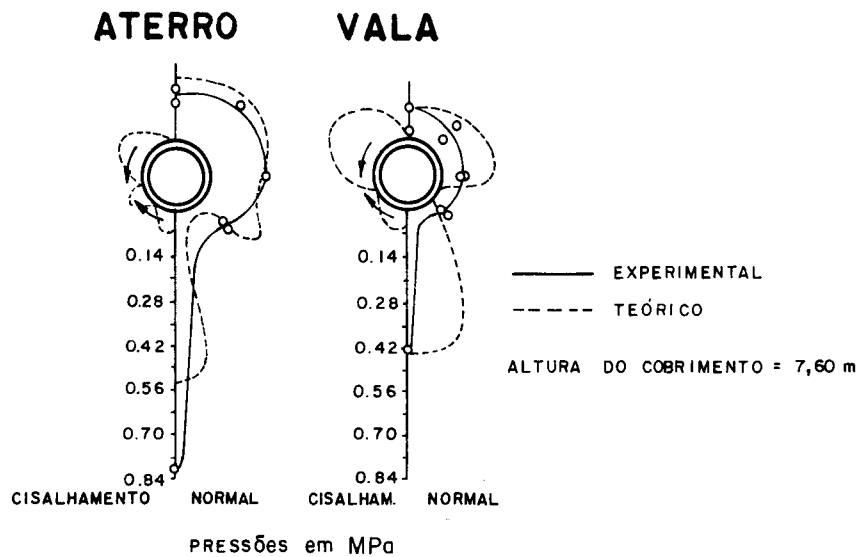


Fig. 3.21 - Pressões de contacto experimentais e teóricas⁷⁹

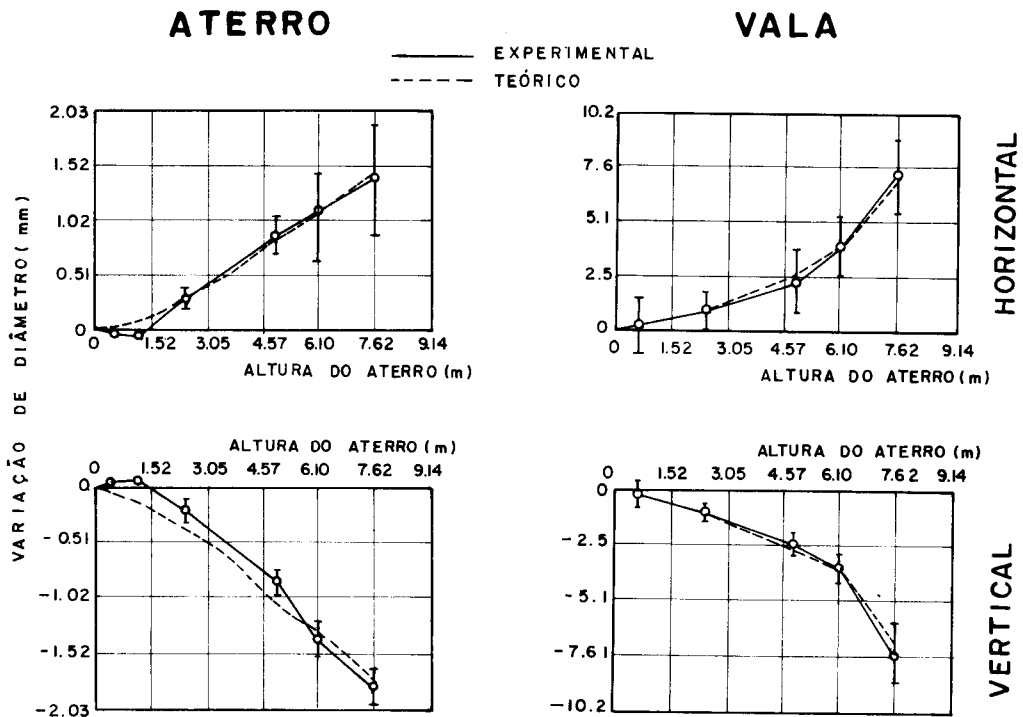


Fig. 3.22 - Variação de diâmetro experimental e teórica⁷⁹

3.4 - COMPORTAMENTO LONGITUDINAL

A análise do comportamento longitudinal dos condutos enterrados tem merecido bem menos atenção que a análise do comportamento transversal. No caso de tubos pré-moldados de concreto, em que não existe continuidade estrutural da tubulação, a consideração do comportamento longitudinal se resume a indicações de projeto. No caso de tubulação em aterro viário, é necessário executar uma "contra-flecha", conforme ilustra a figura 3.23, para compensar o recalque maior no centro. Mesma situação ocorre em galerias moldadas no local com juntas transversais pouco espaçadas.

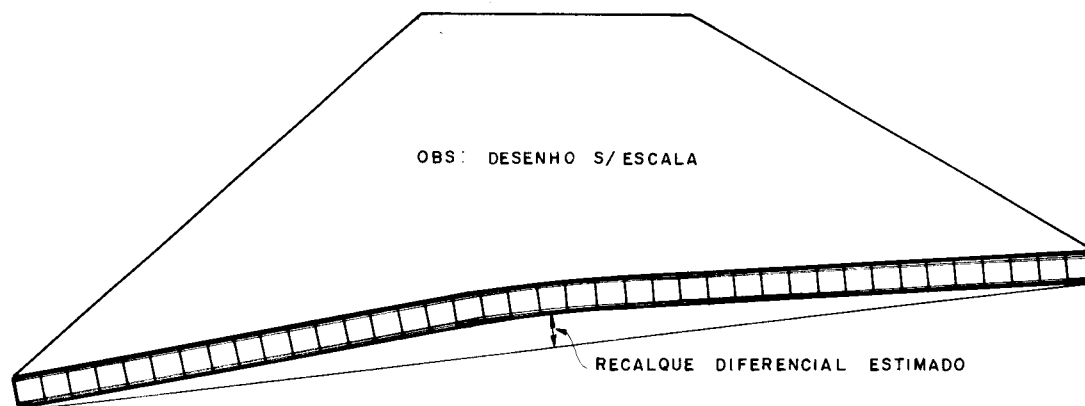


Fig. 3.23 - Indicação para colocação de tubos em aterros viários⁸⁸.

Uma forma simplificada de avaliação das solicitações que ocorrem na direção longitudinal da galeria é sugerida por Tschebotarioff, apresentada em KRIZEK e outros (1971) e consiste em assumir uma forma em curva circular para a galeria, com o raio determinado aproximadamente pela expressão

$$r \approx \frac{l^2}{8r_d} \quad (3.18)$$

onde

l - comprimento da galeria

r_d - recalque diferencial no centro da galeria

Considerando válida a hipótese de Navier, tem-se que o momento solicitante na galeria será calculado pela conhecida expressão

$$M = \frac{EI}{r} \quad (3.19)$$

Uma análise do comportamento longitudinal considerando a galeria como uma viga apoiada elasticamente no solo, utilizando a formulação de Winkler, e empregando o método das diferenças finitas, é proposta por Siko, e está apresentada em SZECHY (1967).

Outra análise do comportamento longitudinal de conduto com continuidade estrutural, em que ele é considerado apoiado elasticamente no solo, utilizando também o método das diferenças finitas, mas determinando os coeficientes de deformabilidade do solo a partir das integrações das expressões de Mindlin, para carga vertical no interior de semi-espaco elástico, é proposta por POULOS (1974), e permite a análise de galerias sujeitas a carga parcialmente distribuída na superfície ou movimentação de solos expansivos. Tanto nesta proposta, como na de Siko, a determinação dos esforços recai num sistema de equações lineares cuja resolução normalmente é feita com auxílio de computador.

3.5 - CONSIDERAÇÕES SOBRE O ASSUNTO DO CAPÍTULO

Usualmente, na análise estrutural dos condutos enterrados utiliza-se a teoria de Marston para a determinação da carga vertical, apesar das críticas referentes às hipóteses sobre o comportamento do solo e de utilizar valo

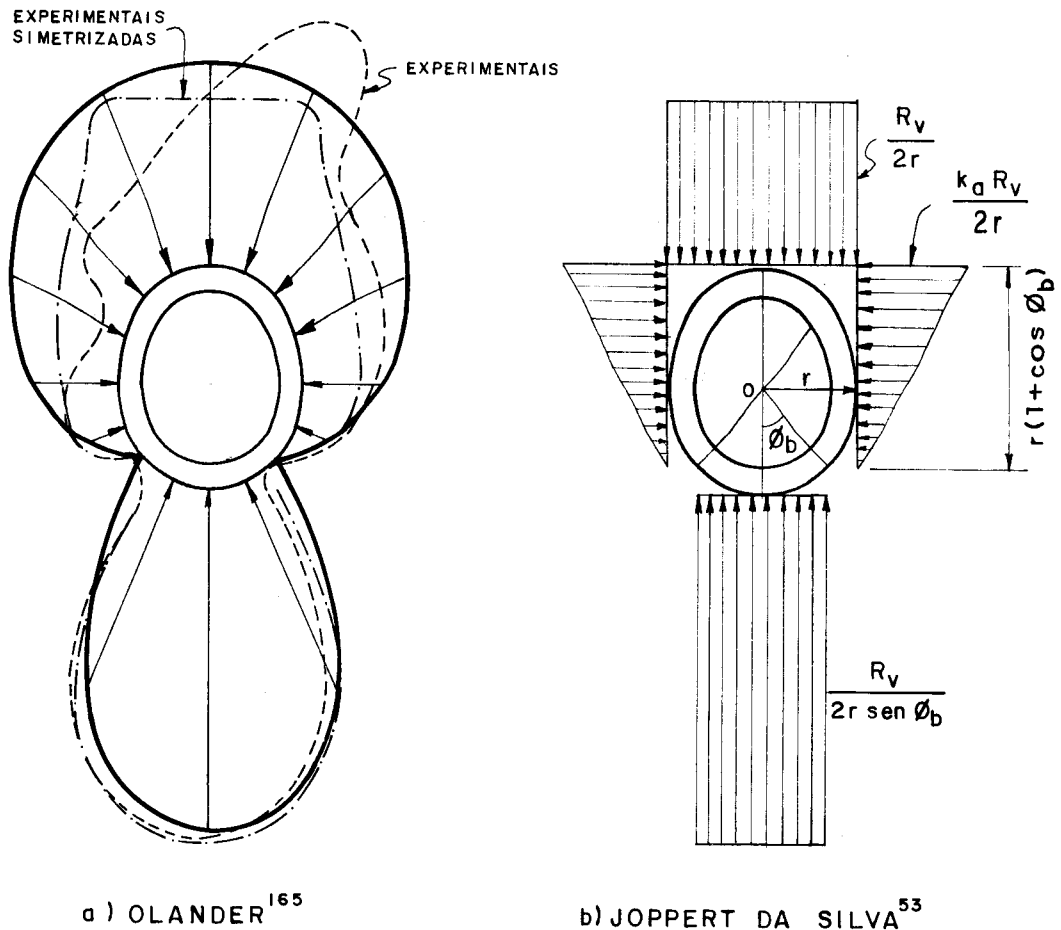


Fig. 3.24 - Distribuição de pressões equivalente para condutos salientes rígidos.

rificação, baseando o dimensionamento apenas na limitação das tensões de compressão.

O emprego de procedimentos que consideram a interação solo-revestimento, chamados aqui de procedimentos não correntes, apresenta uso restrito a situações especiais ou casos em que a obra comporte análise não convencional. No entanto, proposta para dimensionamento de tubos de concreto armado como apresentada em KUDDER (1978), que fornece equações para a determinação dos esforços solicitantes, obtidas por aplicação de regressão linear aos valores das solicitações obtidas, para nove tipos diferentes de instalação, mediante o emprego do método dos elementos finitos, parece ser de possível incorporação à prática da engenharia.

res para a razão de recalque baseados em poucas medidas em campo. Os principais fatores que motivam a aceitação da teoria de Marston são a simplicidade de seu uso, e o fato dela estar calcada em resultados de observações em campo.

Uma comparação dos valores obtidos com o emprego da teoria de Marston com valores obtidos com o emprego do método dos elementos finitos, para galeria de concreto em barragem de terra, apoiada em fundação compressível, é apresentada em BUENO (1979). Os resultados indicam uma considerável discrepância na avaliação das cargas verticais pelos dois processos. Ressalta-se entretanto que a galeria em questão apresenta seção trapezoidal o que acarreta adaptação no emprego da teoria de Marston.

Para as galerias construídas com tubos de concreto, cabem aqui duas considerações; (1) o dimensionamento dos tubos de concreto está baseado no ensaio de compressão diametral, que nada mais é do que um ensaio de resistência do tubo, e que atualmente pode ser avaliada com bastante precisão em função do conhecimento do comportamento do concreto armado; (2) no caso dos condutos em vala é justificável o dimensionamento dos tubos ser feito com base nos valores experimentais dos coeficientes de equivalência; no entanto para os condutos em saliência, em que os fatores de carga são calculados analiticamente, parece ser mais conveniente o dimensionamento dos tubos de concreto ser feito a partir dos esforços solicitantes calculados com distribuição de pressão baseada em medidas experimentais como proposto por Olander, citado em WENZEL (1975), como mostra a figura 3.24a, ou então numa distribuição de pressões como ilustra a figura 3.24b, concebida originalmente pelo Prof. Maurício Joppert da Silva, apresentada em ESCOREL (1949).

Para as galerias metálicas deve ser observado que, por bastante tempo, o critério da limitação dos deslocamentos era o único empregado, e que atualmente o próprio AISI-American Iron and Steel Institute - nem cita esta ve-

CAPÍTULO 4

CÁLCULO AUTOMÁTICO MEDIANTE O MÉTODO DAS BARRAS

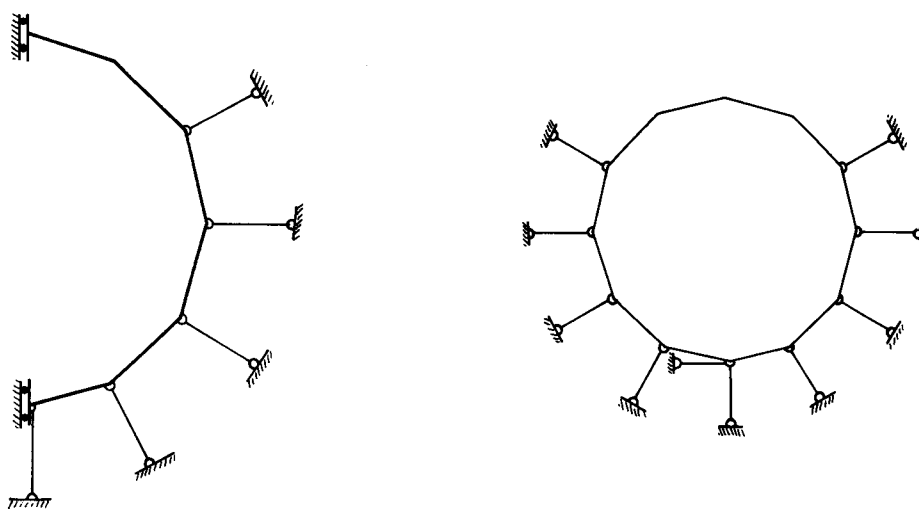
4.1 - INTRODUÇÃO

Nos primeiros estudos para a elaboração do projeto de um protótipo do sistema construtivo proposto adotou-se o método das barras para a análise estrutural, mediante o emprego do programa STRESS em computador IBM-1130. Como este programa é dirigido à análise de estruturas de barras em geral, o seu emprego na análise estrutural da galeria é desestimulante, principalmente porque é necessário calcular previamente os dados.

Em face disto, procurou-se desenvolver programa para computador específico para a estrutura em questão, baseado no método das barras, mas que englobasse o cálculo das características geométricas e das cargas nos nós.

Na elaboração do programa, resolveu-se incorporar alguns procedimentos não convencionais na análise estrutural, como a consideração da variação da rigidez devido à fissuração do material, e a consideração da variação da geometria da estrutura. Assim, obteve-se uma ferramenta que fornece resultados bem melhores que os obtidos com os procedimentos usuais para este tipo de estrutura, e que auxiliará na avaliação do sistema construtivo proposto, que é o objetivo principal do trabalho.

A partir do modelo matemático adotado foram elaborados dois programas para o cálculo automático dos esforços solicitantes: (1) considerando a simetria da estrutura e do carregamento, com esquema estrutural mostrado na figura 4.1a e (2) sem considerar a simetria, como mostra a figura 4.1b. A colocação de um elemento simulador de reação do solo, tangencial à estrutura, tem o objetivo de vincular de forma eficaz a estrutura, quando esta for de forma circular. Para outras formas de seção transversal em que a linha de ação dos elementos simuladores não se cruzam no mesmo ponto, este elemento tangencial pode ser dispensado.



a) Considerando a simetria

b) Não considerando a simetria

Fig. 4.1 - Esquemas estruturais adotados

Além destes dois, foi elaborado outro programa, a partir do mesmo modelo matemático, destinado à análise estrutural de pórtico plano, de forma qualquer, possibilitando seu emprego nos tipos estruturais indicados na figura 4.2. A finalidade deste programa é auxiliar na interpretação dos resultados obtidos nos ensaios dos modelos físicos, e também servir para aferir o modelo matemático, no que refere à influência da variação de rigidez devido à fissuração do material, mediante comparação com resultados obtidos em modelos físicos.

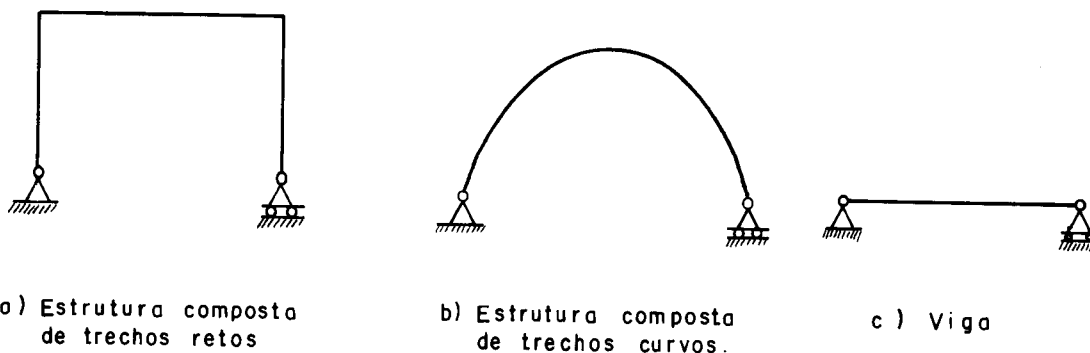


Fig. 4.2 - Tipos estruturais para os quais pode ser empregado o programa para a análise estrutural de pórtico plano.

4.2 - FUNDAMENTOS

4.2.1 - Processo de cálculo

O processo empregado na análise estrutural é o processo dos deslocamentos, que consiste na determinação dos deslocamentos de uma estrutura a partir de sistema de equações lineares, expresso na forma matricial pela equação 4.1, e a partir destes, calculam-se os esforços solicitantes.

$$\underline{R} \underline{D} = \underline{A} \quad (4.1)$$

onde

\underline{R} - matriz de rigidez da estrutura ($3n \times 3n$)

\underline{D} - vetor dos deslocamentos ($3n$)

\underline{A} - vetor de ações aplicadas nos nós ($3n$)

n - número de nós da estrutura

Os fundamentos do processo assim como as técnicas para sua aplicação em computadores, para a análise de estru

turas em barras, são facilmente encontrados nos livros sobre o assunto. Na elaboração dos programas seguiu-se a formulação apresentada por GERE e WEAVER (1965). A nomenclatura e a convenção de sinais utilizadas nos programas estão indicadas na figura 4.3

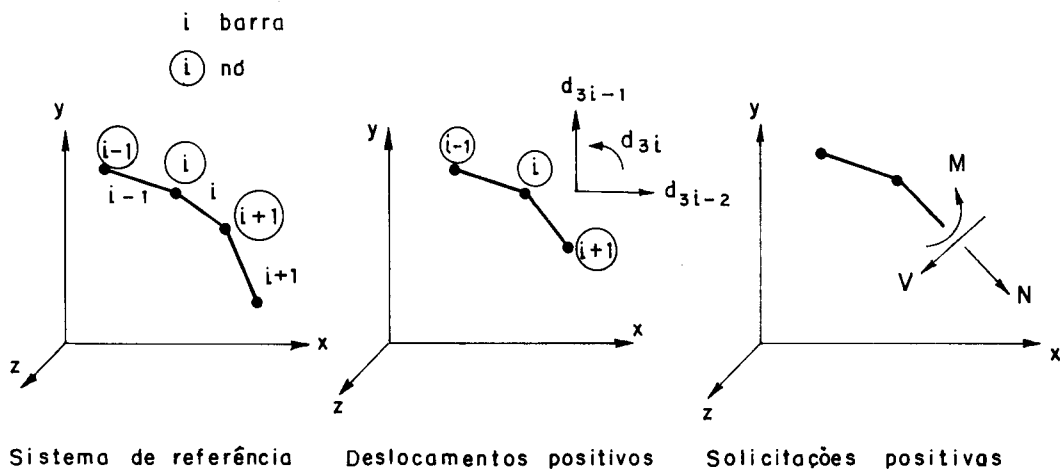


Fig. 4.3 - Nomenclatura e convenção de sinais

4.2.2 - Consideração do apoio elástico

O apoio elástico do solo é considerado mediante elementos simuladores que correspondem a barras rotuladas nas extremidades, conforme foi visto na figura 4.1. A direção deste elemento simulador, no nó i , é perpendicular à reta que liga os nós $i-1$ e $i+1$, mostrado na figura 4.4, e a sua rigidez é determinada pela expressão 4.2.

$$r_{m,i} = c_{m,i} \frac{l_i}{2} \quad (4.2)$$

sendo para conduto de seção circular

$$c_{m,i} = \frac{E'_i}{r} \quad (4.3)$$

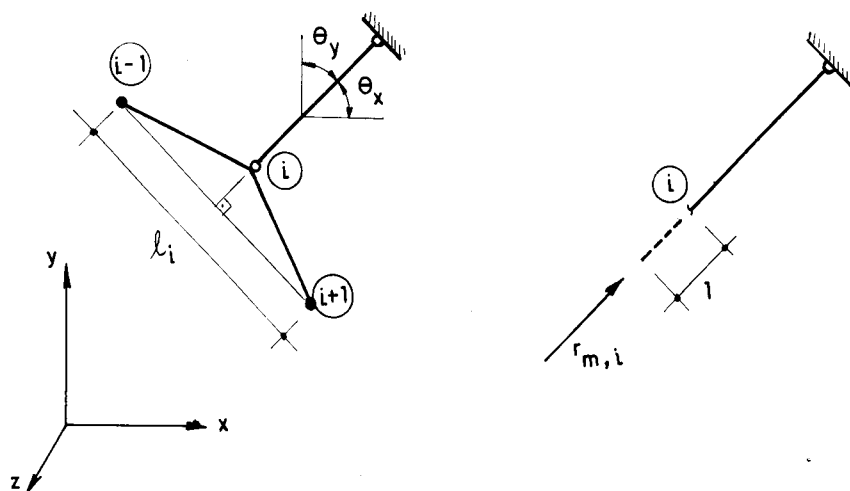


Fig. 4.4 - Características do elemento simulador do apoio elástico.

onde

$r_{m,i}$ - rigidez do elemento simulador no nó i

E'_i - módulo de reação do solo no nó i

r - raio da seção transversal

$l_i/2$ - trecho de influência do nó i

As rigidezes dos elementos simuladores do solo são somados à rigidez da estrutura através da matriz \mathbf{R}_m , como se estivessem incorporando barras de treliça ao pórtico plano.

$$\tilde{R}_{mi} = r_{m,i} \begin{bmatrix} \cos^2 \theta_x & \cos \theta_x \cos \theta_y & 0 \\ \cos \theta_y \cos \theta_x & \cos^2 \theta_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

Está incorporada nos programas a retirada dos elementos simuladores na região do coroamento da galeira, abrangendo um ângulo central da ordem 100° , conforme sugerido em WINDELS (1966). Também estão incorporadas instruções que eliminam automaticamente o efeito do elemento simulador, se este for tracionado.

4.2.3 - Consideração da variação da rigidez devido à fissuração

Como no modelo matemático adotado as ações dos elementos simuladores dependem diretamente dos deslocamentos da estrutura, é necessário que estes sejam calculados da forma mais precisa possível. No caso de estruturas metálicas, o cálculo do deslocamento é suficientemente preciso quando se emprega a hipótese de Navier, de que a curvatura é proporcional ao momento solicitante, salvo quando o material ultrapassa o limite de proporcionalidade entre a tensão e a deformação.

No caso de estruturas de concreto armado ou similar, como a argamassa armada, a hipótese de que a curvatura e o momento fletor são diretamente proporcionais, com coeficiente de proporcionalidade único, foge bastante da realidade, como mostra o diagrama da figura 4.5, indicado em LEONHARDT⁸⁴ (1979).

Como a curvatura é calculada pela seguinte expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI} \quad (4.5)$$

conclui-se, da análise do diagrama indicado, que a rigidez EI muda consideravelmente com o nível de solicitação e que destes dois parâmetros, módulo de deformação e mo -

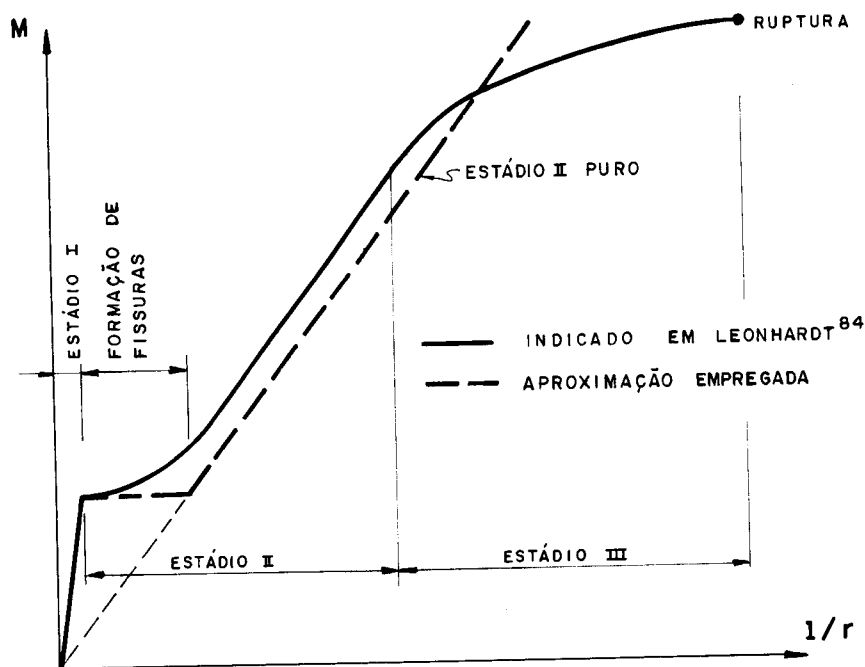


Fig. 4.5 - Diagrama momento-curvatura de vigas de concreto armado.

mento de inércia, a variação do último, quando se passa do estágio I para o estágio II é bastante importante. Por isto, foi incorporada aos programas, a variação da rigidez como indicado na figura 4.5. A contribuição do concreto ou argamassa entre fissuras, assim como a consideração da plastificação dos materiais, será objeto de trabalho futuro.

Com este procedimento, a simulação do comportamento da estrutura no Estado Limite Último estará prejudicada. No entanto, o dimensionamento da estrutura no Estado Limite Último, com solicitações determinadas com este procedimento, é mais próximo da situação real do que com as solicitações determinadas considerando material elástico linear, o que é normalmente feito.

No procedimento adotado, um parâmetro importante a ser determinado é o momento de fissuração a partir do qual ocorre a mudança de inclinação do diagrama momento-curvatura.

A sua determinação, no caso de flexão composta, pode ser feita a partir da expressão 4.6, sugerida em CASTANHO (1972).

$$M_r = f_t W_p + M_e \quad (4.6)$$

onde

$$M_e = -N \frac{W}{A} \quad (4.7)$$

sendo

f_t - resistência à tração do material

W - módulo elástico de resistência

W_p - módulo plástico de resistência

M_e - momento nuclear da força normal

Uma forma alternativa de se verificar se o momento de fissuração foi atingido, e que foi utilizada na elaboração dos programas, conduzindo ao mesmo resultado dessa apresentada, é calcular a tensão normal na fibra mais tracionada pela expressão

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \quad (4.8)$$

e compará-la com uma tensão de referência, determinada a partir da seguinte expressão

$$\sigma_{ref} = f_t \frac{W_p}{W} \quad (4.9)$$

No caso da tensão calculada mediante a fórmula 4.8, ao ultrapassar a tensão de referência o material teria atingido a situação correspondente ao estágio II.

Para seção retangular, sem considerar a retração do concreto e sem considerar a armadura, o valor de W_p/W va

le 2, conforme calculado em AMARAL (1969). Para seção T ou duplo T, o valor de W_p pode ser determinado a partir de expressões fornecidas em CASTANHO (1972), e com isto determinar a relação W_p/W .

4.2.4 - Consideração do efeito de 2.^a ordem

A consideração do efeito de 2.^a ordem, ou seja, da variação da geometria da estrutura quando carregada, pode ser importante em estruturas comprimidas como a em questão, dependendo da flexibilidade da estrutura. Ela é significativa nas galerias flexíveis, nas quais a resistência depende essencialmente da deformação da estrutura. Nestas galerias, se por um lado a variação de geometria provoca o apassivamento das pressões horizontais do solo que garantirão a resistência da galeria, por outro lado produzirão um acréscimo de solicitações, que poderá ocasionar a ruína da estrutura. Nas galerias rígidas este efeito é pouco significativo.

A consideração da variação da geometria da estrutura está incorporada aos programas elaborados mediante cálculo iterativo. Sejam x_i e y_i as coordenadas do nó i correspondentes à geometria da estrutura não deformada. O cálculo na etapa k será feito com as coordenadas do nó iguais a:

$$x_{i,k} = x_i + d_{x,k-1} \quad (4.10)$$

$$y_{i,k} = y_i + d_{y,k-1} \quad (4.11)$$

onde, $d_{x,k-1}$ e $d_{y,k-1}$ são as componentes do deslocamento, do nó i na direção x e y , obtidas na etapa anterior. Se ocorrer que a diferença entre os deslocamentos das duas etapas, k e $k-1$, conforme mostrado nas expressões 4.12 e

4.13, para todos os nós, for considerada pequena, estará finalizado o cálculo iterativo.

$$|d_{x,k} - d_{x,k-1}| \leq \Delta d \quad (4.12)$$

$$|d_{y,k} - d_{y,k-1}| \leq \Delta d \quad (4.13)$$

onde $d_{x,k}$ e $d_{y,k}$ são as componentes do deslocamento na direção x e y , do nó i .

Se ocorrer que a diferença entre os deslocamentos de duas etapas sucessivas for crescente, os esforços solicitantes aumentarão progressivamente até a situação em que será atingida a resistência última do material.

4.3 - DESCRIÇÃO DOS PROGRAMAS

A estrutura dos programas elaborados está apresentada no fluxograma mostrado na figura 4.7. Salienta-se apenas que o programa para a análise de pórtico plano não apresenta a etapa 7, pois não foram incorporadas nele as instruções para a simulação do apoio elástico do solo.

Em face das particularidades da estrutura a ser analisada, procurou-se, na medida do possível, incorporar aos programas o cálculo de características que normalmente devem ser fornecidas em programas gerais como o STRESS. Assim, quando se tratar de galeria de seção transversal circular, basta fornecer o raio médio e o número de nós para que sejam geradas pelos programas, automaticamente, as coordenadas dos nós. Com este procedimento a utilização dos programas é bastante facilitada sem, contudo, perder em abrangência, pois, para seção transversal circular em que se deseje uma distribuição de nós diferente da uniformemente espaçada, ou quando a seção transversal da galeria é de forma qualquer, fornece-se a geometria da estrutura através das coordenadas dos nós.

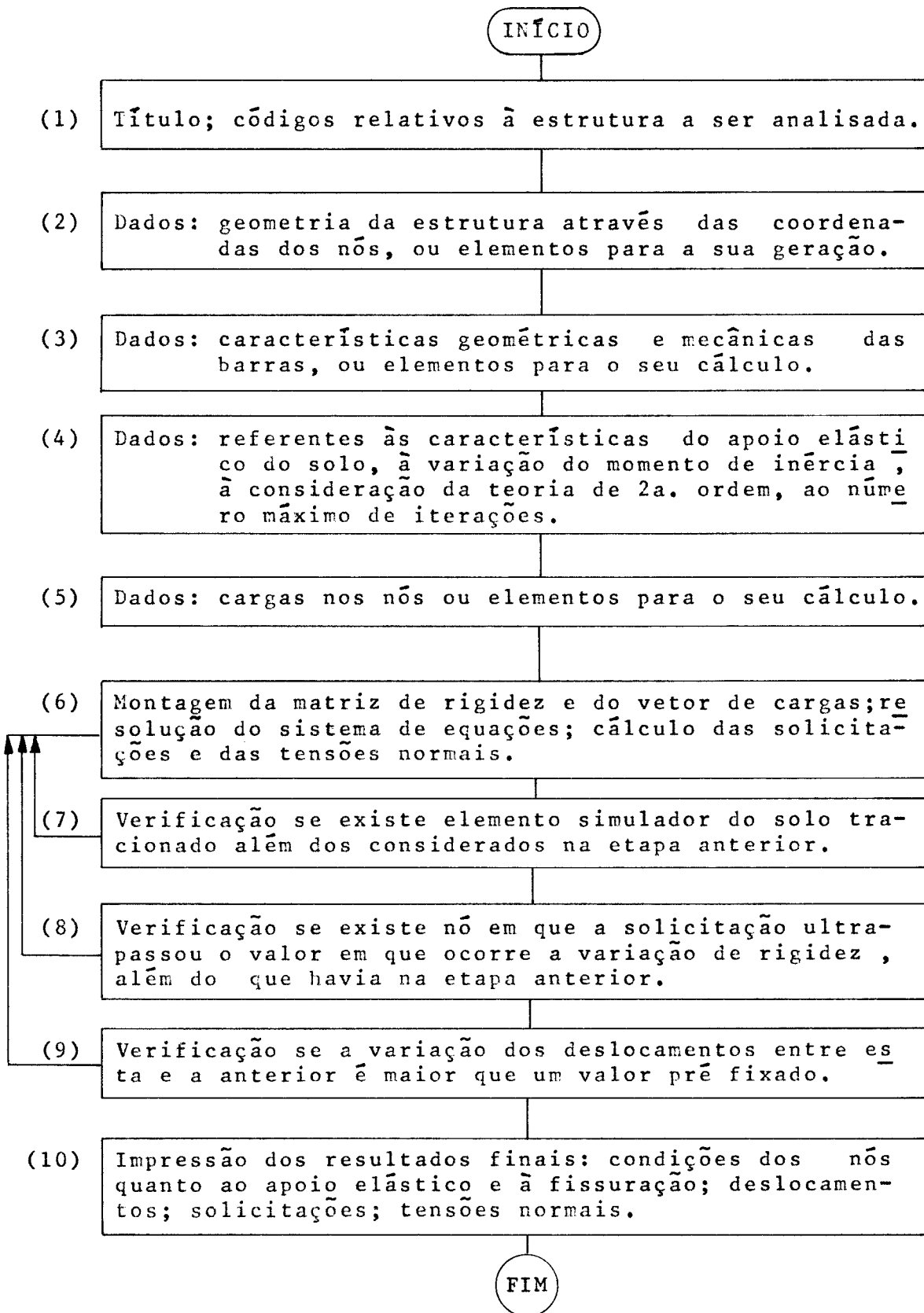


Figura 4.7-Fluxograma dos programas elaborados.

Encontram-se descritas a seguir as características de destaque dos programas elaborados:

1) Geração automática das coordenadas dos nós para galerias de seção transversal circular (Figura 5.2a) e em falsa ferradura (Figura 5.2b).

2) Geração automática das características geométricas, área e momento de inércia, das barras que compõem a estrutura, correspondentes a seção longitudinal da galeria de forma retangular (Figura 5.3a) trapezoidal (5.3c) e composta de arcos de circunferência (5.3d).

3) Geração automática das cargas nos nós para galerias de seção transversal circular e em falsa ferradura, para distribuição de pressões mostrada na figura 4.8. Considerando as pressões do solo atuantes numa direção como ações, e as diametralmente opostas como reações do solo sobre a estrutura, estas últimas poderão ser computadas considerando a carga nos nós como carregamento externo, ou somente através do elemento simulador. A ação da água foi considerada apenas na direção horizontal, pois na direção vertical sua ação, além de ter importância pequena, é benéfica no que se refere na avaliação dos momentos fletores.

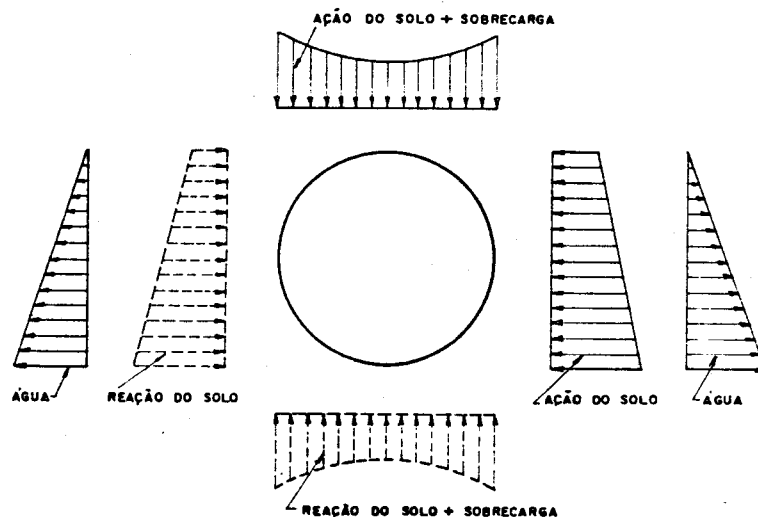


Fig. 4.8 - Distribuição de pressões adotada para geração automática das cargas nos nós.

4) Existe uma diferença na matriz de rigidez da estrutura quando se considera ou não a simetria, como mostra o esquema da figura 4.9, que é bastante significativa para o seu tratamento. No caso de estrutura simétrica, é possível armazenar a matriz de rigidez e resolver o sistema de equações de forma bastante eficiente pela eliminação de operações com elementos nulos. Já no caso de estrutura sem simetria, este tratamento é mais difícil, tendo sido considerado no trabalho apenas a simetria da matriz de rigidez.

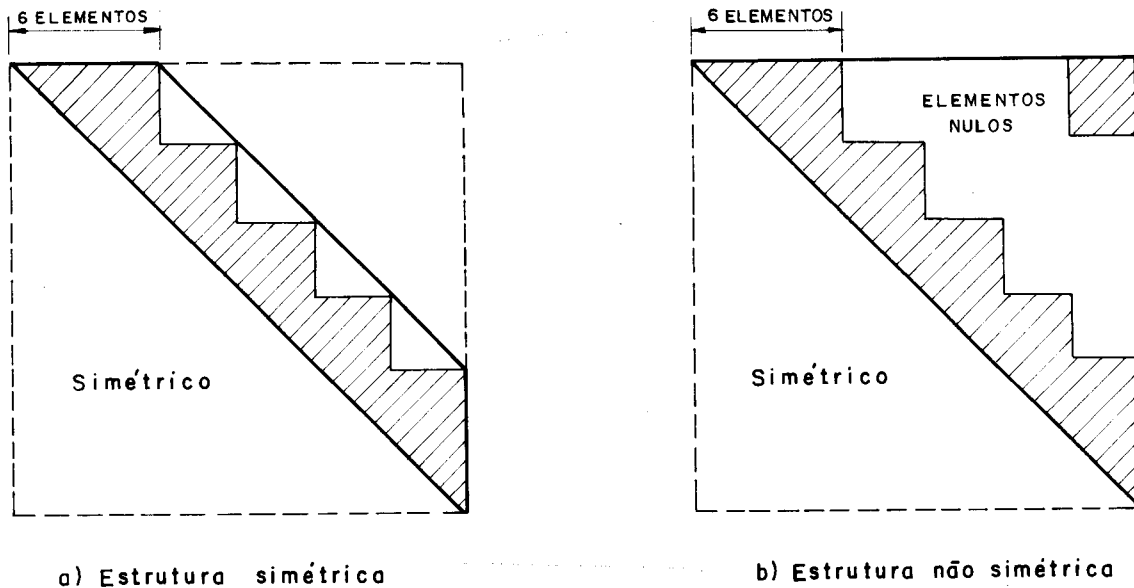


Fig. 4.9 - Matriz de rigidez da estrutura

5) Estão incorporadas ao programa instruções que possibilitam aplicar diferentes coeficientes de majoração para as cargas verticais e para as cargas horizontais, de forma a se preverem as situações correspondentes aos Estados Limites de Utilização e Último, conforme as recomendações para o dimensionamento de estruturas de concreto.

6) As tensões normais nas fibras mais solicitadas são calculadas a partir das hipóteses de Navier, e portanto estão corretas apenas com o material trabalhando em regime elástico-linear. Os valores das tensões for

necidas acima deste limite sã têm utilidade como valores de comparação.

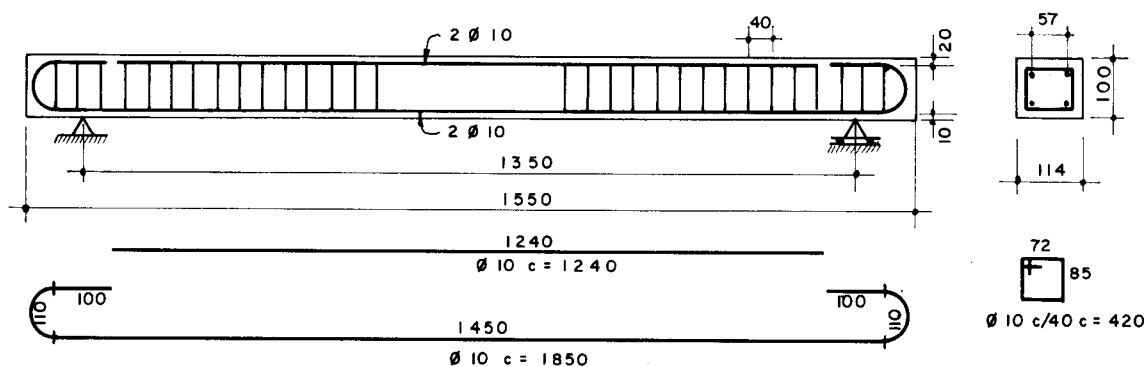
4.4 - EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

4.4.1 - Viga de concreto armado simplesmente apoiada

Está apresentada a seguir a aplicação do modelo matemático em questão para viga de concreto armado simplesmente apoiada, sujeita a cargas concentradas aplicadas nos terços. Este exemplo, que é um caso particular de estrutura aporticada, tem como objetivo verificar a aproximação do modelo matemático com modelo físico, testando principalmente o efeito da variação de rigidez devido à fissuração do material.

As vigas utilizadas para a comparação foram construídas e ensaiadas no LEEESC, como parte da pesquisa sobre punção em lajes cogumelos, que se encontram relatadas em MARTINELLI e TAKEYA(1974), e cujas características estão reproduzidas na figura 4.10.

Medidas em milímetros



Características do concreto Características geométricas

$$\bar{f}_c = 39,2 \text{ MPa}$$

$$A = 11,40 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\bar{f}_t = 3,0 \text{ MPa}$$

$$I = 9,50 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

Fig. 4.10 - Características do modelo físico⁹⁸

O módulo de deformação longitudinal do concreto foi determinado a partir dos diagramas tensão-deformação, sendo tomado em escala a partir das inclinações das curvas na origem (módulo tangente na origem), obtendo-se um valor médio de 40,0 GPa. Do cálculo do momento de inércia no estágio II, considerando a relação entre o módulo de deformação longitudinal do aço e o do concreto igual a 5,25, obtêm-se a relação entre o momento de inércia da seção fissurada e o da seção no estágio I igual a 0,394. O valor da tensão de referência, a partir da qual ocorre a fissuração, foi tomado igual a 6,0 MPa, duas vezes o valor da resistência à tração.

Apresentam-se na figura 4.11 o diagrama dos deslocamentos transversais correspondentes à média de quatro peças ensaiadas e o obtido mediante simulação matemática utilizando o programa elaborado, para a seção central da viga. Também estão representados nesta figura, os deslocamentos obtidos, considerando momento de inércia no estágio I e no estágio II, para qualquer nível de solicitação.

Analisando os resultados, pode-se concluir:

(1) o sensível erro que se comete ao se calcularem deslocamentos com o momento de inércia do estágio I, para qualquer nível de solicitação, (2) com cálculo considerando momento de inércia do estágio II, ter-se-ia melhor aproximação, embora com ponderável discrepância para baixas solicitações e (3) a boa concordância entre os resultados obtidos com modelo matemático adotado, que considera a variação do momento de inércia devido à fissuração do material, com os determinados nos modelos físicos, com ressalva quando o nível de solicitação atinge valores que provocam a plastificação do material.

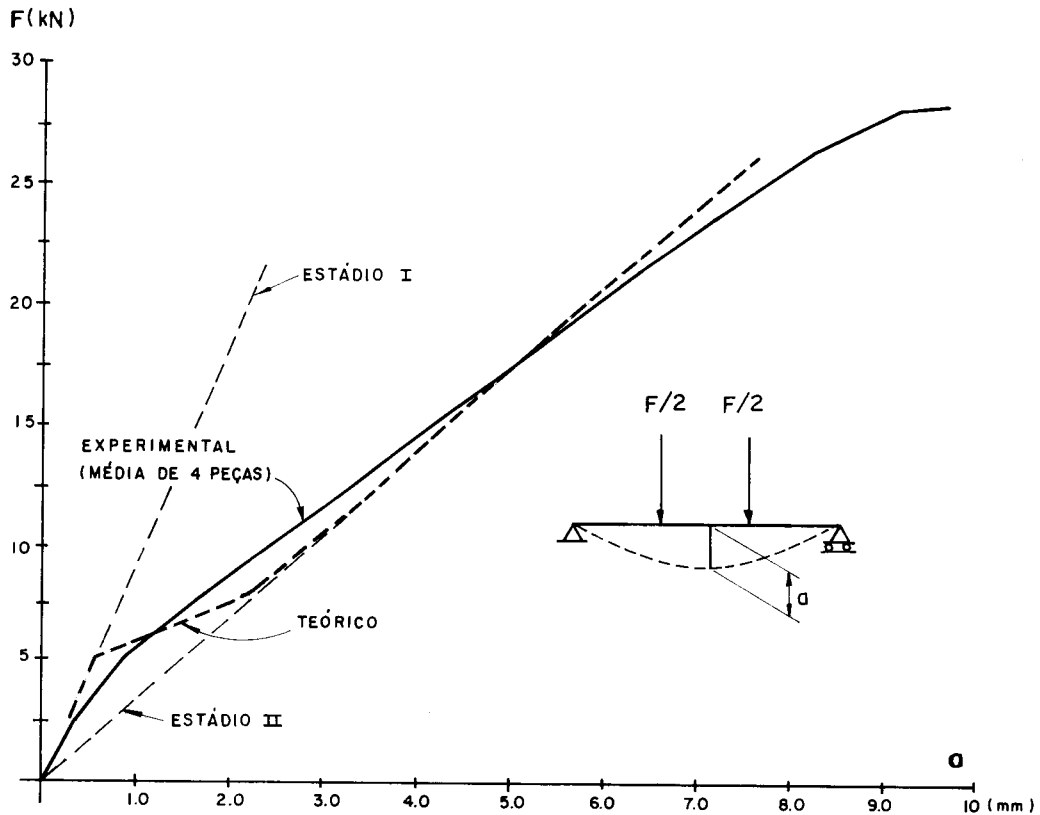


Fig. 4.11 - Deslocamentos teóricos e experimentais em viga de concreto armado.

4.4.2 - Experimentação numérica em galeria circular de concreto armado

Com o objetivo de ilustrar a importância da consideração do apoio elástico do solo, da consideração da variação da rigidez devido à fissuração e da teoria de 2ª. ordem, através do modelo matemático adotado, foi feita a análise estrutural de uma galeria de concreto armado de seção circular de 2,50m de diâmetro e espessura da parede igual a 80mm.

Estas dimensões foram adotadas para indicar que galerias deste porte podem ser viáveis tecnicamente com es-

pressuras pequenas se comparadas com as indicadas no capítulo 2.

Os cálculos foram feitos para as seguintes condições

- 1) consideração do material no estágio I, sem consideração do apoio elástico do solo, que são considerações correntemente utilizadas na elaboração do projeto de estruturas de concreto armado.
- 2) consideração do apoio elástico do solo, com módulo de reação do solo igual a 10,0MPa.
- 3) consideração da variação da rigidez devida à fissuração do material, tomando a tensão de referência igual a 4,0MPa, juntamente com a consideração do apoio elástico.
- 4) consideração do efeito de 2a. ordem, tomando o limite máximo da variação dos deslocamentos, entre duas etapas sucessivas, igual a 1,0mm, juntamente com a consideração da variação de rigidez devida à fissuração e ao apoio elástico do solo.

Para cada uma destas condições foram feitos cálculos considerando a situação prevista no Estado Limite de Utilização, sem majoração das cargas, e a situação prevista no Estado Limite Último, com as cargas verticais majoradas de 1,4 e as cargas horizontais multiplicadas por 0.9.

Foi adotada uma distribuição de pressões correspondente a tubo de concreto em saliência positiva com berço de 1a. Classe, como ilustrado na figura 4.12, considerando a resultante das cargas verticais igual ao peso de solo sobre o tubo. Estão indicados a seguir os demais parâmetros adotados nesta experimentação numérica.

altura de aterro	4,0m
peso específico do solo	$\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$
coeficiente de empuxo ativo	$K_a = 0,33$
módulo de deformação do concreto	$E_c = 30,0 \text{ GPa}$
taxa de armadura em cada face	$\rho = 1\%$

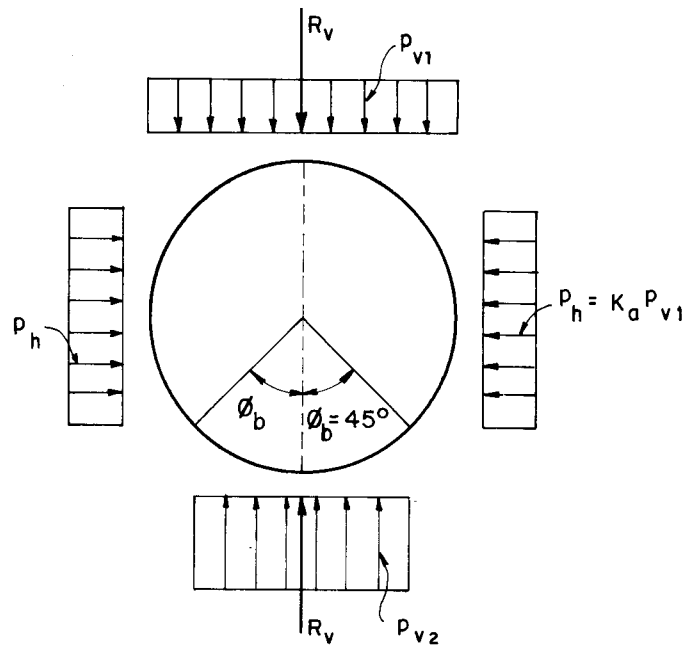


Fig. 4.12 - Distribuição de pressões considerada

Os valores da variação do diâmetro na direção vertical, e das solicitações normais na base da galeria, que é onde elas são mais desfavoráveis neste caso, estão apresentados nas tabelas 4.1 e 4.2, respectivamente. Estes resultados mostram a importância de se considerar o apoio elástico do solo, desde que o aterro lateral seja bem executado, e de se considerar a variação da rigidez devido à fissuração no cálculo das solicitações normais, notando-se uma redução do efeito das mesmas por diminuição do momento fletor e também por aumento da força normal.

Tabela 4.1 - Variação do diâmetro na direção vertical

	Variação do diâmetro vertical (mm)	
	Estado Limite de Utilização	Estado Limite Último
1) Material no estado I, sem considerar o apoio elástico	13,0	28,6
2) Considerando o apoio elástico do solo $E' = 10\text{MPa}$	10,2	16,2
3) Considerando a variação da rigidez devido à fissuração com $\sigma_{\text{ref}} = 4,0\text{MPa}$	16,5	26,5
4) Considerando o efeito de 2a. ordem	17,1	27,2

Tabela 4.2 - Solicitações normais na base da galeria

	Estado Limite de Utilização		Estado Limite Último	
	m (kN)	n (kN/m)	m (kN)	n (kN/m)
1) Material no estado I sem considerar o apoio elástico	25,3	-25,4	39,4	-25,5
2) Considerando o apoio elástico do solo $E' = 10\text{MPa}$	16,4	-47,1	25,1	-60,3
3) Considerando a variação da rigidez devido à fissuração com $\sigma_{\text{ref}} = 4,0\text{MPa}$	11,1	-59,1	17,1	-79,3
4) Considerando o efeito de 2a. ordem	11,4	-59,7	17,8	-80,7

ν_s - coeficiente de Poisson do solo

Estas expressões auxiliam, mas não muito, pois a avaliação do módulo de deformação do solo também é difícil em face da sua variabilidade. Há ainda a se considerar que o valor do módulo de reação varia com o nível de solicitação, conforme resultados obtidos em equipamento desenvolvido para a determinação deste parâmetro, citados na referência bibliográfica de número 127.

Outro aspecto não considerado nos programas é a sequência da construção. À medida que se executa o aterro lateral, compactando adequadamente o solo, haverá deslocamentos da estrutura em direção ao interior da galeria. Quando o aterro atingir determinado nível acima do topo da galeria, esta tendência de deslocamento se reverterá. Nota-se então que haverá uma pré-deformação na estrutura, que será maior ou menor dependendo da rigidez da mesma.

Também não está incorporada aos programas a consideração da viscosidade dos materiais empregados, que poderá modificar sensivelmente as solicitações e os deslocamentos da estrutura com o tempo.

Embora fosse possível a incorporação aos programas da consideração da sequência da construção, da viscosidade dos materiais, assim como a automatização do cálculo das cargas nos nós da estrutura, devido a cargas concentradas ou parcialmente distribuídas, através das expressões de Boussinesq e de Newmark, julgou-se não ser conveniente, em face da aproximação na avaliação das ações e da dificuldade na avaliação do módulo de reação do solo. Pretende-se, futuramente, elaborar programas com a junção do procedimento adotado para o revestimento, ao método dos elementos finitos ou ao método dos elementos de contorno para o solo.

Apesar das restrições, os programas podem ser utilizados, com critério, para o dimensionamento ou, se a situação justificar procedimentos mais sofisticado, para o pré-dimensionamento deste tipo de estrutura.

4.5 - CONSIDERAÇÕES SOBRE O ASSUNTO DO CAPÍTULO

Conforme foi dito anteriormente, os programas elaborados têm por objetivo permitir a análise estrutural de forma razoavelmente precisa e pouco trabalhosa, constituindo-se em um meio auxiliar para avaliar o sistema construtivo proposto. Cabem aqui alguns comentários sobre as aproximações que são feitas ao empregar o modelo matemático adotado, assim como as dificuldades na sua utilização.

A principal aproximação que se faz na análise estrutural das galerias mediante os programas elaborados, é na determinação das ações cuja a magnitude e a distribuição podem ser avaliadas a partir de indicações apresentadas no capítulo anterior.

Uma grande dificuldade na utilização do modelo matemático é a adoção do módulo de reação do solo. Além das indicações de Spangler, já citadas no capítulo anterior, onde já se evidencia a variabilidade deste parâmetro, existem indicações em HOWARD(1977), em WINDELS(1966) e em NIELSON(1967). Nestas duas últimas referências o módulo de reação é estimado em função do módulo de deformação do solo mediante as seguintes expressões

WINDELS

$$E' = cE_s \quad (4.14)$$

onde

c - coeficiente variando de 2/3 a 3/2

NIELSON

$$E' = \frac{1,5E_s(1-\nu_s)}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \quad (4.15)$$

sendo

CAPÍTULO 5

SISTEMA CONSTRUTIVO PROPOSTO

5.1 - INTRODUÇÃO

Nas galerias para pequena capacidade de descarga, os tubos de concreto, empregados em linhas simples, são utilizados correntemente por reunirem o bom comportamento hidráulico e estrutural a um procedimento construtivo bem aceito, principalmente pela rapidez de construção.

À medida que se aumenta o diâmetro necessário, aumenta-se também o peso dos elementos, o que acaba dificultando o transporte e a instalação dos tubos, que estão vinculados aos equipamentos comuns a este tipo de obra. Esta é uma das razões que limitam, a nível comercial, o uso dos tubos circulares de concreto a diâmetro interno com 1,5 m ; mesmo assim, o elevado peso próprio dos elementos, da ordem de 20,0 kN, acarreta grande dificuldade na instalação.

No caso de galerias para maiores vazões, dispondo-se de equipamento adequado, pode ser viável o emprego de tubos com maior porte; no entanto esta alternativa dificilmente é empregada. Comumente se empregam, nestes casos, linhas duplas, triplas ou mais de tubos de concreto, ou galerias de concreto moldadas no local, ou ainda galerias metálicas.

O emprego de linhas duplas, triplas ou mais, de tu

bos de concreto, se faz com sensível perda de rendimento hidráulico, conforme citado no capítulo 2.

A solução em concreto moldado no local conduz à mudança do processo construtivo. Neste caso não se fazem necessários equipamentos de elevação e transporte; é o processo tradicional de execução de estruturas de concreto, resultando construção morosa, o que neste tipo de obra deve ser evitado.

As galerias metálicas apresentam pequeno peso, o que caracteriza as estruturas deste material, permitindo a sua construção, mesmo para grandes diâmetros, de forma rápida, utilizando equipamentos comuns a este tipo de obra. Porém, este tipo construtivo apresenta restrições técnicas mais severas no que se refere à durabilidade.

Com base nestas considerações, buscou-se um processo construtivo alternativo para as galerias com vazão superior à obtida com linha simples de tubos de concreto encontrados comercialmente.

A premissa básica que norteou a busca deste processo construtivo foi a utilização de pré-moldagem, pois, mesmo que parcial, ela permite a redução do tempo de construção, o que neste tipo de obra é bastante importante. Estando as galerias normalmente em fundo de vale, elas estão sempre sujeitas, durante a construção, a infortúnios provocados por inundações. Também a construção de galerias em região urbanizada normalmente produz transtornos, principalmente no sistema viário e no fornecimento de serviços, que devem, sempre que possível, ser minimizados.

A utilização da pré-moldagem está vinculada à capacidade do equipamento de elevação e transporte. Para as galerias de grandes aberturas, as formas de viabilizar a pré-moldagem são: (1) utilização de equipamento de elevação e transporte de grande capacidade, não comum a este tipo de obra; (2) subdividir a seção transversal em partes com peso compatível com o equipamento; (3) reduzir o peso correspondente à seção transversal completa e (4) associar as

duas últimas possibilidades.

A alternativa de se utilizar equipamento de grande capacidade foi deixada de lado, porém ela pode ser viável para galerias de grande comprimento, dependendo do local de implantação. Também a divisão da seção transversal utilizando concreto armado convencional não foi abordada. Julgou-se conveniente adotar a linha de redução do peso tanto na forma da alternativa (3) como na forma da alternativa (4).

O procedimento adotado para a redução do peso foi empregar um material de maior relação resistência/peso do que o concreto armado. Este material é a argamassa armada, que está descrita a seguir. Deve ser salientado ainda, que à medida que se emprega um material com maior resistência normalmente ocorrerá uma redução na rigidez da parede, e consequentemente o comportamento estrutural da galeria tenderá para o comportamento dos condutos flexíveis, o que também contribuirá para a redução do peso.

5.2 - A ARGAMASSA ARMADA

5.2.1 - Aceno histórico

A argamassa armada - argamassa de cimento e areia armada com telas e barras de aço - pode ser vista como um tipo particular de concreto armado, que por suas características peculiares tem merecido um tratamento diferenciado do dispensado ao concreto armado.

As primeiras aplicações deste tipo de associação de materiais são atribuídas a Lambot, que em meados do século XIX utilizou este material na construção de vasos para plantas, de reservatórios de água e de barcos.

Apesar deste material ter sido o precursor do concreto armado, desenvolvido por Monier, ele ficou praticamente abandonado até o início da década de 1940, quando foi então recuperado pelo engenheiro italiano Pier Luigi Nervi.

Baseado no fato de que o concreto pode apresentar grandes deformações nas proximidades da armadura, e que a magnitude dessas deformações depende da distribuição e da subdivisão da armadura na massa do concreto, Nervi construiu lajes fortemente armadas com telas de aço doce com fios de 0,5 mm a 1,5 mm e abertura de 10 mm, pesando 6N/m² a 15N/m² e argamassa de cimento e areia, com o consumo de cimento variando de 950 kg a 1200 kg por metro cúbico de areia que apesar da espessura fina, da ordem de 10 mm, eram extremamente flexíveis e resistentes, como ilustra a foto 5.1.

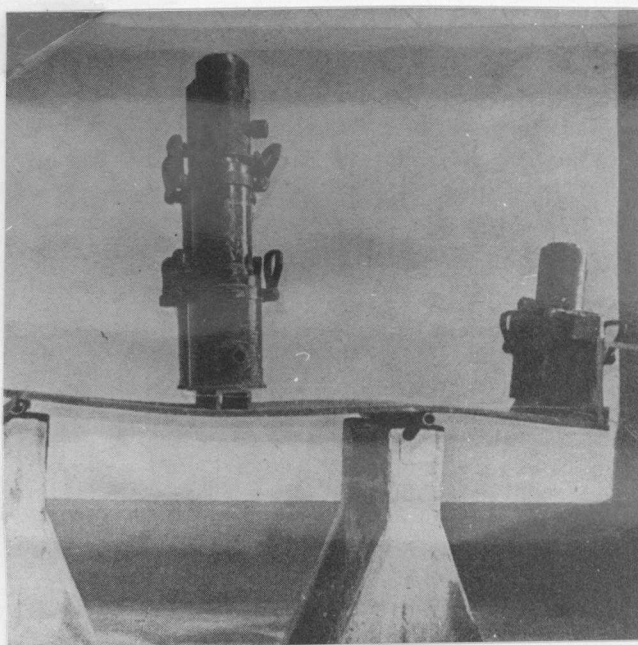


Foto 5.1 - Flexibilidade de placa de 10mm. de espessura¹⁰⁸

Posteriormente, para aumentar a espessura e a resistência das placas, sem ultrapassar o número de 10 a 12 telas, Nervi colocou barras de 6 mm a 10 mm de diâmetro, no meio das telas, obtendo espessuras de 60 mm a 100 mm.

Este material, chamado por Nervi de "ferro-cemento" apresentava duas características importantes (1) poderia resistir a grandes deformações sem fissurar devido à sub

divisão da armadura e (2) a argamassa poderia ser aplicada diretamente sobre a armadura sem a necessidade de fôrmas.

Além destas características, o material apresentava grande resistência ao impacto, o que viabilizava seu emprego na construção naval. Em 1943, Nervi iniciou a construção de três barcos de 1500 kN (150 tf) e um de 4000 kN (400 tf) para a Marinha Italiana, que foi interrompida e abandonada devido à guerra. Logo após o término da guerra, Nervi e Bartoli construíram o motoveleiro "Irene", de 1650 kN (165 tf), apresentado na foto 5.2, com casco de 35 mm, pesando 5% menos que o similar de madeira, e com custo 40% menor.

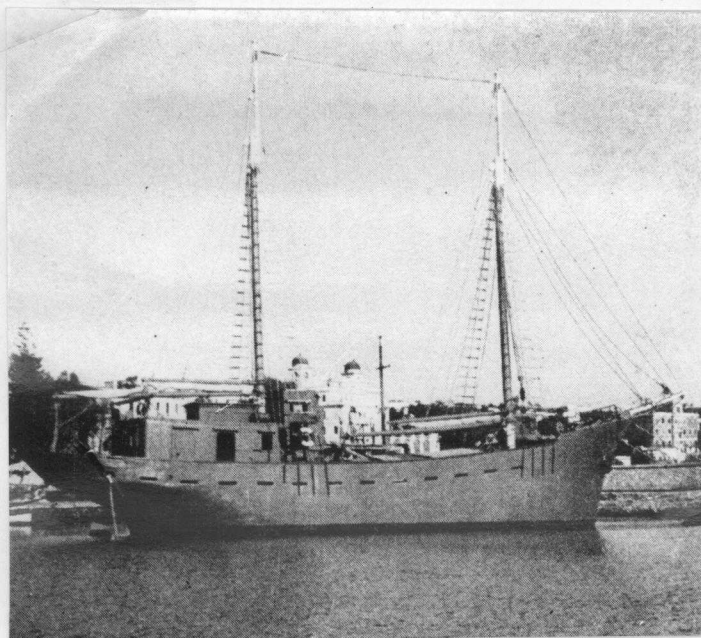


Foto 5.2 - Motoveleiro Irene¹⁰⁹

O "ferro-cimento" foi empregado na construção civil por Nervi pela primeira vez em 1947, na construção de um armazém com 11 x 22 m² em planta, utilizando elementos pré-moldados com 30 mm de espessura, tanto nas paredes como na cobertura.

Este foi apenas o marco inicial de uma série de obras realizadas por Nervi utilizando elementos pré-moldados de "ferro-cimento" como material estrutural ou como fôrma, e que também desempenhava o papel de acabamento, dentre as quais cabe destacar o Palácio de Exposições de Turim, cobertura cilíndrica com 95 m de vão, em 1947, o Palacete de Esportes de Roma, em cúpula com 60 m de vão, em 1957, e o Palácio de Esportes de Roma, em cúpula com 100 m de vão, em 1960.

Os trabalhos de Nervi foram sementes que germinaram em várias partes do mundo, e com enfoques que dependem das condições locais. Nos países subdesenvolvidos como a Índia, China e outros países do sudoeste asiático, este material tem sido empregado em pequenas construções, tais como silos, reservatórios de água, biodigestores, coberturas, fossas sépticas etc., como ilustra a foto 5.3, e também na construção de pequenos barcos. Nos países do leste europeu, como URSS, Polônia, Checoslováquia, este material tem sido empregado na construção civil em obras de maior porte, tais como coberturas de grandes vão, com uso de tecnologia mais requintada como ilustra a foto 5.4, e também na construção de barcos. Nos países desenvolvidos da Europa Ocidental, e nos EUA este material tem sido empregado principalmente na construção de barcos.

5.2.2 - A argamassa no Brasil - Grupo São Carlos

No Brasil, este material foi empregado pela primeira vez na Escola de Engenharia de São Carlos, em 1960, por Martinelli e Schiel na construção de coberturas planas para as obras de ampliação do campus. Calcado no mesmo princípio da subdivisão da armadura, porém com taxas menores, da ordem de 250 kg de aço por metro cúbico de argamassa e consumo de cimento de cerca de 700 kg/m³, contra valores de 500 kg/m³ e 1000 kg/m², respectivamente, empregados por Nervi; foram obtidas ainda boas características de desempenho do material,



Foto 5.3 - Construção de silo de pequeno porte⁵⁶.

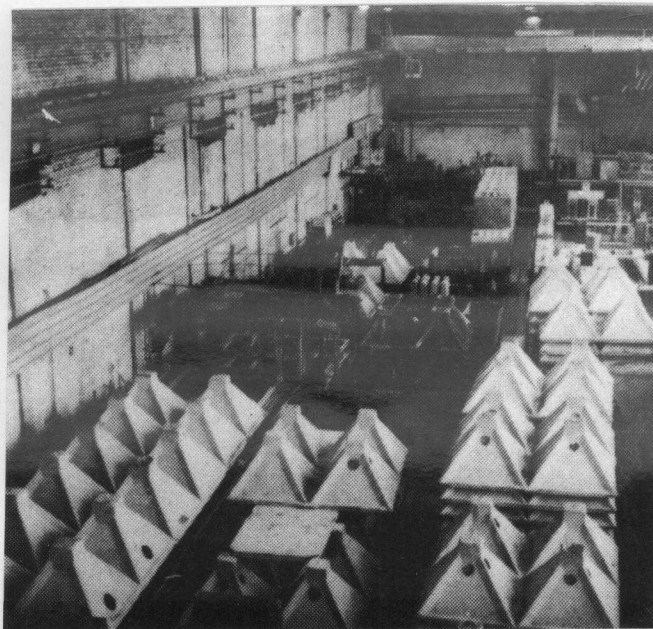


Foto 5.4 - Fabrica de elementos de argamassa armada na URSS⁷⁶.

conforme citação de SCHIEL & MARTINELLI(1964). Este material que se diferencia do "ferro-cimento" de Nervi, em termos quantitativos, com relação à taxa de armadura e ao consumo de cimento, foi denominado por estes pesquisadores de argamassa armada.

A maior parte do emprego da argamassa armada no Brasil, tem sido feita com a participação, direta ou indireta, do chamado Grupo São Carlos que foi formado a partir das já citadas experiências pioneiras de Martinelli e Schiel. Até 1979, os trabalhos do grupo foram dirigidos principalmente à aplicação de argamassa armada na construção de coberturas planas, piscinas e reservatórios enterrados.

Foi a partir de 1979, com a elaboração de um "projeto global de pesquisa", por MARTINELLI & HANAI(1979), que o estudo da argamassa armada entrou num estágio de sistematização, cujas diretrizes estão apresentadas em HANAI(1981) que além de se constituir num excelente estado da arte sobre as construções em argamassa armada, apresenta as principais realizações nas quais o Grupo São Carlos esteve envolvido. Destacam-se entre elas a cobertura do Terminal Rodoviário de Florianópolis, em 1980, com vigas pré-moldadas com 23 m de vão e mais 12 m de balanço (foto 5.5) e os reservatórios de parede ondulada construídos com elementos pré-moldados, tendo sido construídos um com 2700 m³ e quatro com 900 m³ (foto 5.6).

A utilização da argamassa armada aparece na construção civil tanto com o emprego de técnicas rudimentares e uso intensivo de mão de obra, em pequenas construções, que é o tipo de aplicação mais comum nos países sub-desenvolvidos, como através de processo mecanizado com tecnologia requintada para obras de maior porte, como na URSS. No Brasil, o emprego da argamassa armada tem sido feito mediante tecnologia intermediária, e em alguns casos até sofisticada, com uso relativamente grande de mão de obra, e com a utilização da técnica de pré-moldagem. Conforme apresentado em HANAI(1981), neste aspecto está apoiada uma das grandes vanta



Foto 5.5 - Terminal rodoviário de Florianópolis - cobertura com elementos de argamassa armada^{6 7}.

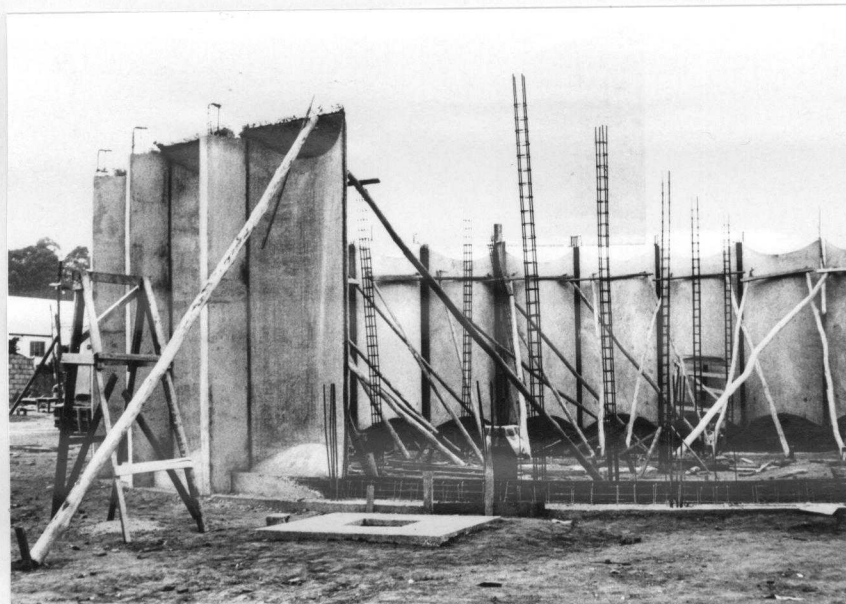


Foto 5.6 - Reservatório de parede ondulada com elementos pré-moldados de argamassa armada^{6 7}

gens do uso da argamassa armada no Brasil, que devido à sua grande dimensão territorial, com estágios de desenvolvimento bastantes diferentes, pode propiciar o uso de tecnologia mais simples em determinadas regiões, ou tecnologia intermediária, ou mesmo mais sofisticada, em outras regiões.

5.2.3 - Caracterização da argamassa armada

As características que diferenciam a argamassa armada do concreto armado são razoavelmente nítidas em aplicações com tecnologia mais simples, e na construção de barcos. Já em aplicações com o uso de tecnologia mais requintada esta diferença é de difícil delimitação.

Também a diferença de argamassa armada e do concreto armado quanto às características de desempenho estrutural é de difícil demarcação. As tentativas de diferenciação baseadas na taxa de armadura e no grau de subdivisão da mesma nem sempre são satisfatórias.

A caracterização do material feita por Nervi, estava fundamentada nas experiências de Oberti, que observou que, para consumos de telas metálicas compreendidos entre 100 kg/m^3 e 200 kg/m^3 , a alongabilidade da armadura do material permanecia praticamente igual à da argamassa sem armadura, e para consumos de tela compreendidos entre 400 kg/m^3 e 500 kg/m^3 ocorria um sensível aumento na alongabilidade do material composto, chegando a alcançar 5 vezes a alongabilidade da argamassa não armada, atingindo o que se denominou de "porcentagem espontânea do sistema". A justificativa da grande alongabilidade deste material, sem fissuras visíveis, pode ser vista em HANAI(1981). Além da elevada taxa de armadura o "ferro-cimento" de Nervi apresentava características de subdivisão da armadura e uma elevada taxa de consumo de cimento, da ordem de 1000 kg/m^3 .

A diferença entre o concreto armado e a argamassa armada sugerida por Bezukladov, citado em HANAI(1981), está baseada na chamada superfície específica, que é a relação en

tre a área da superfície da armadura em contacto com a argamassa, dividida pelo volume do material composto. Este parâmetro mede o grau de subdivisão da armadura e, segundo o citado autor, a distinção entre o concreto armado e a argamassa armada acontece com valor da superfície específica igual a $0,05 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$, e que o "verdadeiro ferro-cimento" ocorre com valores de superfície específica acima de $0,2 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$ até um limite superior de $0,35 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$, fixado por razões construtivas.

Segundo NAAMAN(1979), os valores mínimos para a caracterização do material são consumo de armadura de 1,8% para o volume específico, que corresponde a um consumo de $140 \text{ kg}/\text{m}^3$, e de $0,08 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$ para a superfície específica, recomendando dobrar estes valores para estruturas destinadas à retenção de água.

O Grupo São Carlos tem empregado, atualmente, argamassa armada com consumo de armadura e superfície específica variando de $150 \text{ kg}/\text{m}^3$ a $250 \text{ kg}/\text{m}^3$ e de $0,035 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$ a $0,1 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$, respectivamente.

Outro aspecto importante que diferencia o concreto armado da argamassa armada é o cobrimento da armadura. Embora a diferença não seja bem delimitada, ela está fundamentalmente ligada às características de desempenho mecânico e de durabilidade do material. As recomendações para o cobrimento encontradas na bibliografia não são concordantes. Conforme citação em HANAI(1981), Paul indica cobrimento de no máximo 2 mm, sendo desejável 1,5 mm e Bingham recomenda para barcos 2,5 mm. As recomendações russas indicam valor de 5mm, podendo ser reduzido para 3mm em condições especiais, devendo as telas receber tratamento anti-corrosivo. Nas aplicações do Grupo São Carlos têm sido empregados cobrimentos da ordem de 6mm a 3mm.

Deve ser observado que quanto menor for o cobrimento, melhores são as características de desempenho mecânico do material, mas, por outro lado, deve-se ter cobrimento suficiente para garantir a proteção da armadura, que para a argamassa armada requer maiores cuidados.

5.3 - GALERIAS DE ARGAMASSA ARMADA

5.3.1 - Introdução

O emprego da argamassa armada para fins de transportar água foi sugerido inicialmente por Nervi, como revestimento interno de galeria de adução. Nervi também faria um estudo para construção de um conduto forçado com 4 m de diâmetro com grande comprimento, que seria executado em aduelas de 4 m de comprimento com peso de 120 kN (12 tf), conforme ilustra a figura 5.1.

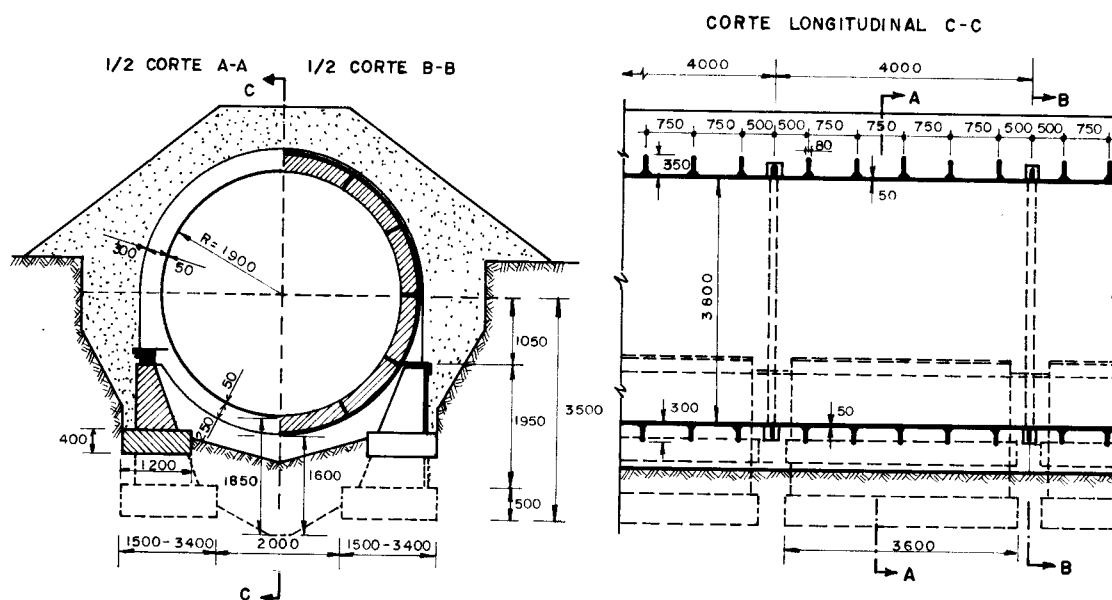


Figura 5.1 - Estudo de conduto forçado em argamassa armada¹⁰⁸

A aplicação da argamassa em galerias para o transporte de águas, em conduto livre, foi sugerida inicialmente como tema de pesquisa, no citado Projeto Global de Pesquisa proposto por MARTINELLI e HANAI(1979).

Como o emprego da argamassa armada na construção de galerias está sendo proposto calcado na utilização de elementos pré-moldados de peso compatível com os equipamentos comuns a este tipo de obra, é oportuna aqui uma discussão a respeito da relação da técnica da pré-moldagem com os materiais resultantes da associação do concreto ou argamassa com o aço. A tabela 5.1 apresenta as formas comuns dessa associação, sendo que esta classificação está colocada em termos de consumo de aço, salientando que estes limites não são bem estabelecidos.

Tabela 5.1 - Tipos de associação do concreto ou argamassa com o aço.

DENOMINAÇÃO	CONCRETO SIMPLES	CONCRETO ARMADO	ARGAMASSA ARMADA	AÇO
Porcentagem do volume de aço em relação ao volume do material composto	0	0,5% a 1,5%	1,5% a 6,4%	100%
consumo de aço por metro cúbico (kg)	0	40 a 120	120 a 500	-

- aumenta a relação resistência/peso
- aumenta o custo unitário
- aumenta o consumo de cimento

O concreto simples é empregado em situações em que é necessário bastante peso, como barragem de gravidade, por exemplo. Evidentemente, este material não é propício ao emprego em elementos estruturais com a técnica da pré-moldagem.

O concreto armado é normalmente empregado em estruturas moldadas no local, mas aparece em inúmeras aplicações, com a técnica da pré-moldagem, em elementos estruturais tais como os tubos de concreto, lajes pré-fabricadas, postes, etc.

A argamassa armada empregada com tecnologia sofisticada ou intermediária é bastante adequada à técnica da pré-moldagem pela melhor relação resistência/peso. Somente em construções de pequena importância e nas aplicações navais parece ser conveniente a moldagem no local.

A aplicação do aço apresenta características exclusivamente de construção pré-moldada, mas apresenta normalmente um custo inicial maior, em relação à estrutura de concreto, além de restrições no que se refere à durabilidade.

Embora não esteja apresentado na tabela 5.1, não se pode analisar a técnica da pré-moldagem nas construções sem relacionar o concreto protendido. A utilização da protensão, empregando aços de alta resistência e concreto de boa qualidade, permite que se obtenha melhor relação resistência/peso do que o concreto armado, com consumo de aço da ordem de 40 kg/m^3 a 60 kg/m^3 , o que coloca o concreto protendido também como material adequado ao uso da técnica da pré-moldagem. No entanto, no caso de galerias para baixa pressão, não parece ser vantajoso o uso de protensão.

A utilização de materiais de relação resistência/peso mais elevada, associada ao emprego de seções transversais com forma mais conveniente - como normalmente ocorre nas estruturas de aço - permite a redução do peso global de estruturas destinadas a cumprir funções idênticas.

Embora por si só o aumento da relação resistência/peso e o uso de formas de seções transversais mais adequadas não viabilize o emprego da técnica da pré-moldagem, o equacionamento do peso dos elementos, que é função destes fatores, com os equipamentos de elevação e transporte, é um condicionante básico, o que indica que a argamassa armada possui um grande potencial de aplicação nas galerias.

5.3.2 - Geometria e tipos de montagens

Como foi apresentado no capítulo 2, as galerias podem apresentar as mais variadas formas de seção transver-

sal, como a circular, elíptica, oval, etc. Para o emprego da argamassa com elementos pré-moldados em que a seção transversal é subdividida, as formas de seção transversal mais interessantes, em termos construtivos, são a circular completa (fig. 5.2a), a circular truncada, que foi aqui denominada de falsa ferradura (fig. 5.2b), e em arco (fig. 5.2c).

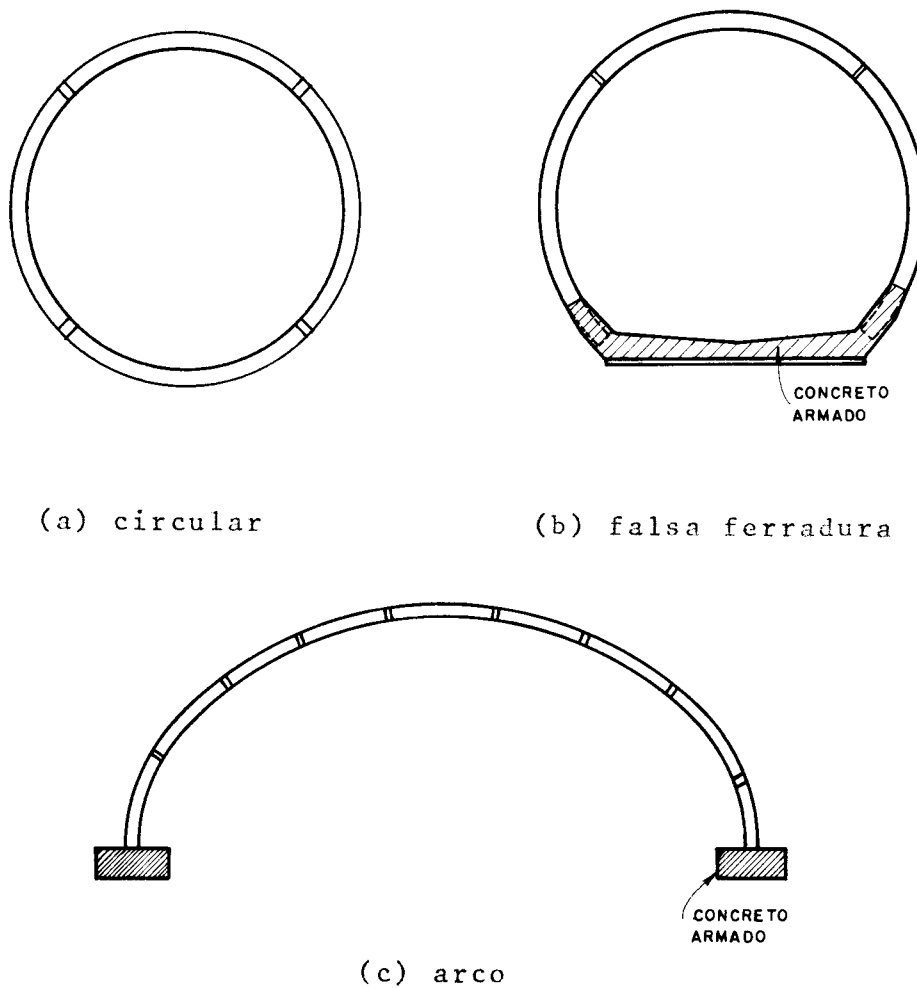


Figura 5.2 - Seções transversais para as galerias em argamassa armada.

Um dos fatores que influi na escolha da forma da seção transversal é o processo construtivo, no que se refere à montagem da galeria, e que pode ser feita segundo quatro tipos que estão descritos a seguir:

- (1) montagem igual à empregada nos tubos de concreto. Neste caso, o segmento de galeria é executado sem subdivisão na seção transversal.
- (2) montagem por meio de elementos pré-moldados no local da construção destes elementos, ou na proximidade do local da obra, dependendo das condições e possibilidades de transporte e disponibilidade do equipamento capaz de colocar o segmento de galeria com a seção transversal completa no local da instalação.
- (3) situação similar à anterior, sem a parte correspondente à base, a qual seria concretada no local da instalação. Este nível de montagem se aplica para galerias de seção transversal em falsa ferradura (ver figura 7.21).
- (4) montagem da galeria mediante elementos pré-moldados no local da instalação. A figura 7.12 ilustra uma aplicação deste tipo.

A galeria com seção transversal de forma circular deverá ser empregada, em princípio, para situações em que seja viável o uso da montagem dos tipos (1) e (2). Ao se empregar esta forma de seção transversal deve-se tomar cuidado na execução da base, cuja importância já foi salientada no capítulo 3, para os tubos de concreto, e também deve ser considerado o efeito da erosão da água nas partes inferiores da galeria.

A galeria com seção transversal na forma de falsa ferradura deverá ser empregada nas situações em que é viável o uso da montagem do tipo (3), ou então quando o porte é tal que seja necessária a montagem do tipo (4). Este tipo de forma de seção transversal apresenta vantagens em relação à seção circular no que se refere à construção da base, às condições para a execução do aterro junto a paredes pró

ximo à base, e à solução para o efeito erosivo da água, além de se adaptar melhor a situações em que a altura do nível da base ao nível do topo do aterro for limitada.

O emprego de seção transversal em forma de arco está previsto para galerias com grandes aberturas, onde poderiam ser empregadas em situações compatíveis ao emprego de pontes e viadutos de pequeno porte. Nessas situações, a montagem se dará conforme tipo (4), com o emprego de elementos retos, como sugerido na figura 5.5, embora esta alternativa também possa ser empregada em galeria de seção transversal em falsa ferradura, para grandes aberturas.

As formas de seção transversal dos elementos pré-moldados correspondentes à seção longitudinal da galeria as quais apresentam condições de aplicação, tanto por razões construtivas como por razões de comportamento estrutural, estão mostradas na figura 5.3.

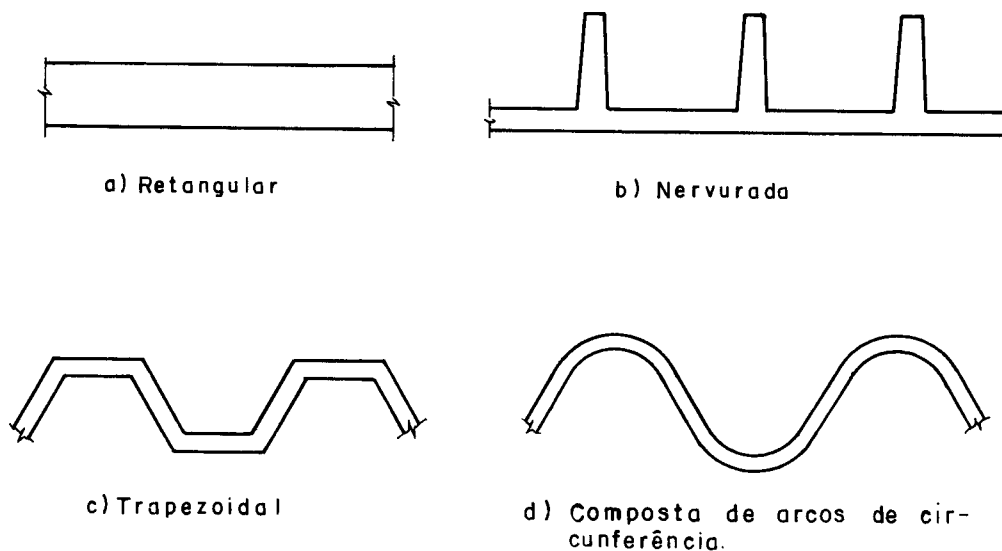


Figura 5.3 - Seções transversais dos elementos pré-moldados

A seção transversal do elemento pré-moldado de forma retangular é de execução mais simples quanto à armadura e quanto à fôrma; no entanto, quando forem necessárias espessuras grandes e peças de grande tamanho, haverá elevado peso, o que poderá inviabilizar esta alternativa de seção transversal do elemento para galerias de grande abertura.

As seções transversais do elemento pré-moldado de forma trapezoidal, composta ou nervurada, apresentam forma mais adequada em relação ao peso dos elementos resultantes de suas aplicações, que é conveniente quando o tamanho dos elementos pré-moldados fôr grande, porém com perda da simplicidade de execução em relação ao caso anterior, além do que, para as seções trapezoidais e compostas ocorre também perda de rendimento hidráulico, como nas galerias metálicas. Esta perda de rendimento hidráulico é bastante significativa no caso de galerias de seção transversal de forma circular, e bem menos significativa no caso de galeria de seção transversal em arco. No caso das galerias de seção transversal em falsa ferradura, como a base e parte das paredes são lisas, a perda de rendimento hidráulico estará em nível de importância intermediário em relação às outras duas formas de seção transversal de galeria.

Ainda com referência à geometria dos elementos pré-moldados de argamassa armada, nas galerias de seção transversal circular, as emendas devem estar localizadas a 45° com a vertical, como sugerido na figura 5.2a, que é a posição próxima ao ponto de momento fletor nulo, para as condições normais de carregamento, como mostram os diagramas da figura 6.1, além do que resultará numa divisão da seção transversal da galeria em quatro partes iguais. No caso de galeria de seção transversal em falsa ferradura, o ponto de momento fletor nulo foge um pouco da posição a 45° com a vertical, como mostram os diagramas das figura 7.2 e 7.14, podendo-se, neste caso, ainda manter a localização da emenda nesta posição, resultando então 3 elementos de comprimentos iguais a um quarto da circunferência que originou a falsa ferradura, ou então modificar o tamanho dos elementos para

se localizar as emendas na região próxima à posição de momento nulo. No caso de galerias de seção transversal em arco ou em falsa ferradura de grande abertura, em que os elementos pré-moldados teriam eixo reto, as emendas devem ser localizadas a partir do equacionamento do peso e da padronização dos elementos, porém garantindo um número suficiente de elementos para não se perder a vantagem estrutural da forma da seção transversal.

A emenda entre elementos pré-moldados em sua direção longitudinal, portanto em plano perpendicular ao eixo longitudinal da galeria, não deve ser necessariamente estrutural, porém deve impedir o carreamento do solo para dentro da galeria. Portanto esta poderá, em princípio, ser por transpasse dos elementos, com espaçamento diretamente relacionado com o equipamento disponível para a elevação e o transporte das peças.

5.3.3 - Materiais e aspectos construtivos

Para a composição física dos elementos pré-moldados, pode-se fazer a divisão dos materiais constituintes em argamassa e armaduras.

A argamassa será constituída por cimento, areia e água. Ao emprego da areia, da água e de possíveis aditivos, cabem as recomendações normais de execução de estruturas de concreto, com especiais restrições ao emprego de aceleradores de endurecimento, pois sendo normalmente constituídos à base de cloreto de cálcio, favorecem a corrosão da armadura. A dosagem da argamassa deverá estar próxima à proporção cimento/areia de 1:2 em peso seco, com fator água-cimento igual a 0,4, que é a dosagem tipicamente empregada nas aplicações da argamassa armada pelo Grupo São Carlos, o que corresponde a um consumo de cimento de aproximadamente 700 kg por metro cúbico de argamassa.

As armaduras empregadas na execução da argamassa armada em construção civil podem ser divididas em: (1) armadura difusa constituída de fios de pequeno diâmetro pouco

espaçados e (2) armadura discreta constituída de fios de diâmetros maiores que os da armadura difusa, ou barras comumente empregadas nas estruturas de concreto, que têm a função de servir de esqueleto e de armadura suplementar. A armadura difusa é correntemente, entre nós, constituída pelos seguintes tipos de telas de aço: (1) tela hexagonal ou tipo "galinheiro", (2) tela entrelaçada, ou tipo "peneira" e (3) tela eletro-soldada.

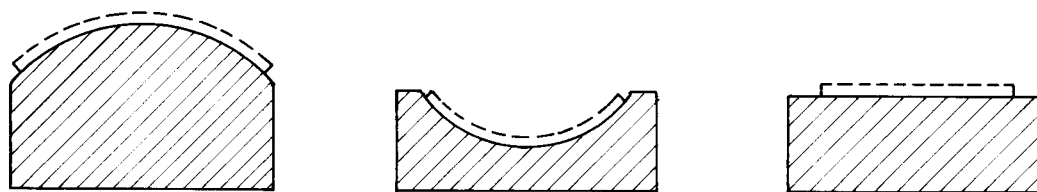
As telas eletro-soldadas sô poderão ser empregadas em elementos de seção transversal retangular ou nervurada, e no caso de elementos de seção transversal composta ou trapezoidal com eixo reto, como sugerido para as galerias de seção transversal em arco, ou falsa ferradura para grandes aberturas. Quando se tratar de elementos de seção transversal composta ou trapezoidal com eixo curvo, deverão ser empregadas as telas entrelaçadas ou as hexagonais, que se adaptam a superfície não desenvolvível, como ocorre nestas situações.

O sistema construtivo proposto para a construção de galerias utilizando elementos pré-moldados corresponde ao uso de tecnologia intermediária, caracterizada pelo emprego de mão de obra com qualificação normal empregada na construção civil, com uso de ferramentas e equipamentos comumente empregados, utilizando fôrmas simples, que em princípio seriam em alvenaria, como sugerido na figura 5.4, em locais de instalação adequada, como usina de pré-moldados ou mesmo no canteiro de obra, e associando a este processo produtivo a técnica de pré-moldagem com a utilização de equipamentos de elevação e transporte comuns neste tipo de obra.

Assim, o sistema construtivo proposto apresenta características tecnológicas apropriadas à sua utilização por parte de prefeituras e construtoras de pequeno e médio porte, podendo entretanto ser utilizado por prefeituras e construtoras de grande porte.

A industrialização do sistema construtivo proposto com uso de tecnologia mais sofisticada poderá ser também

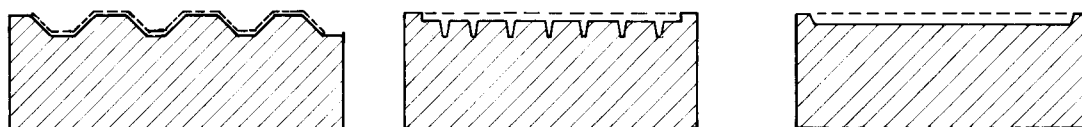
viável, principalmente em se empregando a solução de moldagem da galeria sem subdivisão na seção transversal, como a empregada nos tubos de concreto, porém o processo de execução deverá ser diferente do normalmente utilizado por estes, em face da pequena espessura das paredes. Uma alternativa possível para viabilizar esta possibilidade, é o uso do apiloamento por prensagem, apresentado no capítulo 2, o que evidentemente sofisticava a construção, tornando-a compatível a partir de instalações de indústria de pré-moldados de porte médio.



eixo curvo

eixo reto

corte longitudinal ao elemento



corte transversal ao elemento

Figura 5.4 - Esquema de fôrmas de alvenaria para construção dos elementos pré-moldados.

5.3.4 - Outras possibilidades

Existem ainda algumas possibilidades que poderão eventualmente ser incorporadas ao sistema construtivo proposto, e que estão apresentadas a seguir.

A galeria construída de acordo com a proposta, apresenta comportamento estrutural tendendo aos dos condutos flexíveis, cuja resistência depende do solo adjacente. Além da compactação adequada, pode-se melhorar **as** condições do solo fazendo uso de solo-cimento, o que resultará em melhores condições de resistência da galeria. Com esta alternativa, proposta em MAFFEI(1980), para galeria metroviária, é possível reduzir sensivelmente os esforços solicitantes, e portanto o peso dos elementos pré-moldados, como demonstrado através de exemplos calculados mediante o método dos elementos finitos, apresentados no trabalho citado.

Outra possibilidade, aplicável no caso de galeria construída de elementos pré-moldados de seção transversal composta, trapezoidal ou nervurada, consiste em utilizar os elementos pré-moldados com função estrutural e também como forma para concretagem no local, como ilustra a figura 5.5. Com este procedimento poder-se-á reduzir o peso dos elementos, pois teriam seção resistente maior na região mais solicitada, ao custo de uma concretagem posterior relativamente fácil, pois não seria necessário o uso de fôrmas adicionais, e a armação suplementar, se necessária, seria pequena. Além disto, com esta alternativa é possível aplicar o pavimento da pista de rolamento diretamente sobre a galeria, o que é impraticável com utilização de galerias metálicas.

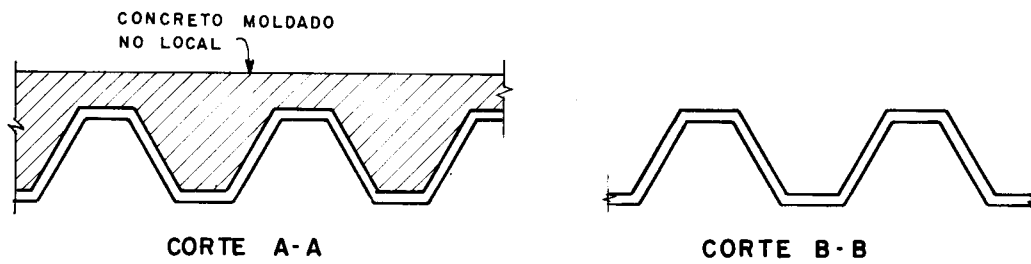
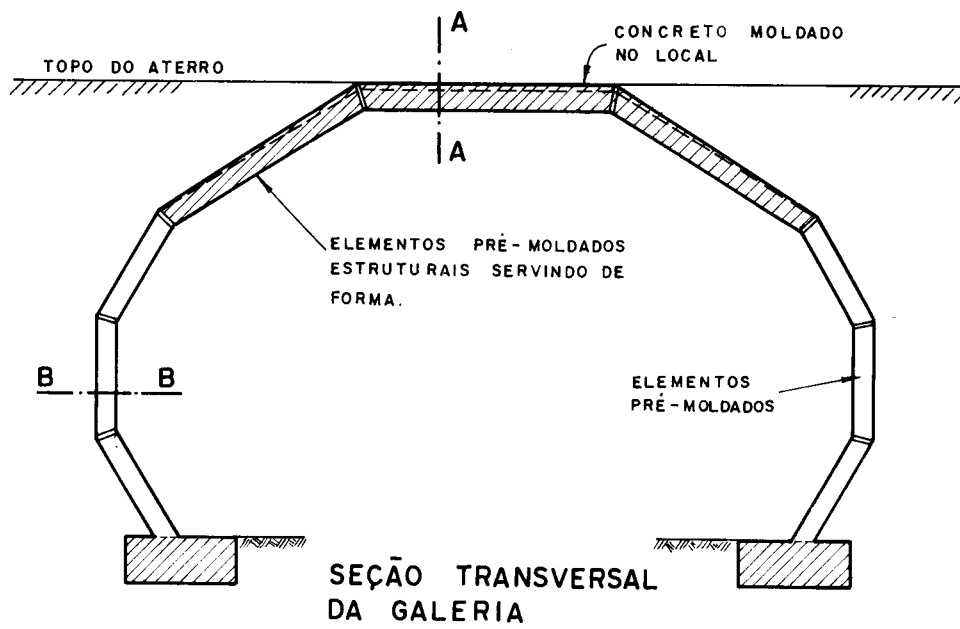


Figura 5.5 - Galeria de elementos pré-moldados com concretagem na parte superior no local

CAPÍTULO 6

ANÁLISE EXPERIMENTAL

6.1 - INTRODUÇÃO

A construção e a auscultação de modelos físicos, que se constituem numa grande parte do trabalho, têm como objetivo complementar a análise do comportamento estrutural do sistema proposto, e também contribuir para o delineamento do processo construtivo dos elementos pré-moldados e de sua montagem na construção da galeria, o que, como já foi salientado, é de fundamental importância.

No estudo do comportamento estrutural, os modelos físicos auxiliam em duas instâncias de análise: quanto ao desempenho do material e quanto ao desempenho dos elementos pré-moldados e de suas ligações.

No que se refere ao desempenho mecânico do material, é importante recorrer aos modelos físicos, pois os modelos matemáticos existentes para a avaliação do comportamento do material não estão suficientemente comprovados, principalmente quanto aos Estados Limites de Utilização de formação e de abertura de fissuras.

A análise do comportamento estrutural dos elementos pré-moldados pode ser feita com os modelos matemáticos existentes para o material em regime elástico-linear, embora para elementos pré-moldados com eixo curvo, de seção transversal trapezoidal ou composta de segmentos de circunferência (vide figura 5.3c,d), não tenha sido

encontrado na literatura processo de cálculo para a determinação das solicitações na direção transversal ao eixo do elemento. Com o material ultrapassando o limite de proporcionalidade entre a tensão e a deformação, não se dispoⁿdo de modelo matemático adequado, a análise do comportamento estrutural só pode ser feita mediante modelos físicos. No estudo do comportamento estrutural das emendas entre elementos pré-moldados, os modelos físicos são fundamentais, pois a sua abordagem teórica é difícil, tanto com o material trabalhando no regime elástico linear como fora dele.

Para atingir os objetivos propostos, os modelos físicos foram divididos em: (1) modelos de elementos pré-moldados de argamassa armada; (2) modelos de emendas entre elementos pré-moldados e (3) modelos de caracterização das propriedades mecânicas do material.

Os modelos de elementos pré-moldados tinham a finalidade de auxiliar na análise do comportamento estrutural da peça e do desempenho do material, e, como já foi dito, contribuir para o delineamento do processo construtivo dos elementos. Também os modelos de emendas tinham estas mesmas finalidades, além de auxiliar na análise dos aspectos construtivos de montagem da galeria.

Os modelos de caracterização das propriedades mecânicas do material, que se constituem em corpos de prova, são direcionados para a análise do desempenho do material, auxiliando na interpretação dos resultados obtidos nos modelos de elementos pré-moldados. Assim, estes modelos foram construídos apenas com as características dos modelos dos elementos pré-moldados, ou seja, reproduzindo as espessuras e as armaduras empregadas.

6.2 - MATERIAIS E TÉCNICAS EMPREGADOS

Estão apresentados a seguir as características dos materiais constituintes dos modelos, as técnicas e os aparelhos empregados nos ensaios.

Os materiais constituintes dos modelos podem ser classificados em argamassa e armadura.

A argamassa empregada em todos os modelos apresentava traço 1:2 (relação cimento/areia em massa) e relação água-cimento igual a 0,4. O cimento utilizado foi o cimento Portland CP-320. O agregado utilizado foi areia média quartzosa, do rio Mogi-Guaçu, peneirada, com diâmetro máximo de 2,4mm e módulo de finura igual a 2,17, com distribuição granulométrica mostrada no apêndice I - Características dos Materiais Utilizados. Os componentes da argamassa foram sempre misturados com auxílio de betoneira.

As características mecânicas da argamassa foram determinadas a partir de corpos de prova cilíndricos de 50mm de diâmetro e 100mm de altura, nos quais foram feitos ensaios de compressão simples e de compressão diametral, com o objetivo de determinar a resistência à compressão, à tração e o módulo de deformação longitudinal do material. O equipamento utilizado nestes ensaios foi uma prensa Versatester Soiltest para 150 kN(15tf), e nos corpos de prova em que foram feitas medidas de deformação foram utilizados extensômetros elétricos de resistência, cuja técnica empregada será descrita posteriormente. Estão apresentadas no apêndice I as características mecânicas da argamassa empregada nos vários modelos, sendo que a deformabilidade da argamassa está fornecida por expressões obtidas mediante ajuste das curvas experimentais por um polinômio de grau 2.

Na armação utilizada nos modelos foram empregados aços de construção civil, na forma de fios de 4,7mm e de 3,4mm, e telas entrelaçadas de malha quadrada, tipo "peneira", com malha nº 2 (dois fios por polegada) e fio BWG 18 (1,25mm). Foram executados ensaios de tração em corpos de prova, cujos resultados estão apresentados no apêndice I. Além destes tipos de armadura, foi utilizada também tela eletro-soldada de aço, mas empregada em locais em que suas características mecânicas não tiveram influência no desempenho dos modelos, não tendo sido portanto ensaiadas como os outros tipos de armadura.

Na auscultação dos modelos foram feitas medidas de deformação e de deslocamentos. Os deslocamentos foram medidos utilizando-se defletômetros mecânicos marca Mitutoyo, com precisão nominal de centésimo de milímetro, e em apenas um dos modelos foram utilizados defletômetros de milésimo de milímetro. As deformações foram medidas com o auxílio de extensômetros elétricos de resistência marca Kiowa, de resistência nominal de 120Ω , e fator dos extensômetros com pequena variação em torno do valor 2,1, aplicados com técnica desenvolvida no LEEESC, que se encontra apresentada em SILVA(1977). Para a leitura das medidas utilizou-se sistema de aquisição de dados Hewlett-Packard modelo 2012B, com registro em fita de papel perfurada, utilizado em situações em que o número de pontos a serem lidos era grande, e indicador Tepic-Hüggenger de registro manual.

As cargas foram normalmente aplicadas mediante macacos hidráulicos, com medidas obtidas por anéis dinamométricos, ou com transdutores elétricos de força previamente calibrados, e cujas leituras foram feitas com auxílio do mesmo equipamento utilizado para a leitura dos valores nos extensômetros.

As aberturas das fissuras foram medidas com comparador óptico Mitutoyo, até valor limite de 0,16mm e régua graduada para valores superiores.

Demais equipamentos utilizados particularmente em certos ensaios serão descritos no momento oportuno.

6.3 - ENSAIOS DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS

Foram construídos e ensaiados três modelos de elementos pré-moldados, que foram aqui denominados de segmentos de galeria. O modelo experimental 2 e o modelo experimental 3 (2 peças) diferem entre si basicamente pela forma do carregamento e estes, por sua vez, diferem sensivelmente do modelo experimental 1 pelo processo construtivo, pela forma e pelo arranjo da armadura.

6.3.1 - Modelo experimental 1

6.3.1.1 - Introdução

Este modelo tinha o caráter nitidamente exploratório quanto a diversos aspectos. Visava, antes de mais nada, definir as possibilidades e as dificuldades de construção e de auscultação do modelo.

A escolha do modelo foi feita considerando elemento pré-moldado na forma de segmento de circunferência, o que corresponde a galeria de seção circular ou em falsa ferradura, julgada mais conveniente para a aplicação do sistema construtivo proposto.

Dentre as seções transversais dos elementos pré-moldados mostrados na figura 5.3, a que foi considerada mais interessante, quanto aos aspectos estruturais e construtivos, foi a seção trapezoidal, por resistir a solicitações de flexão igualmente nos dois sentidos, e também por apresentar superfície média composta por partes desenvolvíveis.

O arranjo de armadura considerado mais conveniente, era composto de fios de aço formando um esqueleto em forma de malha, que é envolvido por duas telas de aço tipo "peneira", uma de cada lado. Além desta armação, nas mesas onde os esforços seriam maiores foram colocadas duas malhas suplementares, uma de cada lado, entre o esqueleto e a tela tipo peneira, que seriam, em princípio, telas eletro-soldadas. Convém salientar ainda que, devido à forma da seção transversal adotada, a armadura difusa só pode ser tela tipo "peneira" ou tela tipo "galinheiro", que são proporcionalmente mais caras que as telas soldadas.

O modelo experimental foi projetado com base nessas diretrizes, com um diâmetro de 2,0 metros para a gale-

ria, valor este a partir do qual se supunha, na época, que houvesse viabilidade econômica para o tipo estrutural proposto, e também por resultarem peça de dimensões razoáveis para a manipulação no laboratório. Para as outras dimensões e para a armadura foi considerada uma situação com altura do aterro sobre a galeria de 6,0 metros, mais uma carga adicional de 20kN/m^2 ($2,0\text{tf/m}^2$) além de pressões horizontais do solo correspondentes à teoria de Rankine para empuxos. No cálculo das solicitações na direção transversal ao eixo da galeria, utilizou-se o método das barras, considerando a estrutura como um pórtico plano correspondente a um polígono de 32 vértices, inscrito numa circunferência de raio de 1,0 metro, mediante o programa STRESS de análise estrutural em computador. Para o solo do aterro foram considerados os seguintes parâmetros: peso específico do solo igual a 18kN/m^3 ; ($1,8\text{tf/m}^3$) relação entre a pressão horizontal e vertical igual a 0,5 e módulo de reação do solo igual a 20MPa (200kgf/cm^2).

Foram feitos dois cálculos, o primeiro sem majoração das cargas, situação correspondente ao Estado Limite de Utilização previsto pela NB-1/78, e o segundo considerando o coeficiente de majoração das cargas verticais igual a 1,4 e o das cargas horizontais igual a 0,9, situação correspondente ao Estado Limite Último. Os diagramas dos esforços solicitantes obtidos estão mostrados na figura 6.1, e na tabela 6.1 encontram-se indicadas as solicitações máximas. O efeito de segunda ordem foi desprezado nos cálculos, por ser de grandeza muito pequena, neste caso.

Os esforços solicitantes na direção longitudinal foram estimados grosseiramente, por não se dispor de processo de cálculo mais preciso e por se julgar que estes esforços seriam de pequena importância.

A armadura foi determinada seguindo principalmente as recomendações encontradas em NAAMAN(1979) para caracterizar a argamassa armada. Ao se satisfazerem estas recomen-

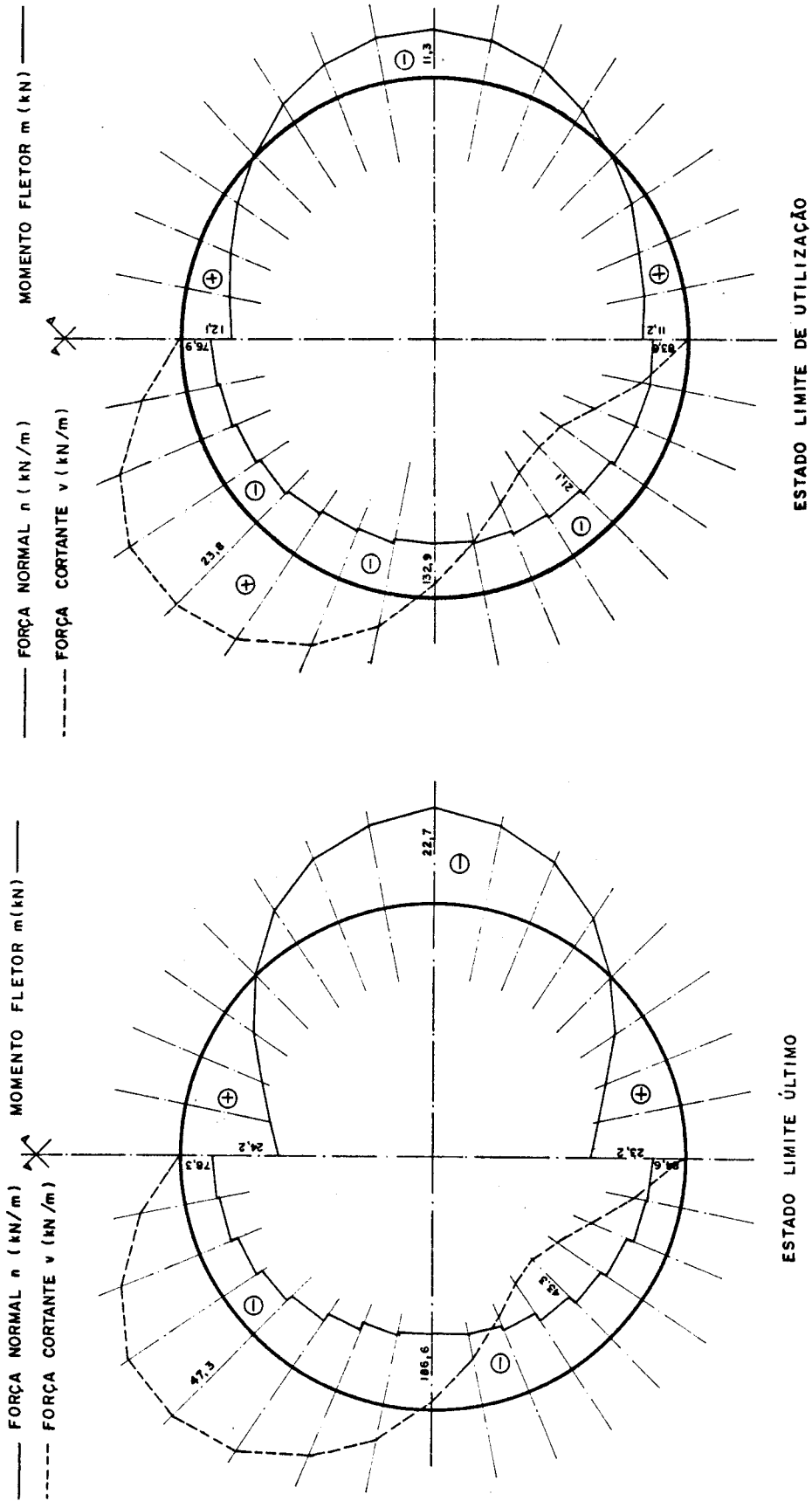


Fig. 6.1 - Solicitações no protótipo

Tabela 6.1 - Solicitações máximas

	POSIÇÃO	n (kN/m)	m (kN)	v (kN)
ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO	COROAMENTO	-76,9	12,1	0,0
	FLANCO	-132,8	-11,3	1,6
	FUNDO	-83,7	11,2	0,0
	MÁXIMA CORTANTE	-105,3	-0,5	23,8
ESTADO LIMITE ÚLTIMO	COROAMENTO	-78,3	24,2	0,0
	FLANCO	-186,6	-22,7	2,0
	FUNDO	-84,6	23,2	0,0
	MÁXIMA CORTANTE	-133,21	-0,9	47,3

dações, no que se refere à superfície específica da armadura e ao espaçamento da armadura de esqueleto, resultou uma seção com mais armadura que a necessária para satisfazer ao Estado Limite Último.

Estão apresentados na figura 6.2 os desenhos das fôrmas do modelo. A geometria da seção transversal do elemento foi determinada de forma a resultarem tensões normais relativamente baixas, da ordem de 5,0 MPa (50 kgf/cm²) na direção longitudinal ao elemento, para a situação do Estado Limite de Utilização, e também para que o comprimento de cada onda, retificada, fosse múltiplo do metro. A largura do elemento foi adotada de forma a se ter uma onda central que fosse representativa de um elemento de maior largura. As espessuras foram adotadas por razões de resistência e, principalmente, de forma a alojar a armadura e permitir um cobrimento da ordem de 5mm.

Para a armadura do esqueleto adotou-se fio de aço de 4,7mm, julgado suficientemente flexível para ser dobrado

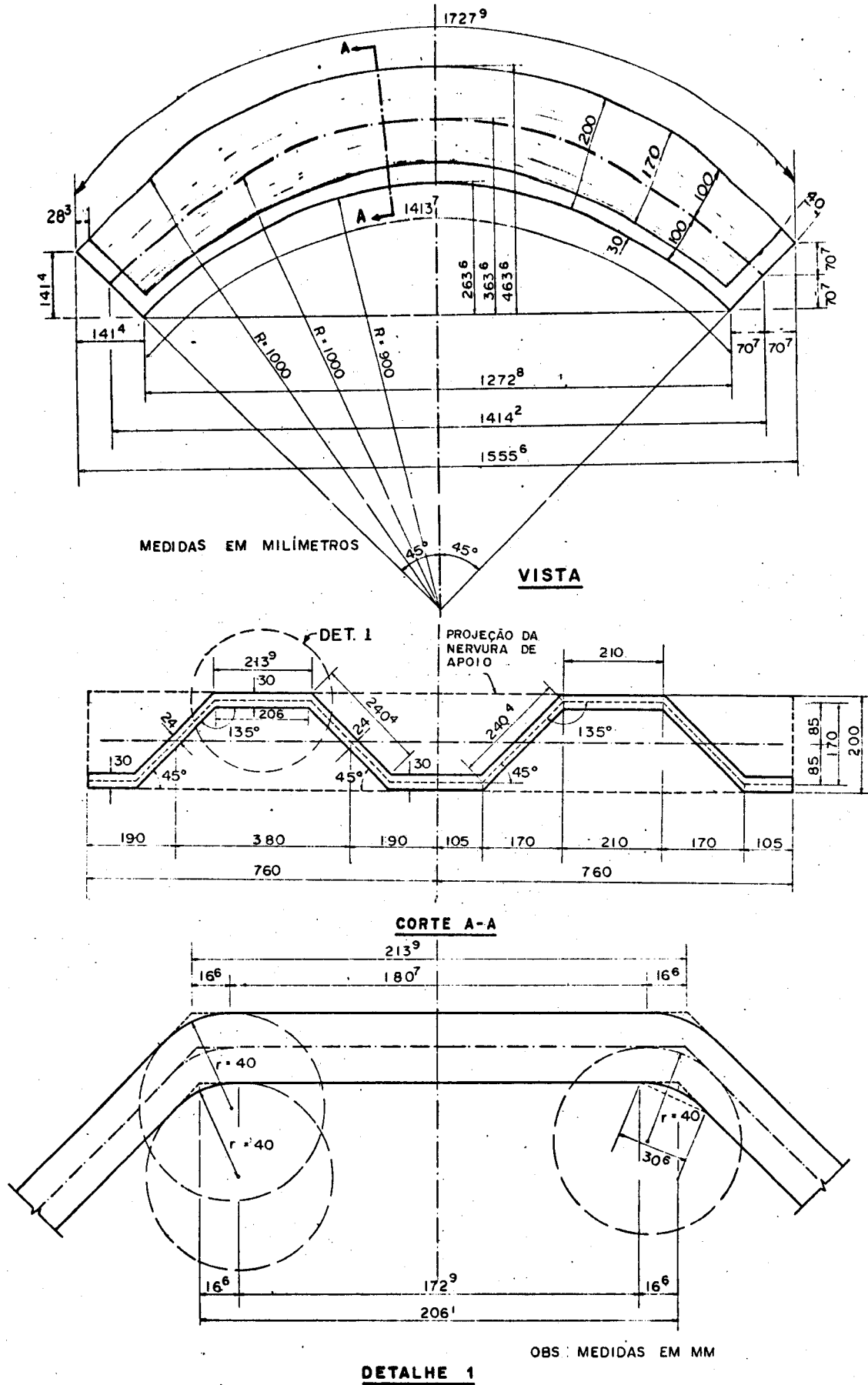
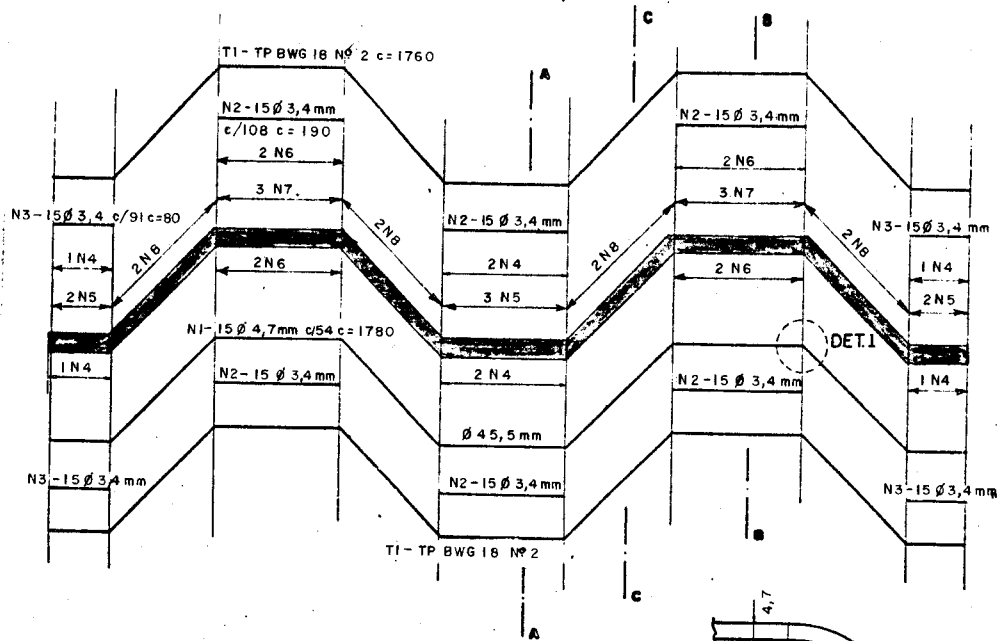
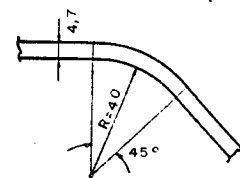


Fig. 6.2 - Fôrmas do modelo experimental 1

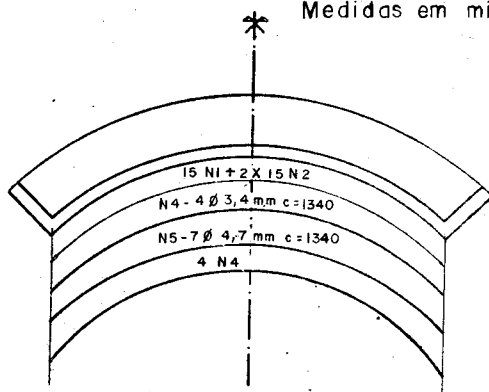


SEÇÃO TRANSVERSAL AO ELEMENTO

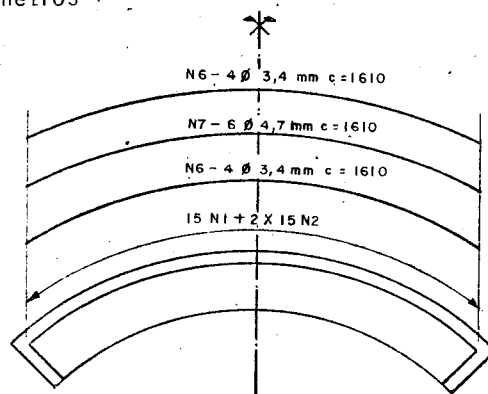


DET. I

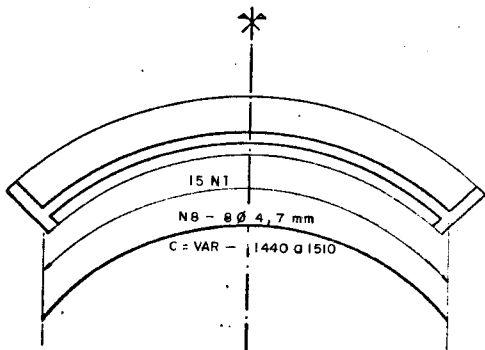
Medidas em milímetros



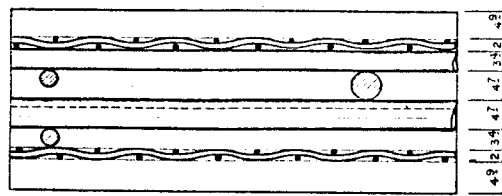
CORTE A-A



CORTE B-B



CORTE C-C



ARRANJO DAS ARMADURAS NA MESA

Fig. 6.3 - Armação do modelo experimental 1

e ajustar-se às curvas da fôrma do elemento, mas ao mesmo tempo suficientemente rígrado para desempenhar o papel de esqueleto. Este fio foi empregado com espaçamento de 50mm, como recomendado em NAAMAN (1979). A tela tipo "peneira" adotada foi a tradicionalmente utilizada nas construções de argamassa armada, que é a tela de malha nº 2 (2 fios por polegada), com fio BWG 18 (1,25mm). Está apresentado na figura 6.3 o desenho da armadura do modelo.

6.3.1.2 - Construção do modelo

Embora se estivesse prevendo a utilização de fôrma de alvenaria no sistema construtivo proposto, como ilustrado na figura 5.4, julgou-se que a execução da fôrma do modelo em madeira seria mais fácil, e principalmente mais rápida.

Assim, a fôrma para a construção do modelo consistia de um esqueleto de tábuas de pinho nas duas direções, de tal forma a se terem as curvas na direção ao longo do eixo do elemento e a forma trapezoidal na outra direção, como ilustra a foto 6.1. Posteriormente, foram pregadas placas de compensado naval suficientemente fino para se ajustar ao esqueleto formado pelas tábuas, e nas curvas de concordância foi feito enchimento com massa plástica. Uma das grandes dificuldades na construção da fôrma foi que devido à nervura do elemento, a desforma da peça teve que ser feita como ilustra a figura 6.4.

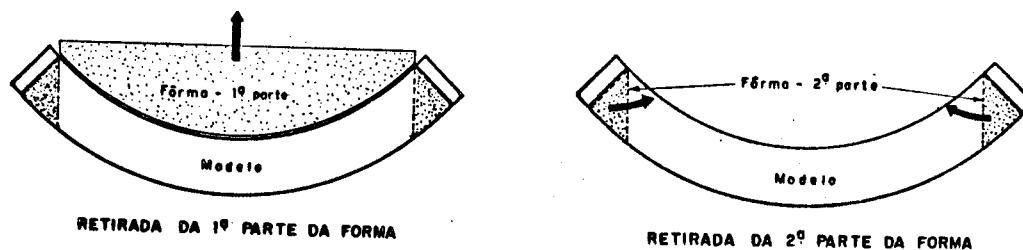


Fig. 6.4 - Esquema de desforma do modelo.

Na montagem da armadura do modelo foi adotado o seguinte procedimento. Primeiramente a malha da armadura principal ($\phi 4,7\text{mm}$) foi montada utilizando-se a fôrma como gabarito, como mostra a foto 6.2. Posteriormente, retirou-se esta malha, e acrescentou-se o restante da armadura como mostrado na foto 6.3, pois julgou-se que a malha de $\phi 4,7\text{mm}$ fosse suficientemente rí-gida. Este procedimento ocasionou um grave problema, pois a armação completa não mais se adaptou à fôrma, o que ocasionou dificuldades no seu ajusta-mento. Isto fez com que o cobrimento previsto não fosse o-bedecido em alguns pontos, além de forçar a fôrma. Seria me-lhor se se montasse parte da armadura utilizando a fôrma como gabarito, e o restante da montagem (apenas malhas posi-cionadas na parte inferior) fosse feito posteriormente, po-rém fixando-se adequadamente a armadura já executada para que esta não se deformasse, e portanto a armação final se encaixasse melhor na fôrma. Apresenta-se na foto 6.4 a ar-mação pronta e posicionada na fôrma.

A operação de concretagem^(*) foi relativamente fácil, mas um tanto demorada, principalmente na fase de acabamento, durando aproximadamente 2,5 horas (fotos 6.5, 6.6 e 6.7). Para o adensamento da argamassa utilizou-se o vibrador de placa desenvolvido no LEEESC e também vi-brador de agulha na concretagem das nervuras. Para o con-trole da espessura (e do cobrimento) utilizaram-se gabari-tos metálicos que se apoiavam em fios de 5mm utilizados como guias, como mostra a foto 6.4.

Como este modelo tinha caráter exploratório, fo-ram moldados apenas 10 corpos de prova e não foram aplica-dos extensômetros na armadura, o que resultou na colocação de extensômetros somente na superfície da peça.

(*) O termo concretagem está empregado em lugar de "arga-massagem" pelo fato deste termo não estar devidamente incorporado à linguagem.

6-13



Foto 6.1 - Esqueleto da fôrma do modelo 1.

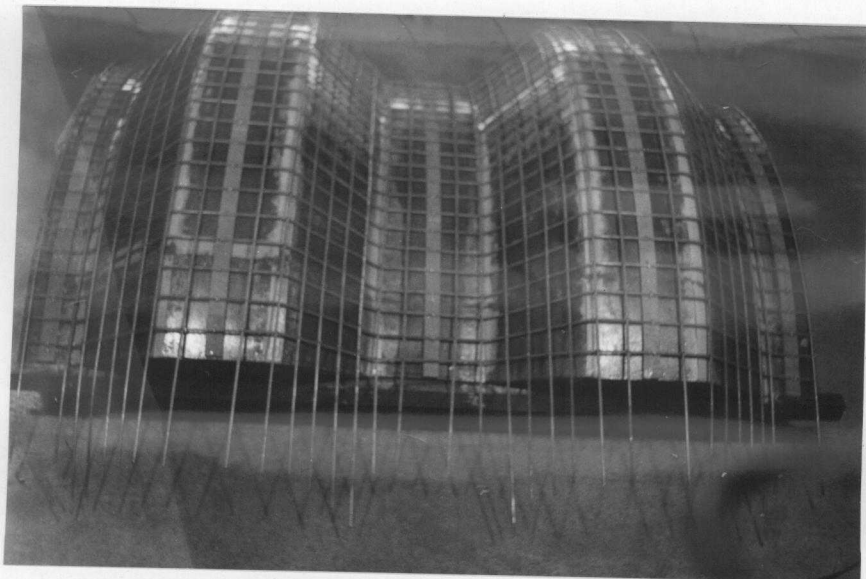


Foto 6.2 - Montagens da armadura de esqueleto do mo
delo 1.

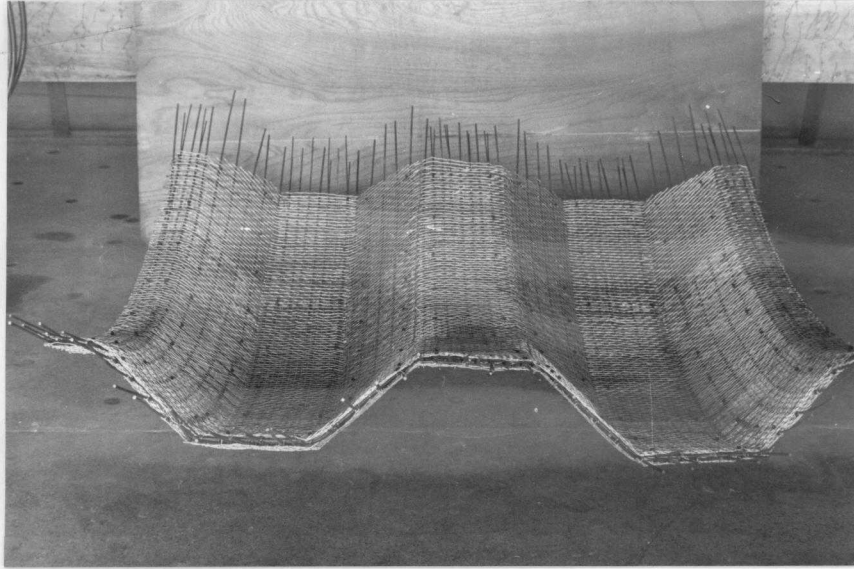


Foto 6.3 - Montagem da armadura difusa do modelo 1.

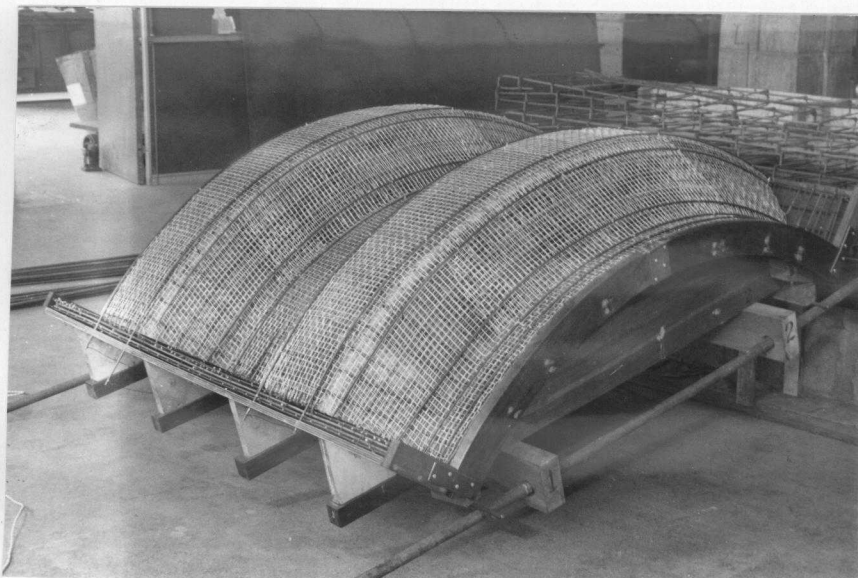


Foto 6.4 - Posicionamento da armadura na fôrma.



Foto 6.5 - Moldagem do modelo 1 - aspecto geral.



Foto 6.6 - Moldagem do modelo 1 - vista do vibrador.

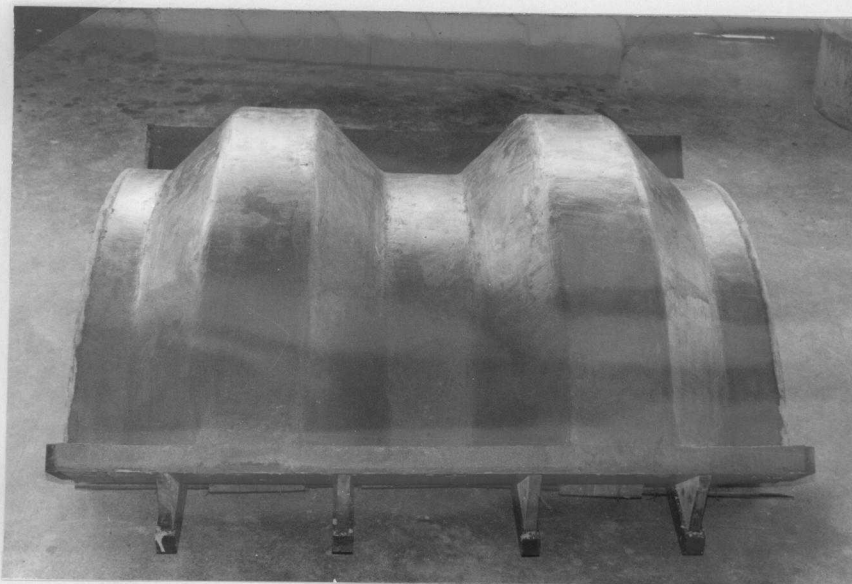


Foto 6.7 - Aspecto da peça após a moldagem.

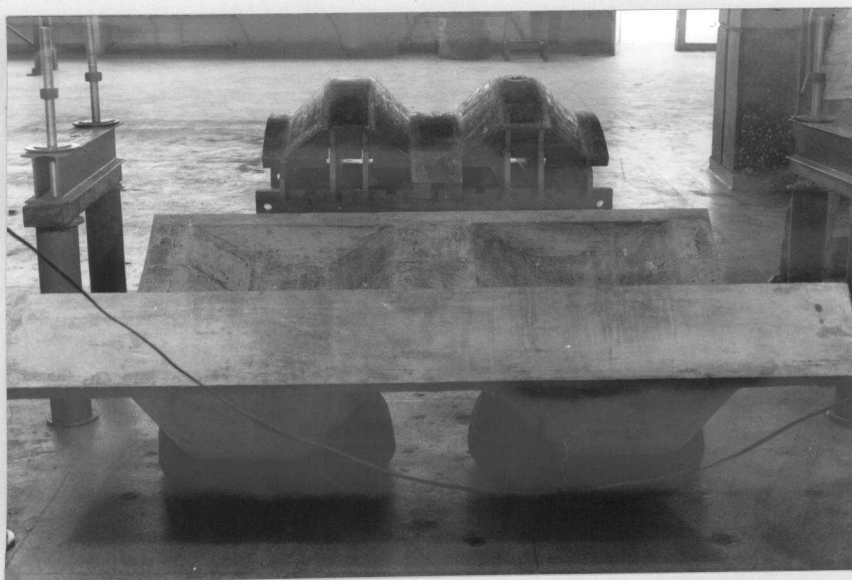


Foto 6.8 - Em primeiro plano a peça, e em segundo plano a fôrma, após a operação de desforma.

A cura da peça foi feita utilizando espuma plástica permanentemente encharcada com água durante 6 dias.

A operação de desforma foi problemática, pois alguns arames que fixavam a armadura ficaram presos, fazendo com que partes da fôrma fossem danificadas, principalmente junto à nervura.

A peça apresentou algumas poucas falhas de concretagem. É interessante salientar que nas nervuras não ocorreram falhas de concretagem, como se chegou a imaginar. Como estas falhas foram pequenas, elas foram picotadas e reparadas com argamassa de mesma composição da empregada na peça. A foto 6.8 mostra a peça após a desforma.

6.3.1.3 - Dispositivo de aplicação de carga

O dispositivo de aplicação de carga projetado inicialmente é mostrado na figura 6.5, contudo, quando da execução dos seus componentes, encontraram-se grandes dificuldades. A primeira delas foi achar cabo de aço suficientemente fino para que os furos na peça não fossem grandes, bem como ancorar este cabo de aço na travessa superior. Resolvido este problema com a utilização de cabo de aço sem alma, e fazendo as ancoragens com cunhas de aço temperado, defrontou-se com outro problema, pois os tarugos, que eram de madeira, depois de cortados em ângulos devidamente calculados, não se assentavam corretamente à peça. Haveria necessidade de se ajustar tarugo por tarugo e, o que era pior, para cada peça haveria a necessidade de se ajustarem estes elementos. Havia também perigo de escorregamento dos tarugos nas partes mais inclinadas.

Surgiu então a idéia de se modificar o dispositivo de aplicação de carga, aplicando-a por meio de ar comprimido através de um balão de latex confinado em um caixote, como mostra a figura 6.6.

Desta forma, ter-se-iam cargas aplicadas mais adequadamente, permitindo que os ensaios representassem melhor as condições de solicitação real da peça. A figura 6.7a mostra as solicitações obtidas no cálculo estático da galeria, e as solicitações que ocorrem quando se aplicam as cargas para o Estado Limite de Utilização e para o Estado Limite Último, respectivamente, assim como os valores correspondentes ao dispositivo de carga inicialmente previsto e não empregado. Também estão mostradas na figura 6.7b as tensões normais para a situação correspondente ao Estado Limite de Utilização. A análise dos resultados mostrados nessa figura permite concluir que as cargas aplicadas são representativas da situação de projeto da estrutura e que a aplicação das cargas com ar comprimido se ajusta melhor que a inicialmente prevista.

Na confecção do balão foi utilizado latex centrifugado com pureza de 60%, aplicado com trincha e rolo de pintor. As partes que compunham o balão foram coladas com o próprio latex sobre uma armação de estiropor. Nos locais do balão onde haveria folga entre o modelo e o caixote foram incorporadas tiras de tecido de algodão, como reforço (fotos 6.9 e 6.10).

6.3.1.4 - Instrumentação e medição de deformações e deslocamentos

Foram aplicados extensômetros em um dos quartos da peça, na face interna e na face externa, cuja localização e nomenclatura estão apresentadas nas figuras 6.8 e 6.9. Com esta localização de extensômetros buscou-se a determinação das deformações devidas às solicitações na direção longitudinal do elemento e, principalmente, a determinação das

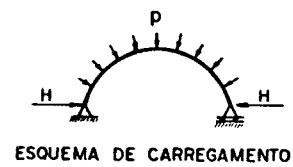
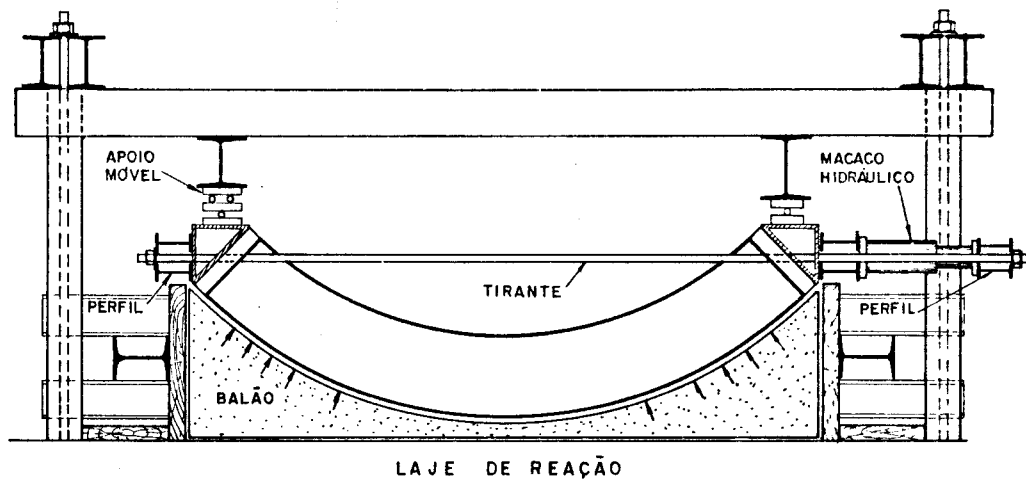


Fig. 6.6 - Dispositivo de aplicação de cargas executado, com ar comprimido.

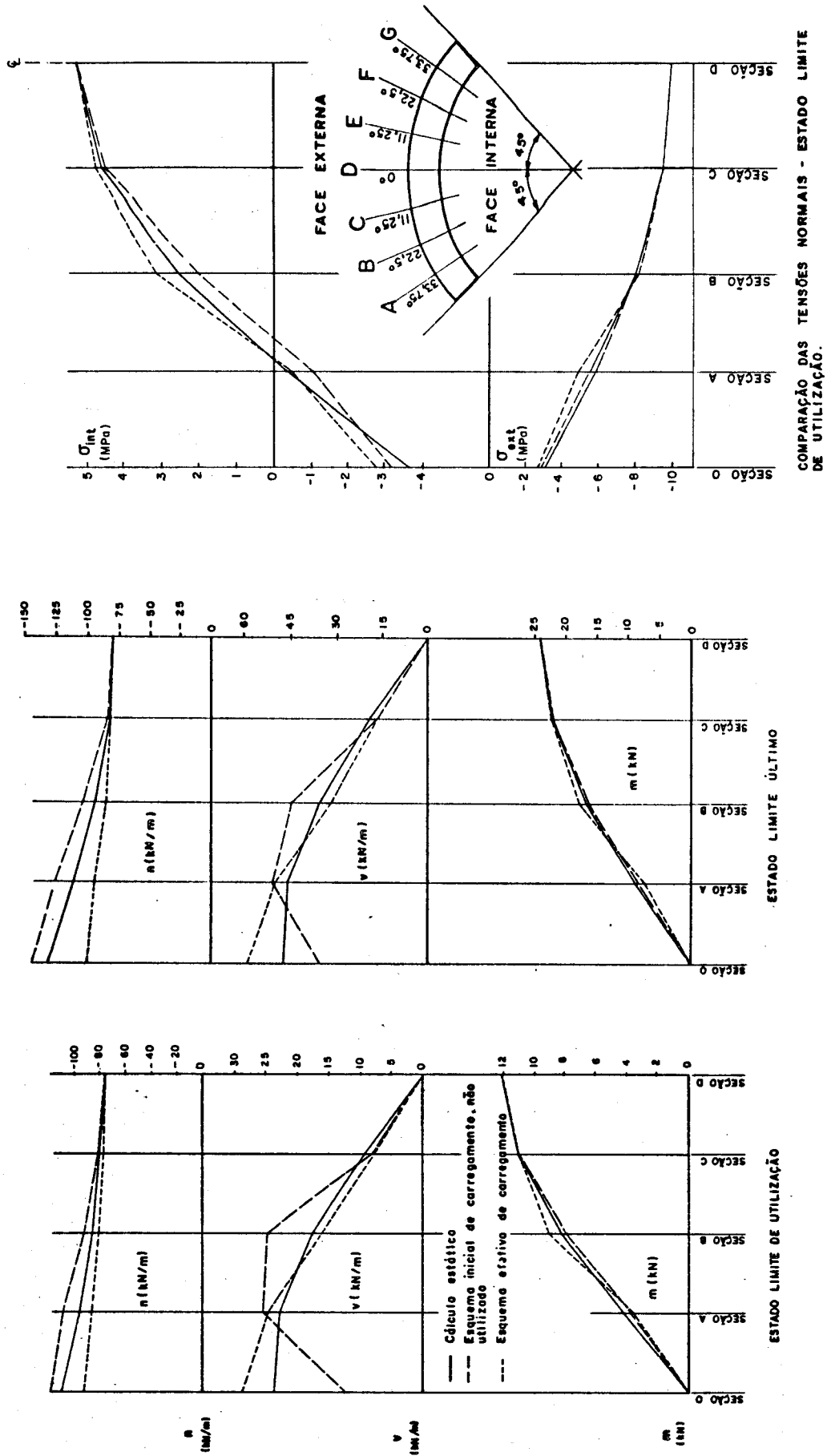


Fig. 6.7 - Comparação das solicitações e das tensões normais.

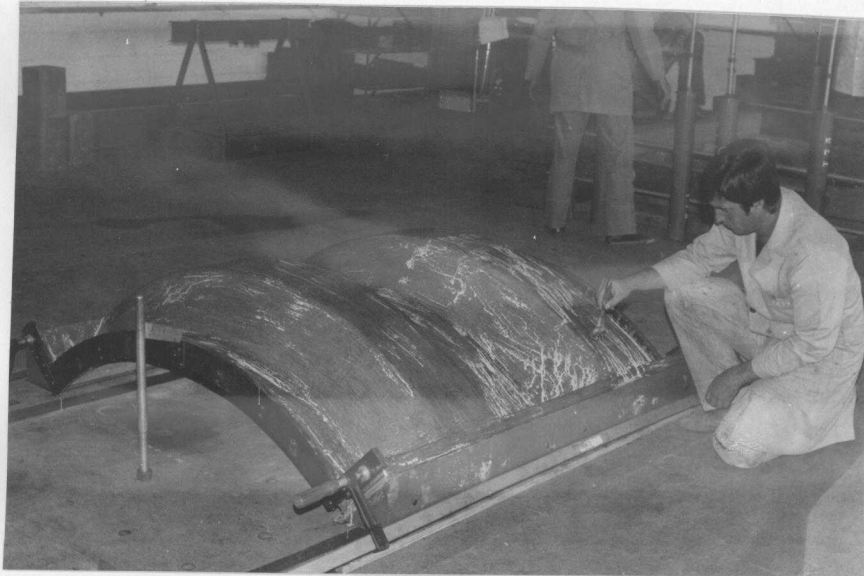


Foto 6.9 - Execução de parte do balão utilizando a peça como molde.



Foto 6.10 - Montagem do balão.

solicitações na direção transversal ao elemento, tanto no meio do vão como a um quarto do apoio. Em face do grande número de pontos de leitura foi utilizado o sistema de aquisição de dados Hewlett-Packard.

Na medição dos deslocamentos empregaram-se 34 defletômetros, localizados como mostra a figura 6.10. Com esta disposição procurou-se medir os deslocamentos ao longo do vão para a faixa central do elemento, além dos deslocamentos verticais e horizontais no meio do vão.

A carga horizontal foi aplicada ao modelo mediante 2 macacos hidráulicos de 200kN (20tf), com a carga medida através de transdutores elétricos com um canal ligado a um registrador X-Y para monitorizar a variação desta força durante a realização do ensaio.

Na medida da pressão do balão utilizou-se manômetro WIKA com precisão nominal de 0,1%, aferido com auxílio de manômetro de mercúrio.

6.3.1.5 - Ensaios e resultados obtidos

Na programação do ensaio do modelo foi previsto que primeiramente seriam aplicadas pressão e força horizontal de forma a resultarem tensões normais no meio do vão correspondentes ao Estado Limite de Utilização, em etapas progressivas até atingir cerca de 30% acima da carga de serviço. Numa segunda etapa, seriam aplicadas pressão e força horizontal correspondentes ao Estado Limite Último, em etapas progressivas até a ruptura da peça. As fotos 6.11 e 6.12 mostram a montagem do dispositivo de carregamento e uma vista geral do dispositivo de ensaio, respectivamente.

Na execução dos ensaios o balão apresentou sucessivos problemas de vazamento, sendo necessário fazer vários reforços, e por isto foram feitos diversos ensaios, cujas características principais encontram-se resumidas na tabela 6.2.

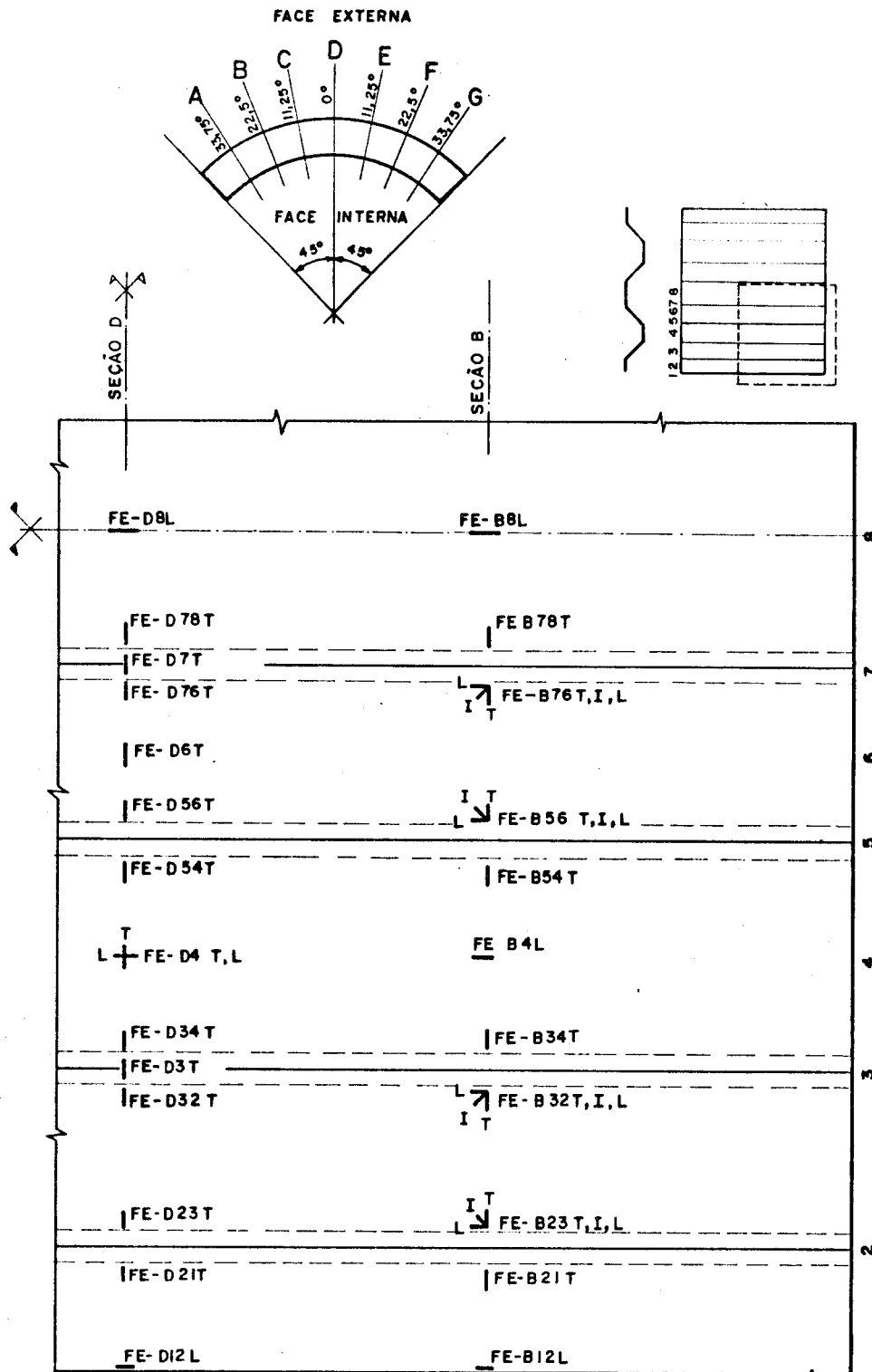


Fig. 6.8 - Nomenclatura e locação dos extensômetros na face externa - modelo 1.

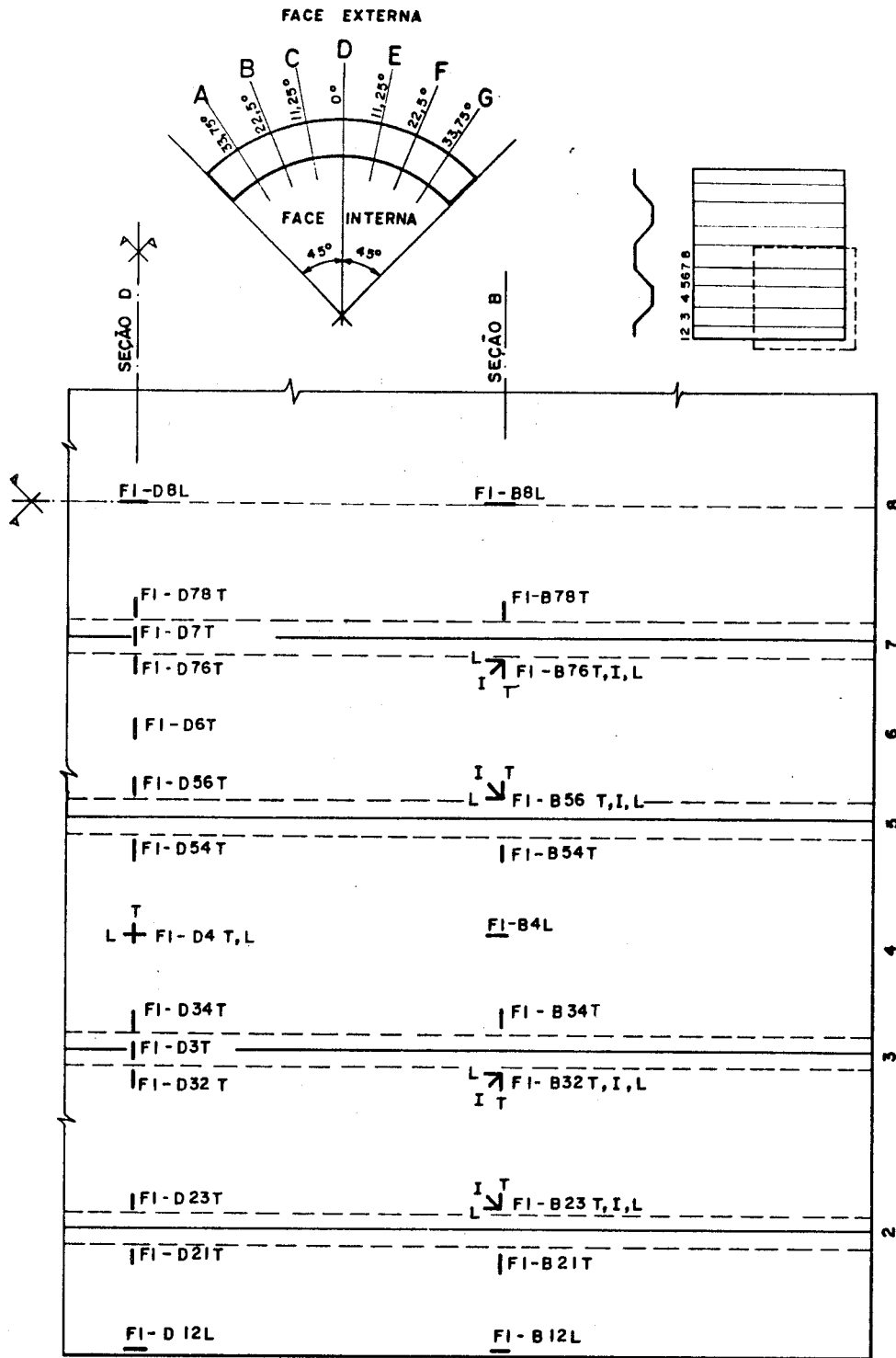


Fig. 6.9 - Nomenclatura e localização dos extensômetros na face interna - modelo 1.

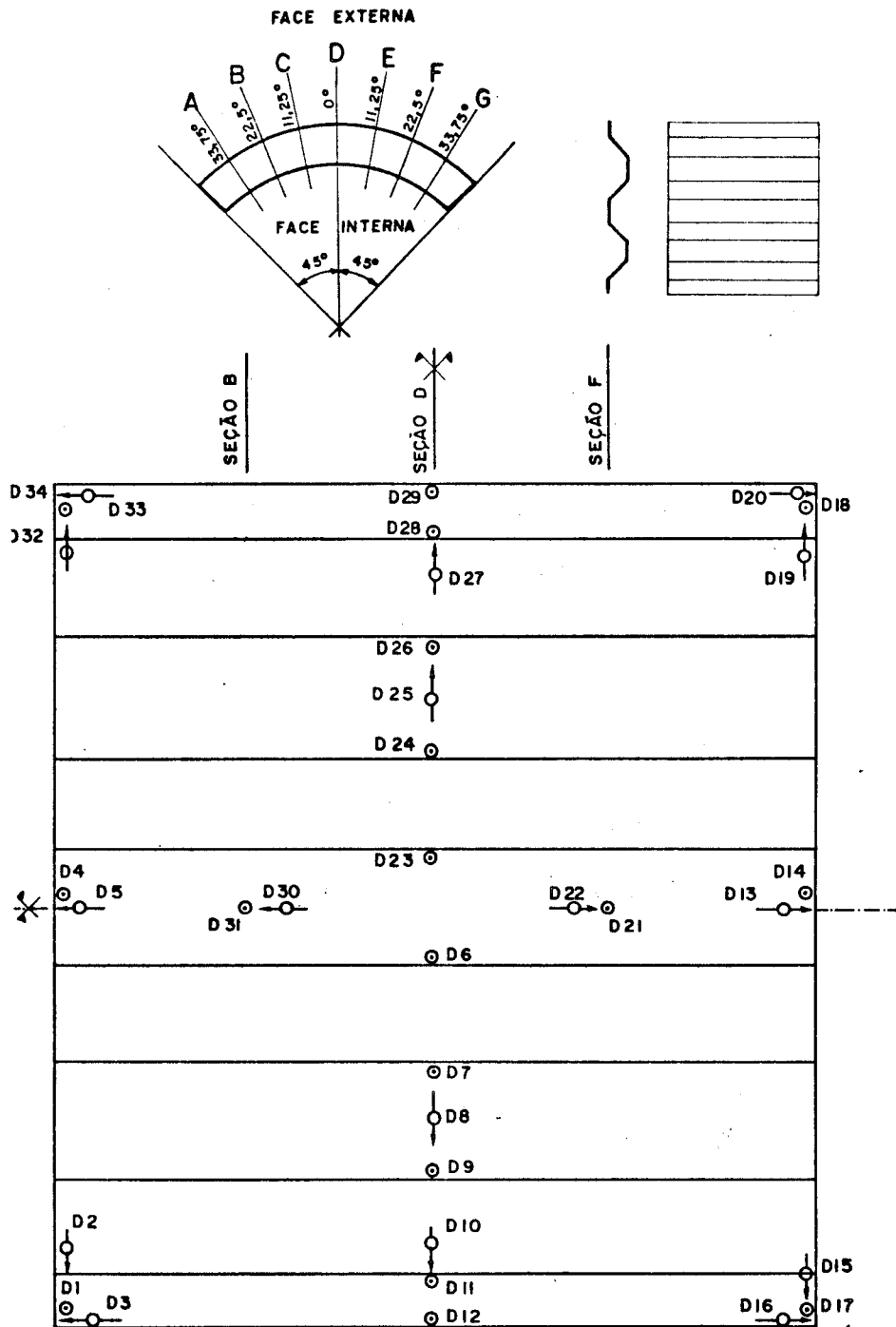


Fig. 6.10 - Localização dos defletômetros do modelo 1.

Os primeiros problemas de vazamento no balão ocorreram junto às emendas das partes que o compunham (que eram reforçadas com tecido de algodão), por serem mais rígidas que a membrana de latex, como mostra a foto 6.13. Melhorias nesta região, com a colagem de faixas de latex, acabaram transferindo o problema para as regiões adjacentes a estes reforços. Após execução de vários consertos, sendo refeita toda a parte do balão em contato com a peça, conseguiu-se atingir a pressão de 165 kPa, o que corresponde a pressão de 16,5m de coluna de água.

Estão apresentados nas figuras 6.11 e 6.12 os diagramas dos deslocamentos médios, vertical no meio do vão e horizontal junto ao apoio móvel, para os vários ensaios realizados em que foram feitas as medidas de deslocamentos. Os valores obtidos indicam uma discrepância muito grande em relação aos calculados com o programa desenvolvido, o qual foi apresentado no capítulo 4.

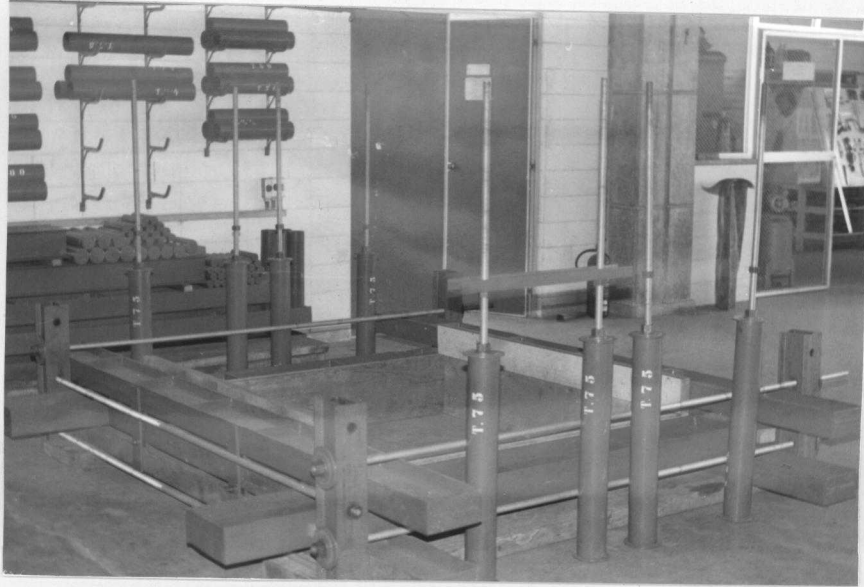
Também a ocorrência de fissuras com pressão de 75 kPa, que corresponde a uma tensão normal de tração na direção longitudinal ao elemento de 3,3 MPa (33kgf/cm^2), valor este abaixo da resistência à tração do material, foi um resultado bastante surpreendente.

A causa desses valores suspeitos pode ter sido que a força horizontal não estava de acordo com o previsto. Estando os dinamômetros colocados junto aos macacos hidráulicos do lado do apoio fixo, pode ter ocorrido que parte da carga aplicada pelos macacos, medida nos dinamômetros, fosse absorvida, por atrito, junto a este apoio, resultando força horizontal menor que a medida, e portanto momentos fletores maiores que os previstos. Ou então o comportamento estrutural da peça se afastou muito do modelo matemático empregado.

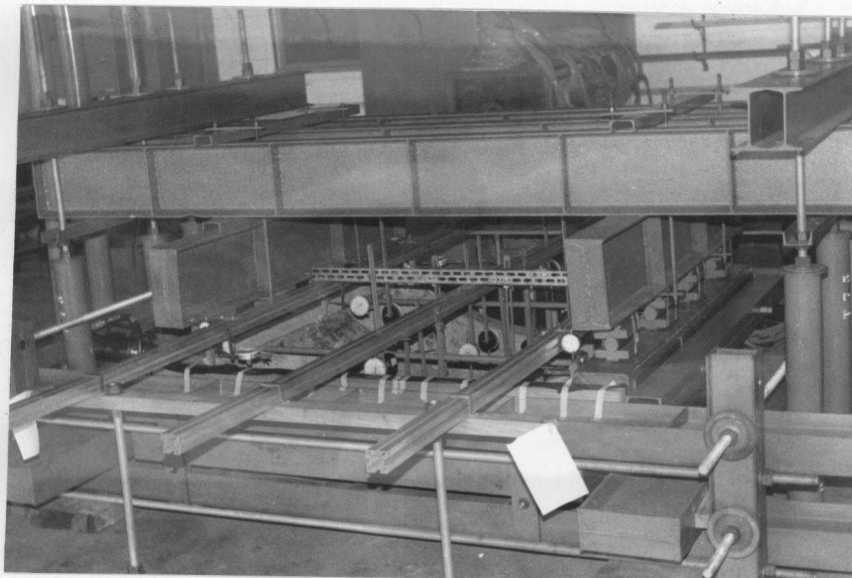
Considerando a incerteza nas cargas aplicadas, e como o extensômetro FI-D8L, que forneceria a deformação de tração na direção longitudinal, apresentou problema logo no início dos ensaios, não serão apresentados no trabalho os diagramas de deformações deste modelo experimental.

Apesar dos infortúnios, a execução deste modelo e o seu ensaio permitem as conclusões que estão alinhadas a seguir:

- o processo de construção do modelo é desinteressante para produções em larga escala, principalmente devido ao trabalho para garantir o cobri-
mento na parte externa da peça;
- O emprego de elevadas taxas de armadura, como as utilizadas neste modelo, reduz sensivelmente as vantagens econômicas previstas para o sistema construtivo proposto;
- a seção transversal do elemento pré-moldado apresenta grande comprimento de onda, o que ocasiona solicitações na direção transversal ao elemento bastante significativas, como indica o elevado número de fissuras na direção longitudi-
nal do elemento (foto 6.14);
- Os dinamômetros para medir a força horizontal deverão ser colocados ao lado do apoio móvel pa-
ra garantir que a medida represente a força horizontal aplicada.



6.11 - Montagem do dispositivo de reação.



6.12 - Vista do modelo colocado para execução do ensaio.

Tabela 6.2 - Principais características dos ensaios do modelo 1

Número do ensaio	Leitura de deformações	Leitura de deslocamentos	Correspondência da relação pressão-força horizontal	Máxima pressão atingida (kPa)	Observação
1	sim	sim	Estado Limite de Utilização	75	Grandes deslocamentos do apoio
2	sim	sim	Estado Limite de Utilização	90	Primeira fissura visível com 75 kPa
3	sim	não	Compressão uniforme	45	Teste do balão
4	sim	não	Compressão uniforme	105	Teste do balão
5	sim	sim	Estado Limite de Utilização	90	
6	sim	sim	Estado Limite de Utilização/Estado Limite Último	150	Leitura dos defletores incoerentes
7	sim	sim	Estado Limite de Utilização/Estado Limite Último	165	Ensaio interrompido por deslocamentos excessivos dos apoios
8	sim	sim	Estado Limite Último	120	

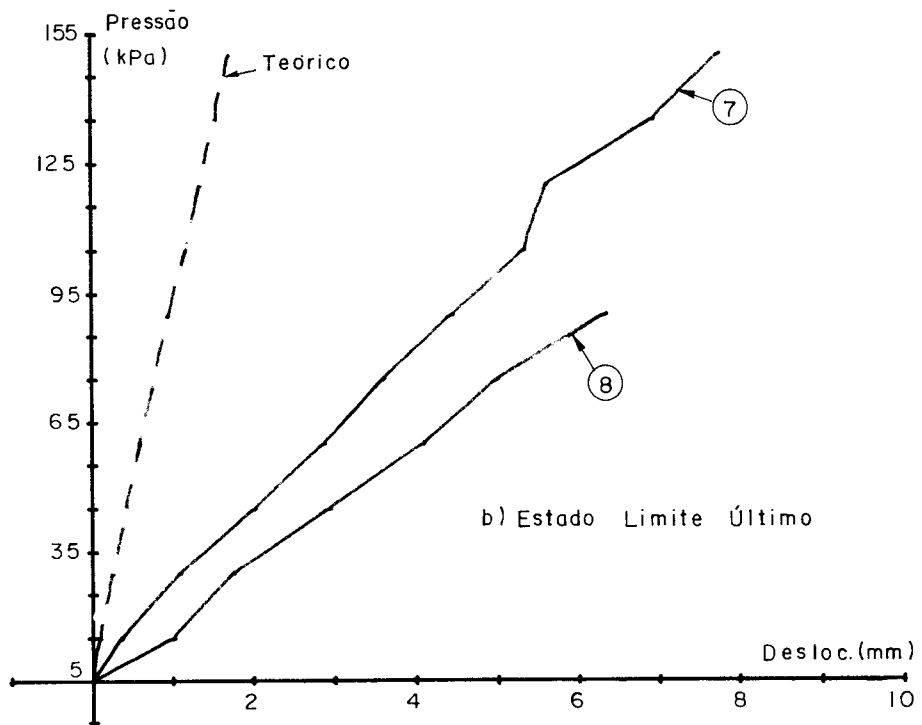
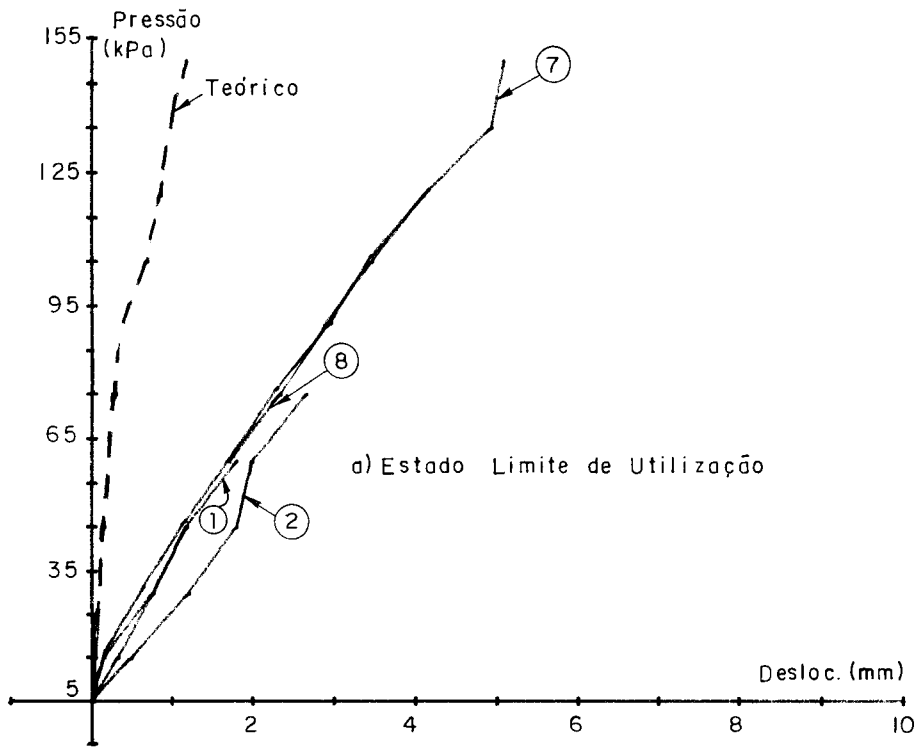


Fig. 6.11 - Deslocamentos verticais médios no meio do vão - modelo 1.

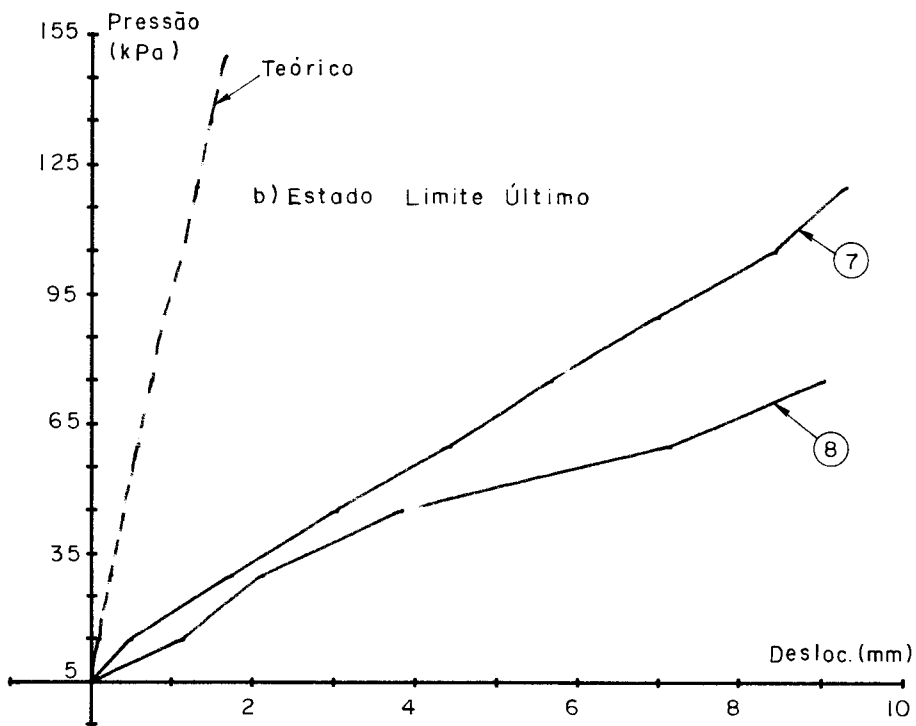
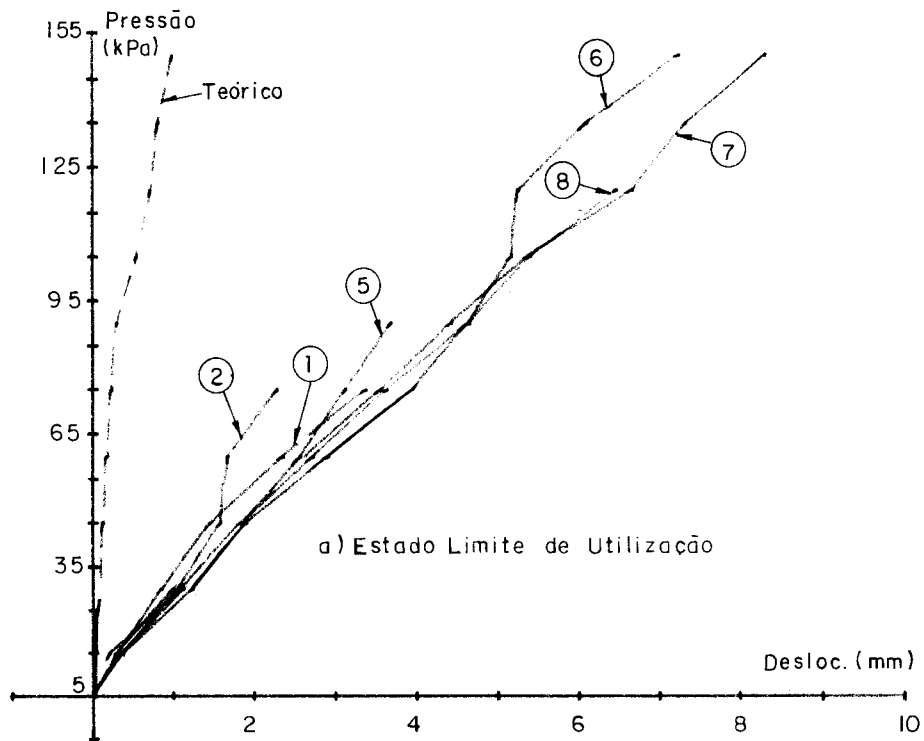


Fig. 6.12 - Deslocamentos horizontais médios junto ao apoio móvel - modelo 1.

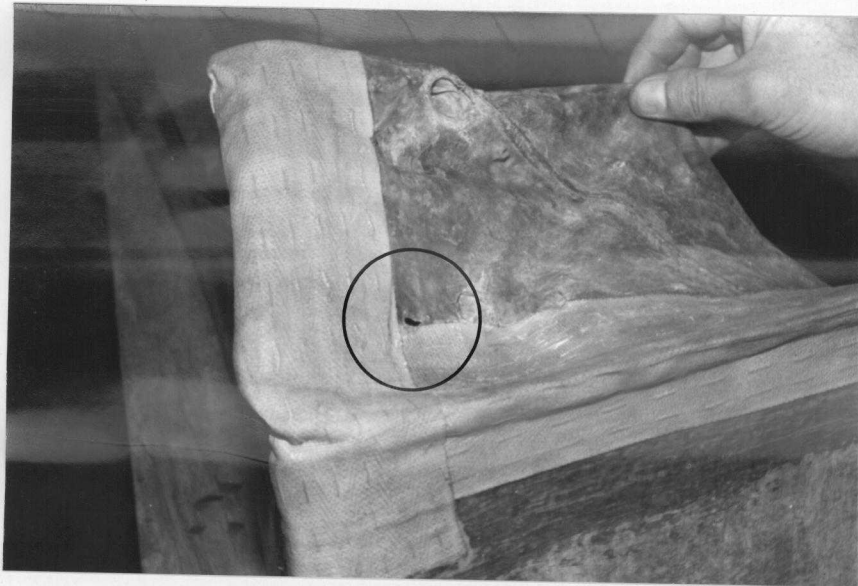


Foto 6.13 - Balão após ensaio apresentando furo junto ao tecido de algodão.

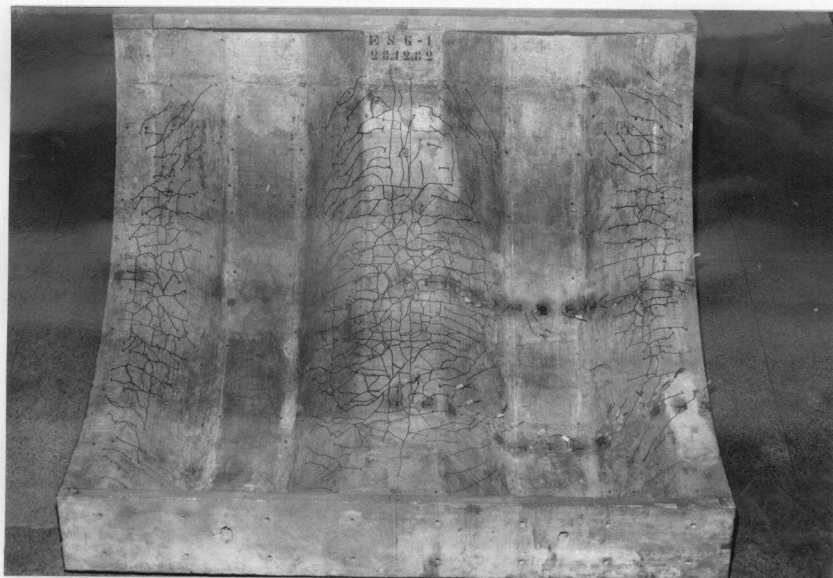


Foto 6.14 - Aspecto da peça após os ensaios.

6.3.2 - Modelo Experimental 2

6.3.2.1 - Introdução

Como a construção e os ensaios do modelo experimental 1, mostraram a inadequação do processo construtivo, o alto consumo de armadura e o efeito bastante significativo das solicitações transversais ao eixo do elemento, resolveu-se fazer as seguintes alterações neste segundo modelo:

- 1) no processo construtivo, com a utilização de fôrma de alvenaria e tirando melhor partido da forma circular, com auxílio de gabarito basculante, que facilita o controle da espessura.
- 2) na forma de seção transversal do elemento, modificando-a para a seção composta por arcos de circunferência para diminuir as solicitações transversais.
- 3) utilização de menor quantidade de armadura e abertura da malha de esqueleto de ordem de 100mm.

Foram adotadas as mesmas solicitações com que foi calculado o modelo anterior, pois a variação das mesmas, devido à variação do momento de inércia da seção, seria de valor e importância pequenos. Também na adoção da armadura seguiram-se as mesmas diretrizes do modelo 1, aplicando uma tela tipo peneira de cada lado da armadura de esqueleto, mas sem obedecer às recomendações de NAAMAN(1979), que nortearam a escolha da armação do modelo anterior.

A geometria da seção transversal do elemento foi escolhida objetivando aproveitar o dispositivo de carrega-

mento construído para o modelo anterior. Assim, a largura e a altura da seção transversal do elemento foram as mesmas do modelo anterior, e o comprimento da onda foi reduzido à metade do modelo anterior. A espessura foi adotada de forma a alojar a armadura e permitir um cobrimento da ordem de 5mm. A figura 6.13 mostra a desenho de fôrmas deste modelo.

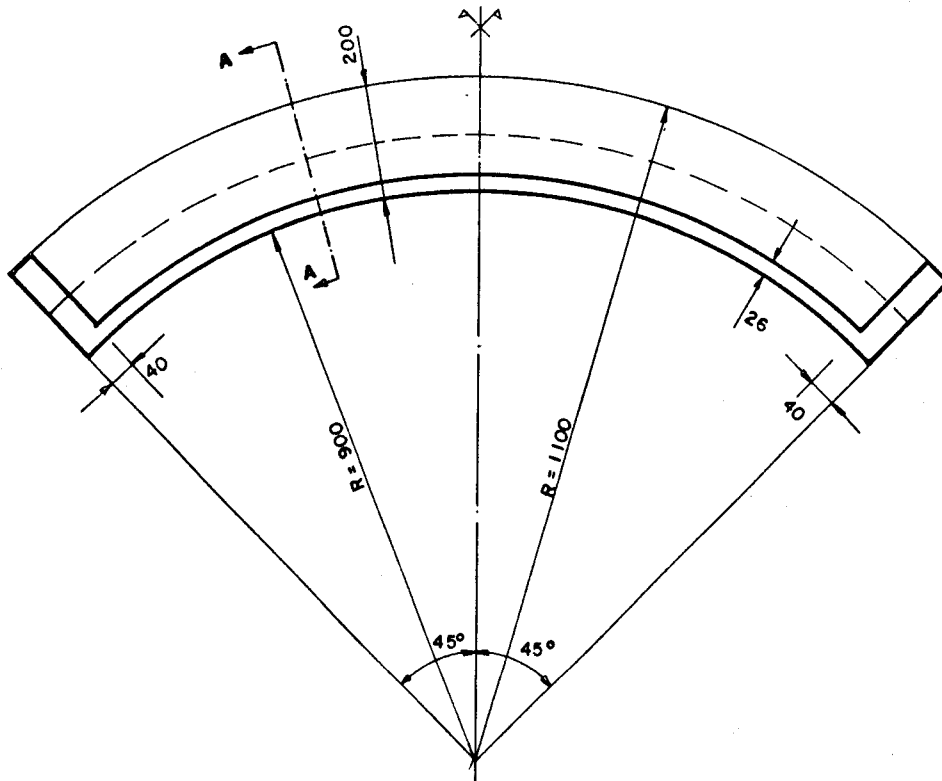
A armadura de esqueleto foi executada com fios de aço de 4,7mm na direção longitudinal do elemento e de fios transversais de 3,4mm, um de cada lado da armadura longitudinal, formando uma malha de esqueleto **simétrica em relação ao plano médio**. A tela tipo "peneira" foi a mesma empregada no modelo anterior, com malha nº 2 e fio BWG 18 (1,25mm). Está apresentado na figura 6.14 o desenho de armação do modelo.

6.3.2.2 - Construção do modelo

A fôrma para a construção do modelo foi feita de alvenaria, sobre placas de concreto. Na camada final foi utilizada argamassa de cimento com areia média, na proporção 1:2, aplicada com auxílio de gabarito de madeira. Nos locais que apresentam deficiência utilizou-se argamassa de areia fina. Depois do endurecimento desta camada, as pequenas imperfeições foram sanadas utilizando-se massa plástica. Posteriormente, lixou-se a fôrma e aplicou-se pintura à base de borracha clorada. As fotos 6.15 a 6.18 ilustram a construção da fôrma.

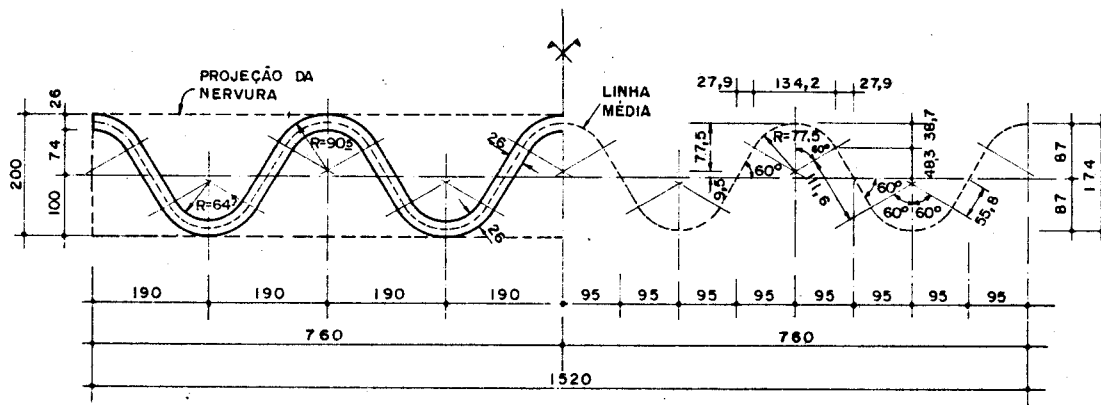
A armadura foi montada na fôrma com auxílio de gabaritos, e somente a última tela foi colocada fora da fôrma. (fotos 6.19 e 6.20). Isto permitiu a recolocação da armadura total sem grandes dificuldades, fixando-a à fôrma com arame passando pelos furos que a atravessam e às placas de concreto de apoio.

A concretagem do modelo foi feita sem dificuldades, com auxílio do vibrador de placa utilizado no modelo



CORTE LONGITUDINAL AO MODELO

Medidas em milímetros



1/2 SEÇÃO TRANSVERSAL
(CORTE A A)

1/2 LINHA DO ESQUELETO

Fig. 6.13 - Fôrmas do modelo experimental 2.

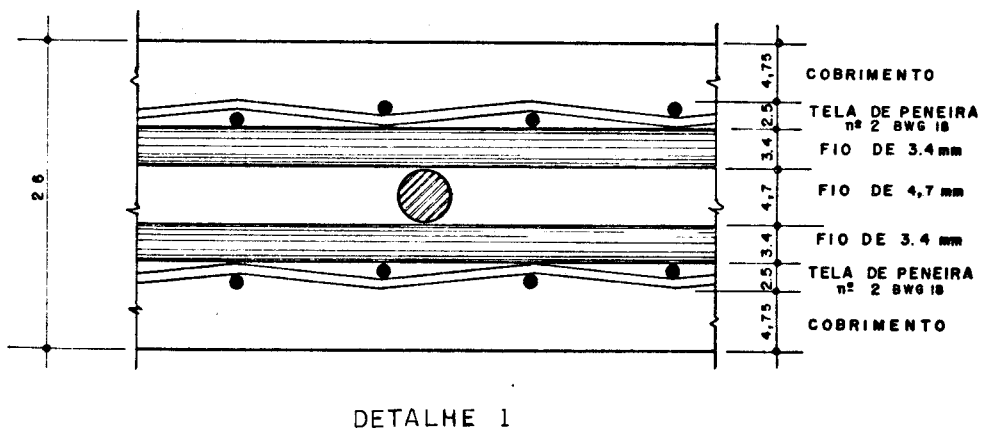
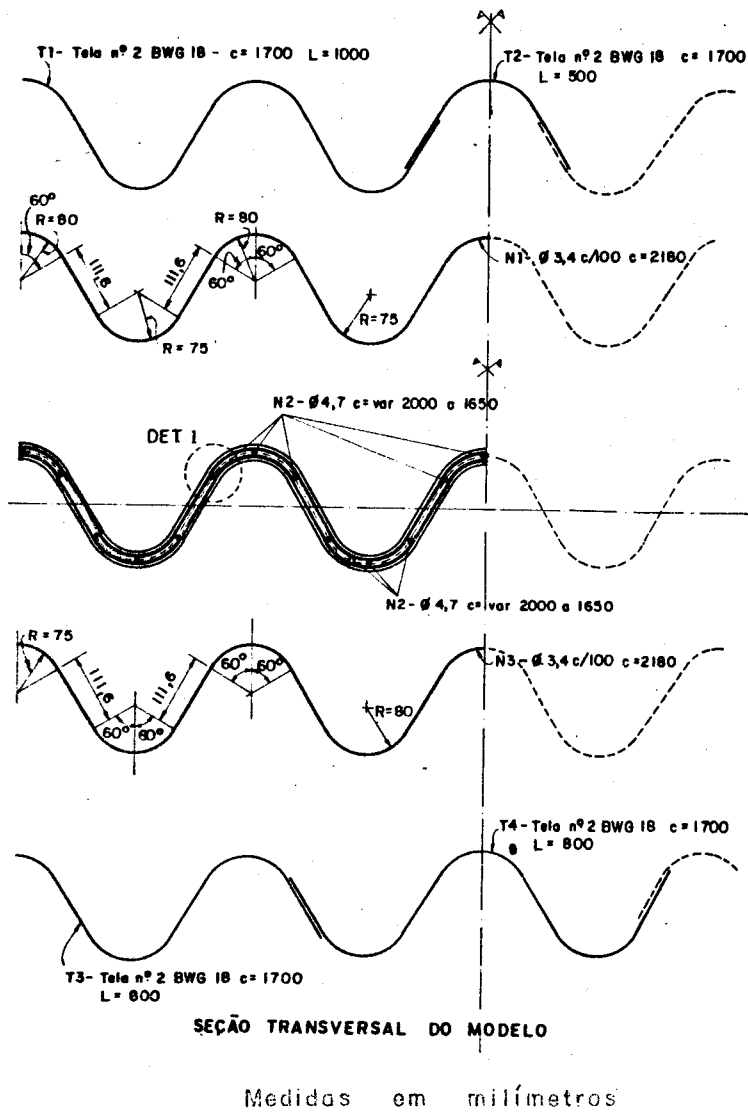


Fig. 6.14 - Armação do modelo experimental 2.

anterior, devidamente adaptado para a nova forma das ondas. No enchimento das nervuras utilizou-se vibrador de agulha. A operação de acabamento foi bem melhor que no caso anterior, mas poderia ser melhor ainda se se utilizassem vibradores acoplados no gabarito metálico. As fotos 6.21 a 6.24 ilustram a concretagem do modelo.

A desforma da peça apresentou pequena dificuldade devido à deficiência do agente desformante, arrancando a pintura da fôrma na operação. O modelo apresentou falhas de concretagem insignificantes, notando-se pequena região com segregação de materiais na parte externa do modelo, no meio do vão do elemento.

6.3.2.3 - Dispositivo de aplicação de carga

O dispositivo de aplicação de carga foi o mesmo utilizado no modelo experimental 1.

6.3.2.4 - Instrumentação e medição de deformações e deslocamentos

Os extensômetros foram aplicados objetivando medir as deformações normais no meio e nos quartos de vão, nas direções transversal e longitudinal do modelo e as deformações tangenciais nos quartos e nos oitavos do vão junto aos apoios. Os extensômetros totalizavam 138 pontos de leitura, sendo 56 pontos na face externa, 66 pontos na face interna e 16 pontos na armadura aplicados em dois quartos, diagonalmente opostos, do modelo, como mostram as figuras 6.15 e 6.16 e 6.17. Os defletômetros, num total de 34, foram localizados de forma similar à do modelo anterior, como mostra a figura 6.18.

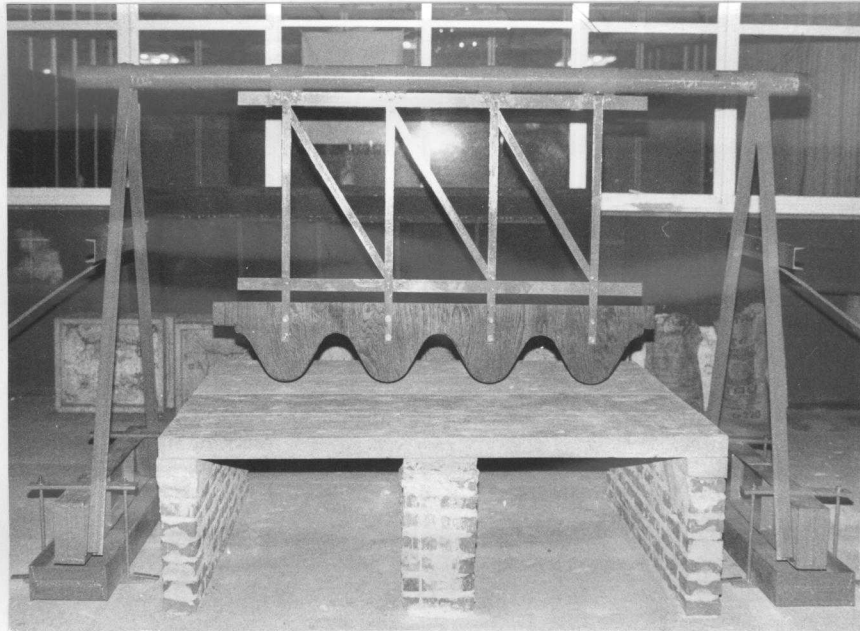


Foto 6.15 - Fôrma do modelo 2 - construção da base.



Foto 6.16 - Fôrma do modelo 2 - conformação inicial.



Foto 6.17 - Fôrma do modelo 2 - aplicação da argamassa.



Foto 6.18 - Aspecto da fôrma acabada.

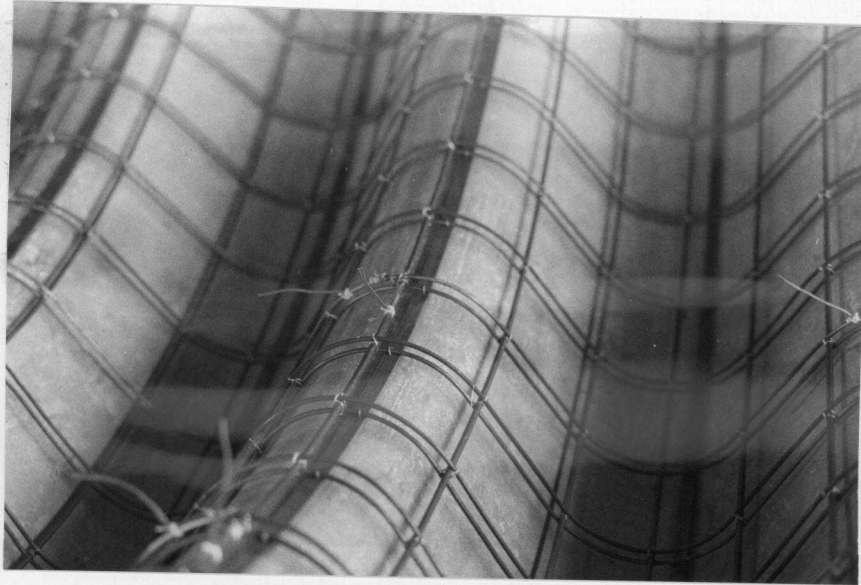


Foto 6.19 - Montagem da armadura de esqueleto - detalhe de aplicação dos extensômetros elétricos.

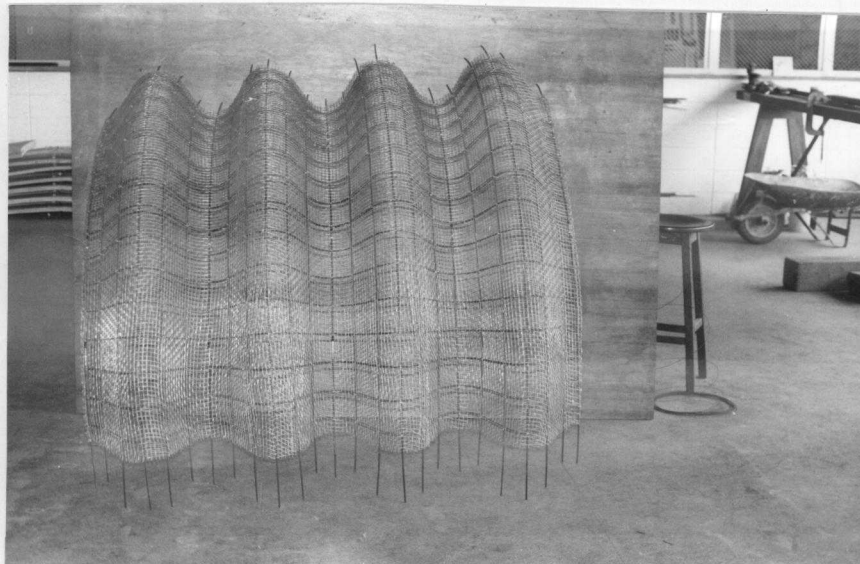


Foto 6.20 - Aspecto final da armação do modelo 2.



Foto 6.21 - Aspecto da armadura colocada na fôrma.

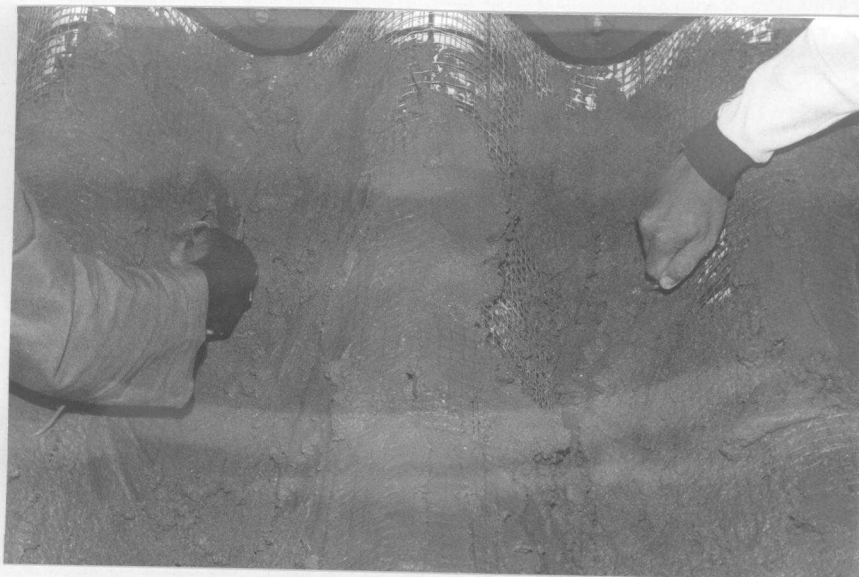


Foto 6.22 - Concretagem do modelo 2 - colocação da argamassa.



Foto 6.23 - Concretagem do modelo 2 - detalhe do vi
brador.



Foto 6.24 - Concretagem do modelo 2 - acabamento.

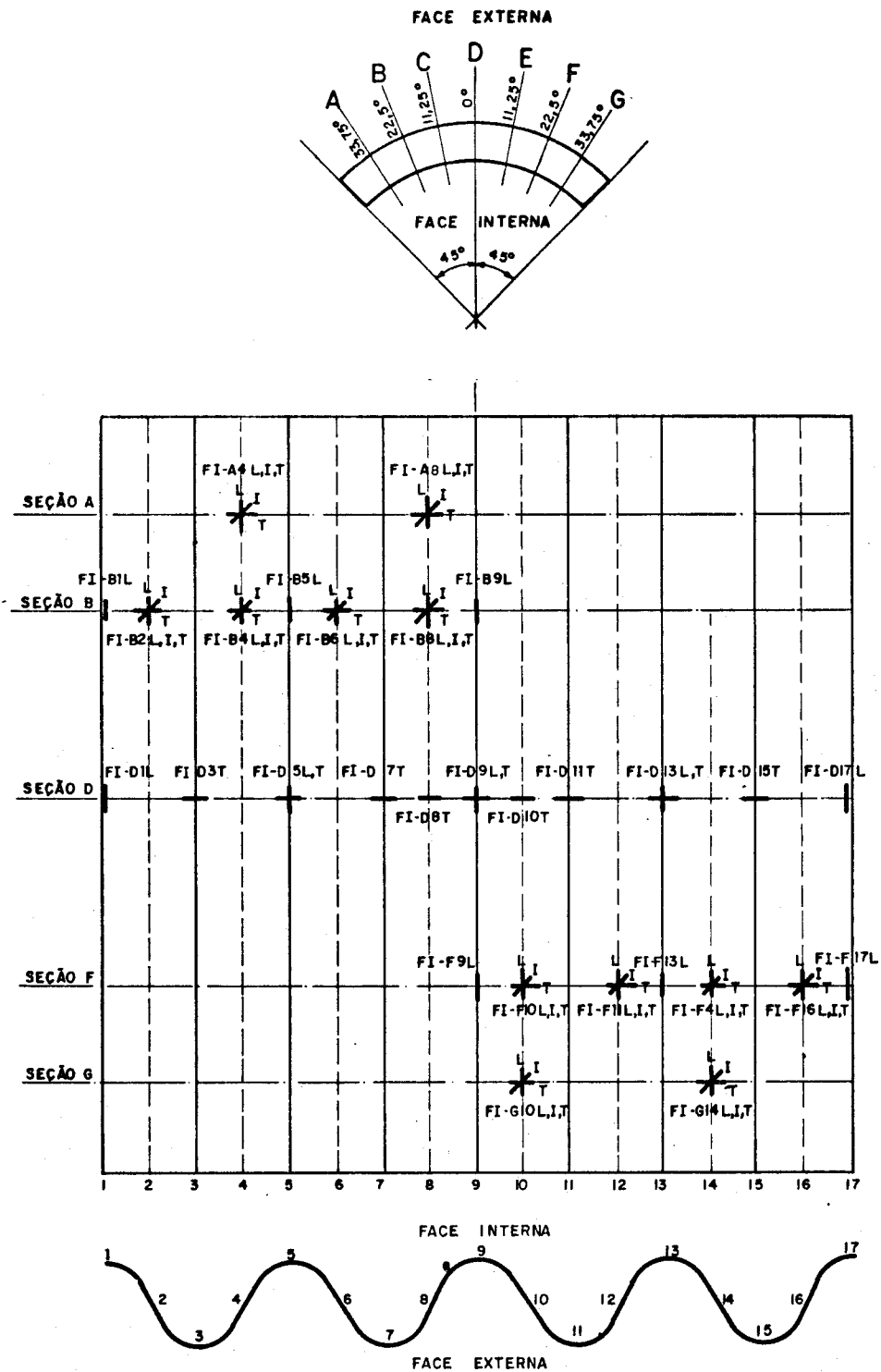


Fig. 6.15 - Nomenclatura e localização dos extensômetros na face interna - modelo 2.

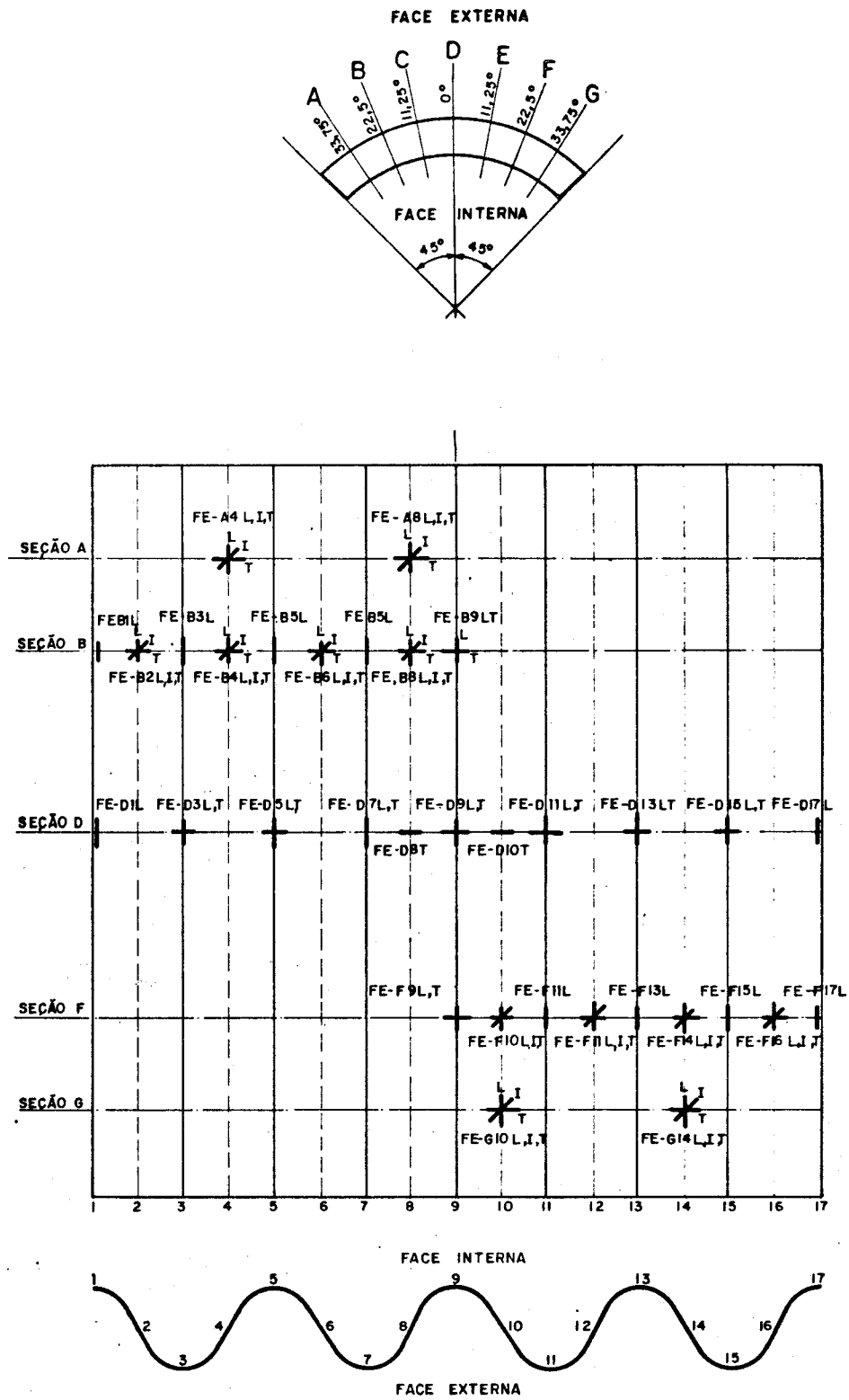


Fig. 6.16 - Nomenclatura e locação dos extensômetros na face externa - modelo 2.

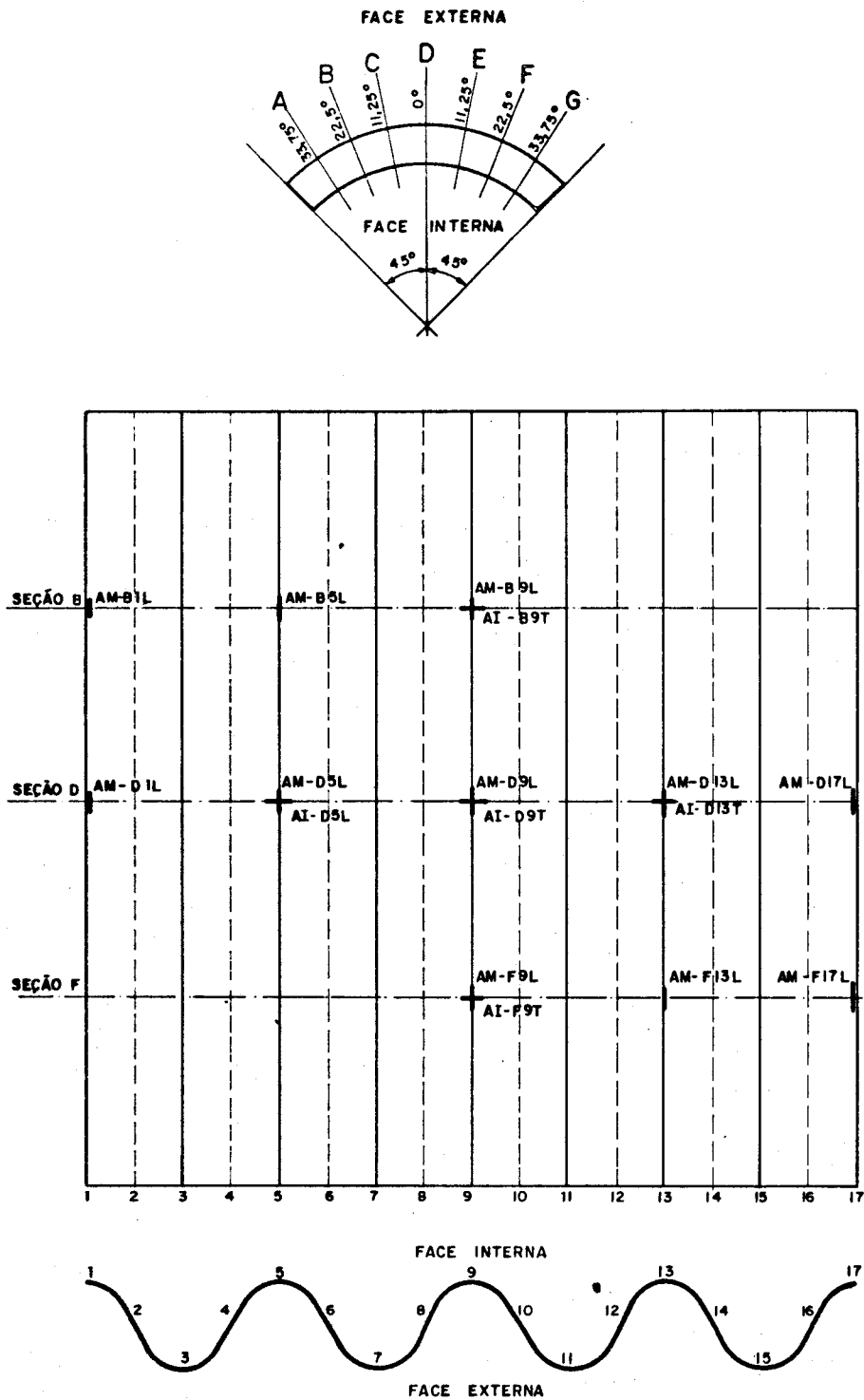


Fig. 6.17 - Nomenclatura e localização dos extensômetros na armadura - modelo 2.

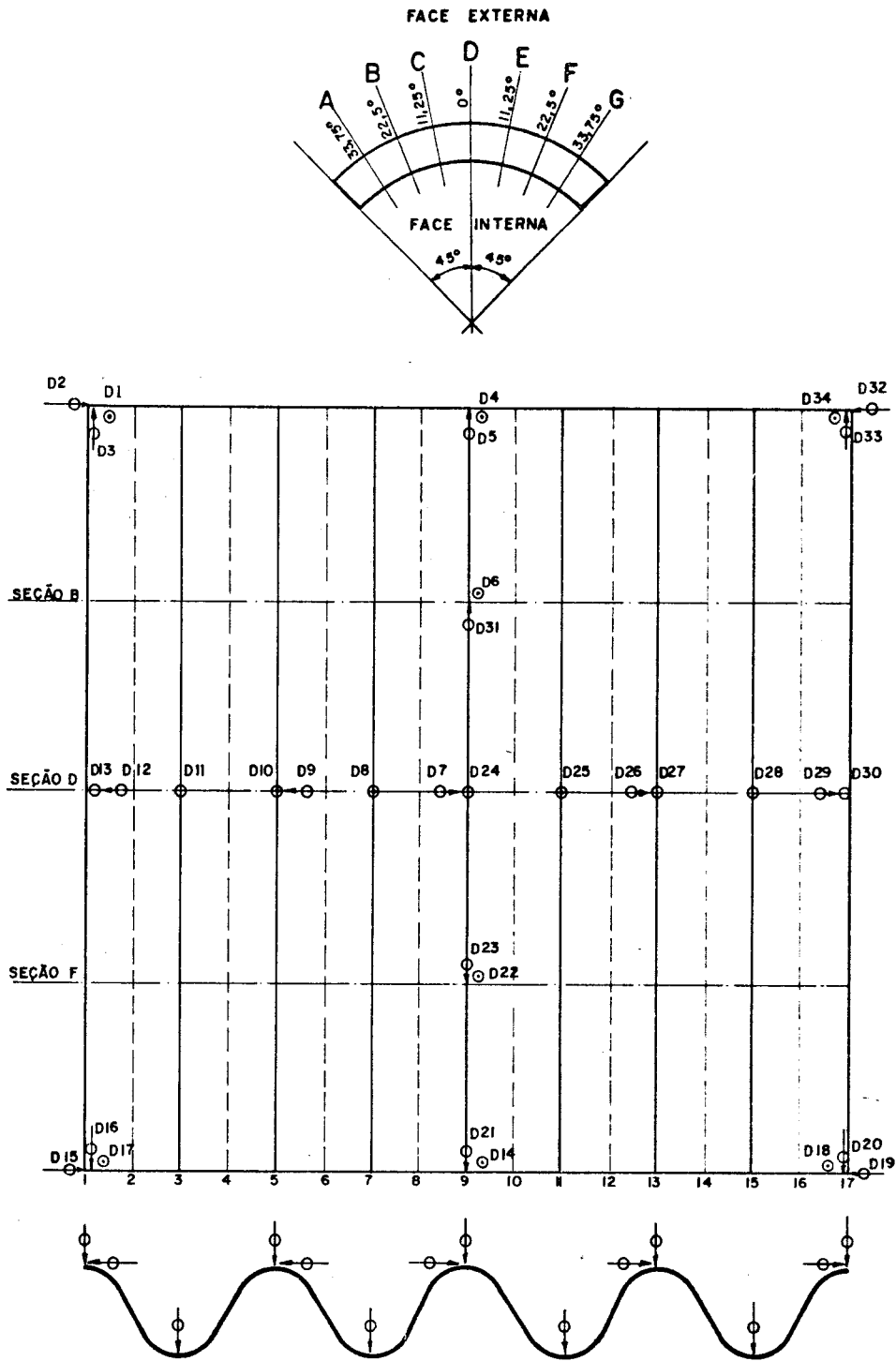


Fig. 6.18 - Locação dos defletômetros - modelo 2.

6.3.2.5 - Ensaaios e resultados obtidos

No planejamento dos ensaios do modelo foram previstas, da mesma forma que para o modelo anterior, as combinações de pressão e força horizontal correspondentes aos Estados Limites de Utilização e Último, e também uma combinação de pressão e força horizontal que ocasionasse apenas tensões normais de compressão na direção longitudinal do elemento, resultando solicitação por flexão apenas na direção perpendicular ao elemento.

As fotos 6.25 e 6.26 mostram duas vistas do arranjo físico de parte dos equipamentos e da peça durante a realização dos ensaios.

O balão voltou a apresentar sucessivos problemas de vazamento, não se atingindo a pressão de 165 kPa, alcançada no modelo anterior, inclusive notando-se nos últimos consertos início de deterioração do material em algumas regiões. A foto 6.27 mostra o balão inflado após a execução de um dos consertos. Devido a estes problemas de vazamento, foram realizados 6 ensaios, cujas características principais estão apresentadas na tabela 6.3.

Os diagramas de deslocamentos médios, vertical no meio do vão e horizontal junto ao apoio móvel, mostrados nas figuras 6.19 a 6.21, indicam uma boa concordância dos valores determinados com a utilização do modelo matemático programado. Nota-se apenas diferença um pouco significativa no deslocamento vertical com as cargas aplicadas correspondentes ao Estado Limite Último.

A figura 6.22 mostra os diagramas das deformações na direção longitudinal ao elemento, no meio do vão, na superfície mais comprimida e na armadura mais tracionada, para as cargas correspondentes ao Estado Limite de Utilização. Um ligeiro exame destes diagramas mostra que os resultados apresentados pelos extensômetros aplicados na armadura são suspeitos, e infelizmente não possibilitam qualquer análise quantitativa, se se considerar apenas a solicitações na direção do eixo do elemento.

A foto 6.28 mostra o aspecto da peça após os ensaios, onde estão marcadas em destaque as fissuras que ocorreram. Nota-se a partir desta foto que as fissuras na faixa central são perpendiculares ao eixo do modelo e são uniformemente espaçadas, embora houvesse ocorrido uma fissura isolada ao longo da faixa mais central. Já junto à borda livre as fissuras apresentam arranjo diferente evidenciando um comportamento distinto em relação à faixa central, o que indica que previsões de comportamento considerando que o modelo se comporte como estrutura linear não deverão ser satisfatórias.

A peça apresentou as primeiras fissuras visíveis (com abertura de 0,06mm) com tensão de tração de 4,4MPa (44 kgf/cm²), valor este abaixo do estimado a partir da expressão 4.9, de 7,3 MPa (73 kgf/cm²), com a resistência à tração na data do ensaio extrapolada a partir da resistência à compressão na data do ensaio e da relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão aos 28 dias.

Da construção e dos resultados obtidos nos ensaios do modelo, podem ser tecidas as seguintes considerações:

- o processo construtivo empregado pode ser utilizado para produção em maior escala, sendo possível melhorar bastante o processo produtivo com o emprego de vibradores acoplados ao gabarito basculante.
- para uma interpretação mais conclusiva dos resultados das deformações é necessário fazer uma análise do comportamento da peça como estrutura em casca.
- para se obterem resultados melhores do comportamento estrutural do sistema construtivo proposto utilizando esta alternativa de seção transversal, é necessário ensaio de outro modelo em que o comportamento na direção longitudinal ao eixo do elemento fique melhor caracterizado.



Foto 6.25 - Vista do dispositivo de reação e do de aplicação de carga horizontal.

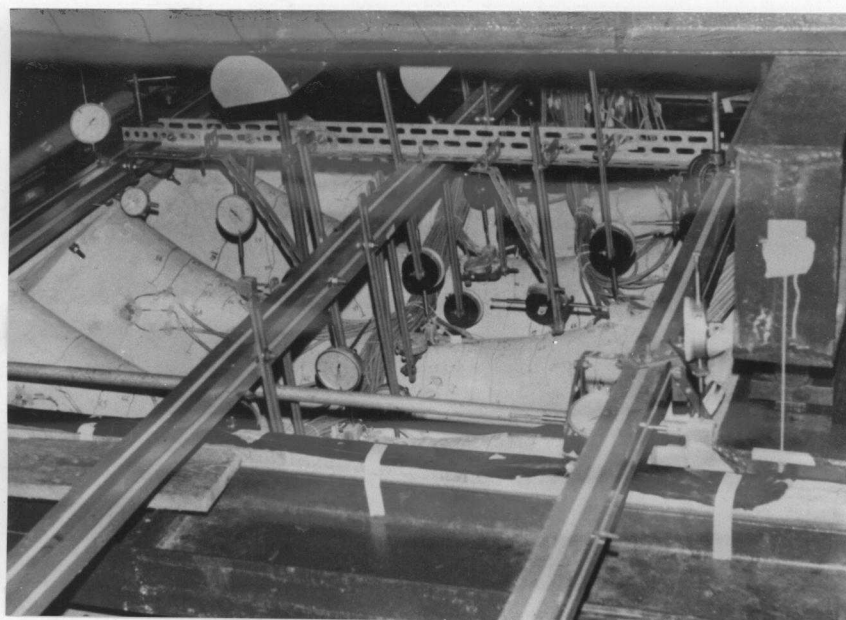


Foto 6.26 - Vista da peça durante a realização de ensaio.

Tabela 6.3 - Principais características dos ensaios de modelo 2

Número do ensaio	Leitura de deformações	Leitura de deslocamentos	Correspondência da relação pressão-força horizontal	Máxima pressão atingida (kPa)	Observação
1	sim	sim	Compressão uniforme	90	
2	sim	sim	Compressão uniforme	90	
3	sim	sim	Estado Limite de Utilização	105	Primeira fissura visível p = 75 kPa
4	sim	sim	Estado Limite de Utilização	120	
5	sim	sim	Estado Limite Último	90	
6	sim	sim	Força horizontal nula	90	

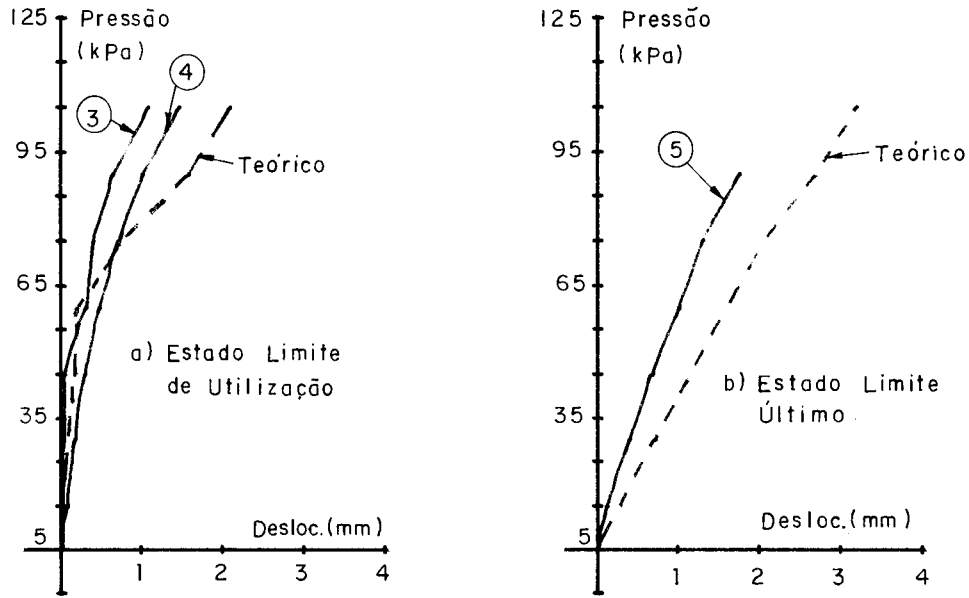


Fig. 6.19 - Deslocamentos verticais médios no meio do vão

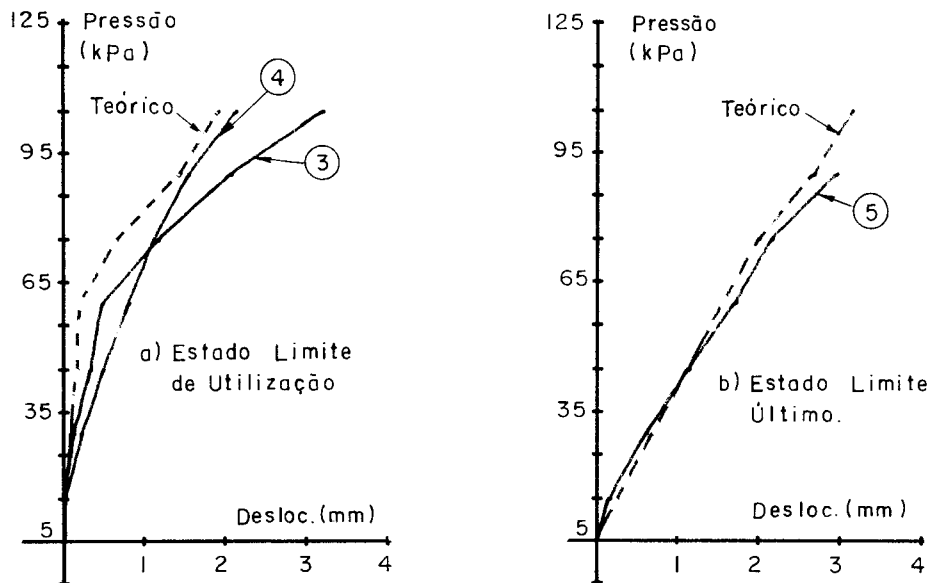


Fig. 6.20 - Deslocamentos horizontais médios junto ao apoio móvel

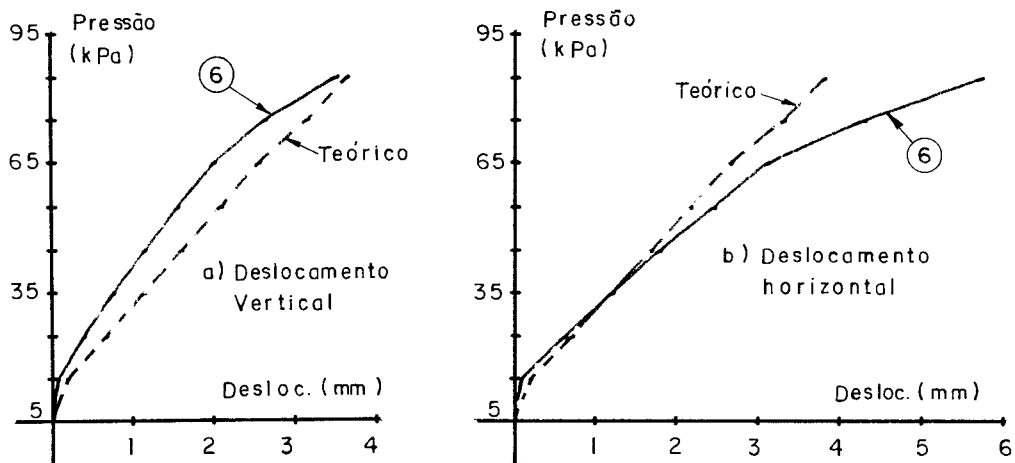


Fig. 6.21 - Deslocamentos médios com força horizontal nula.

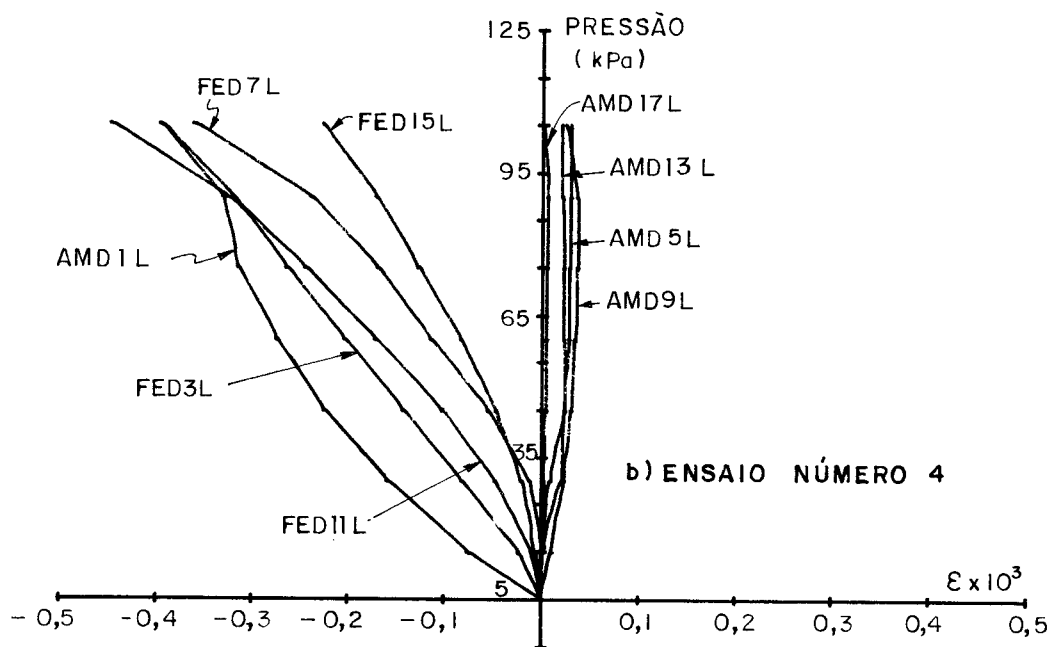
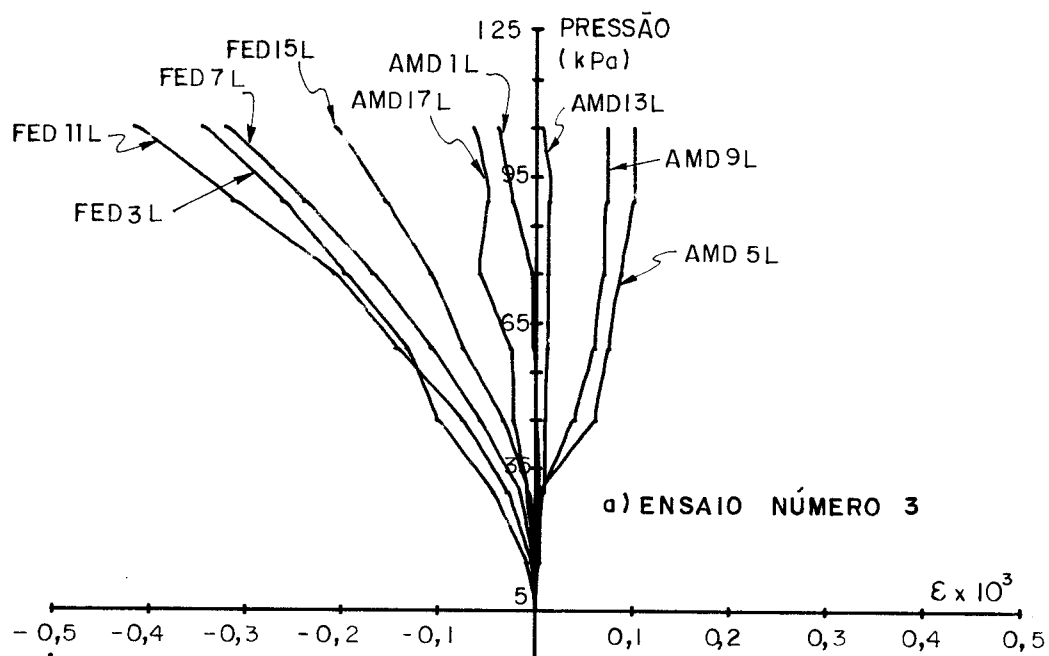


Fig. 6.22 - Deformação no meio do vão - modelo experimental 2.

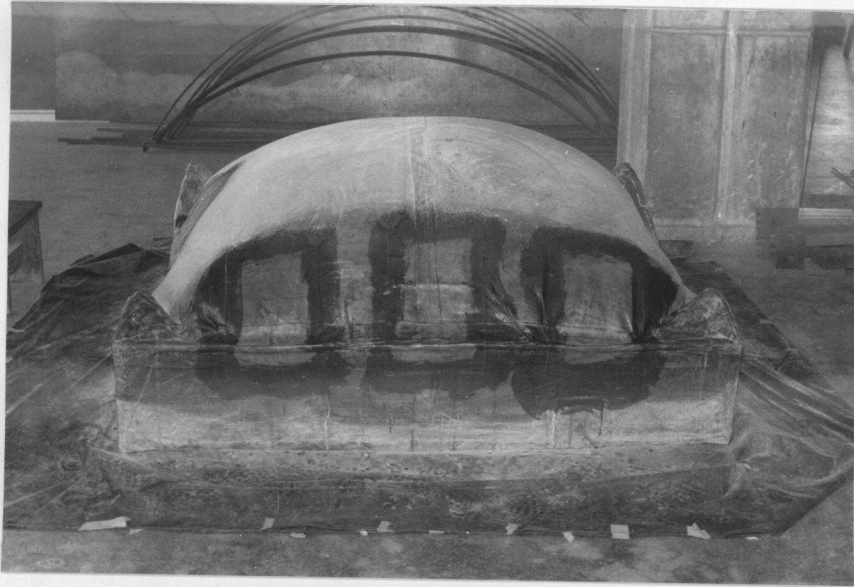


Foto 6.27 - Balão inflado após ter sido consertado.

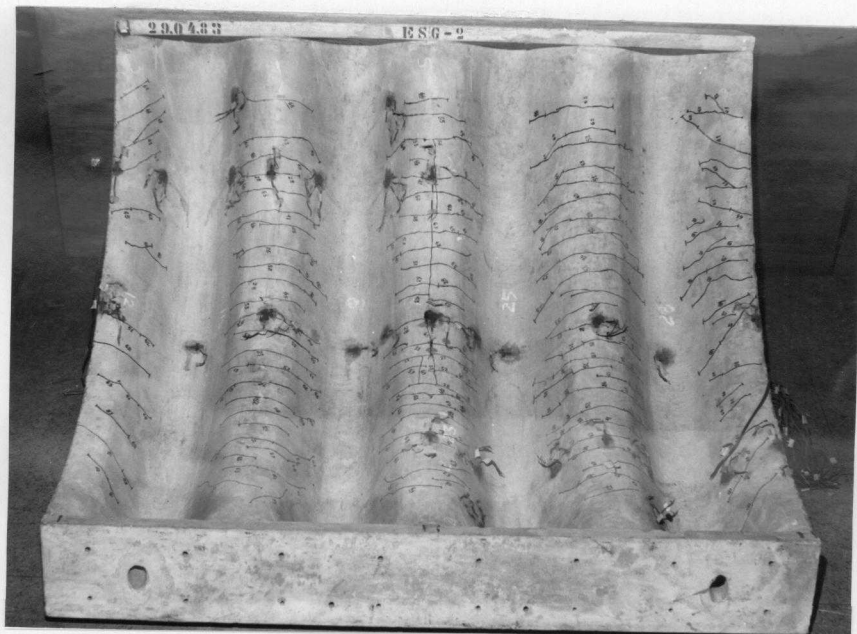


Foto 6.28 - Aspecto do modelo 2 após os ensaios.

6.3.3 - Modelo experimental 3

6.3.3.1 - Introdução

O modelo experimental 3 é similar ao modelo experimental 2, diferindo basicamente quanto ao sistema de aplicação de carga, pois seria conveniente verificar o comportamento dos modelos para solicitações maiores que as conseguidas no modelo anterior com a aplicação de carga por meio de ar comprimido, principalmente a determinação da carga de ruptura.

Foram executadas duas peças deste modelo, que se constitui numa faixa do modelo anterior de largura igual ao comprimento de uma onda, cujos desenhos da fôrma e da armadura estão mostrados na figura 6.23.

6.3.3.2 - Construção do modelo

Para a construção das duas peças deste modelo foi utilizada a fôrma de alvenaria construída para a execução do modelo experimental 2, concretando as duas peças numa só etapa, como ilustram as fotos 6.29 a 6.31. A única diferença na execução deste modelo em relação ao anterior, foi a utilização de cera como desmoldante, o que garantiu a desforma sem dificuldades. A foto 6.32 mostra as peças após a desforma.

6.3.3.3 - Dispositivo de aplicação de carga

As cargas foram aplicadas na peça como mostra a figura 6.24. A foto 6.33 mostra a construção da nervura para a aplicação da carga, e a foto 6.34 o dispositivo de aplicação de carga.

Naturalmente as solicitações provenientes do carregamento não se ajustam tão bem às solicitações obtidas do

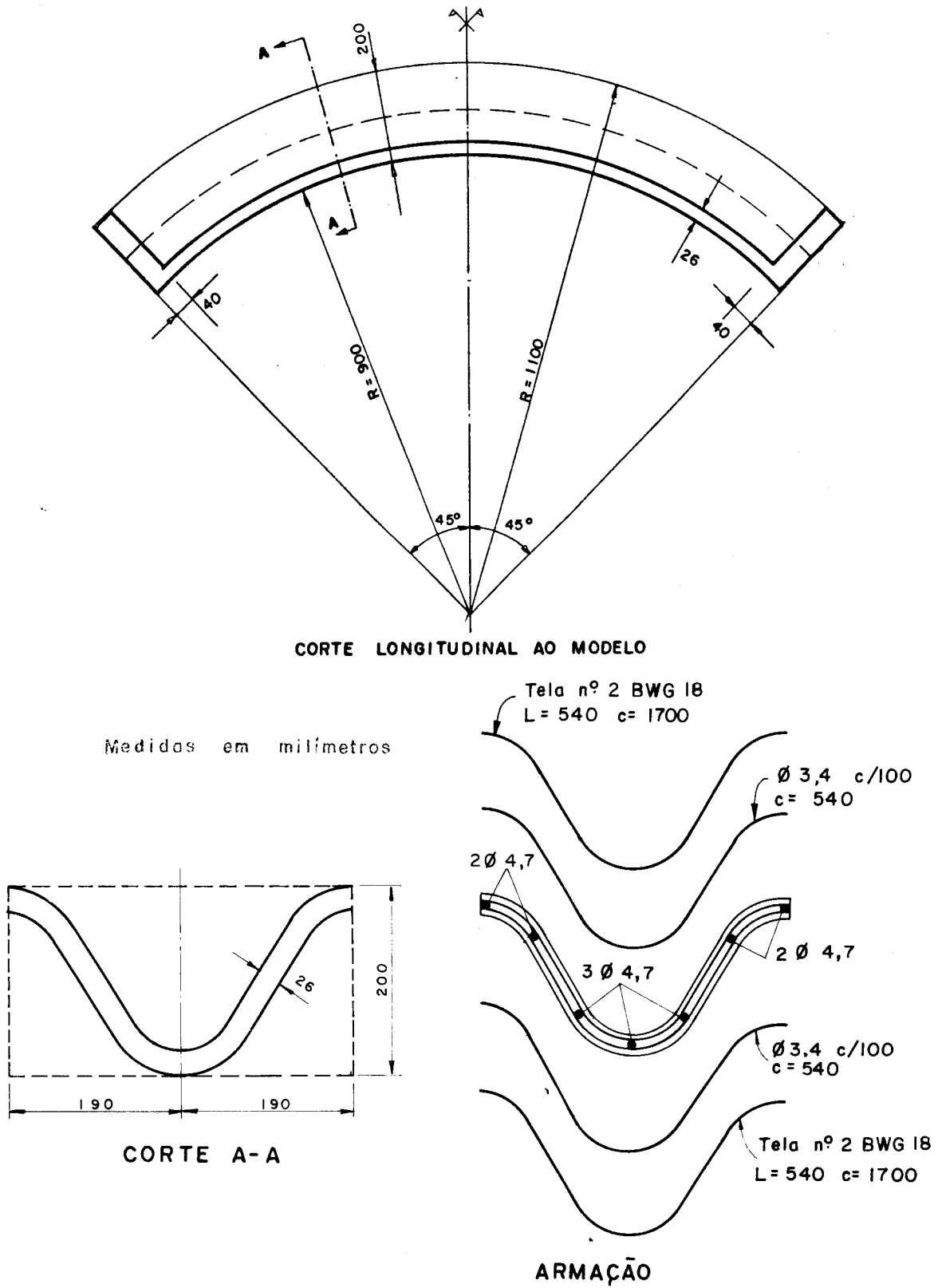


Fig. 6.23 - Fôrmas e armação do modelo experimental 3

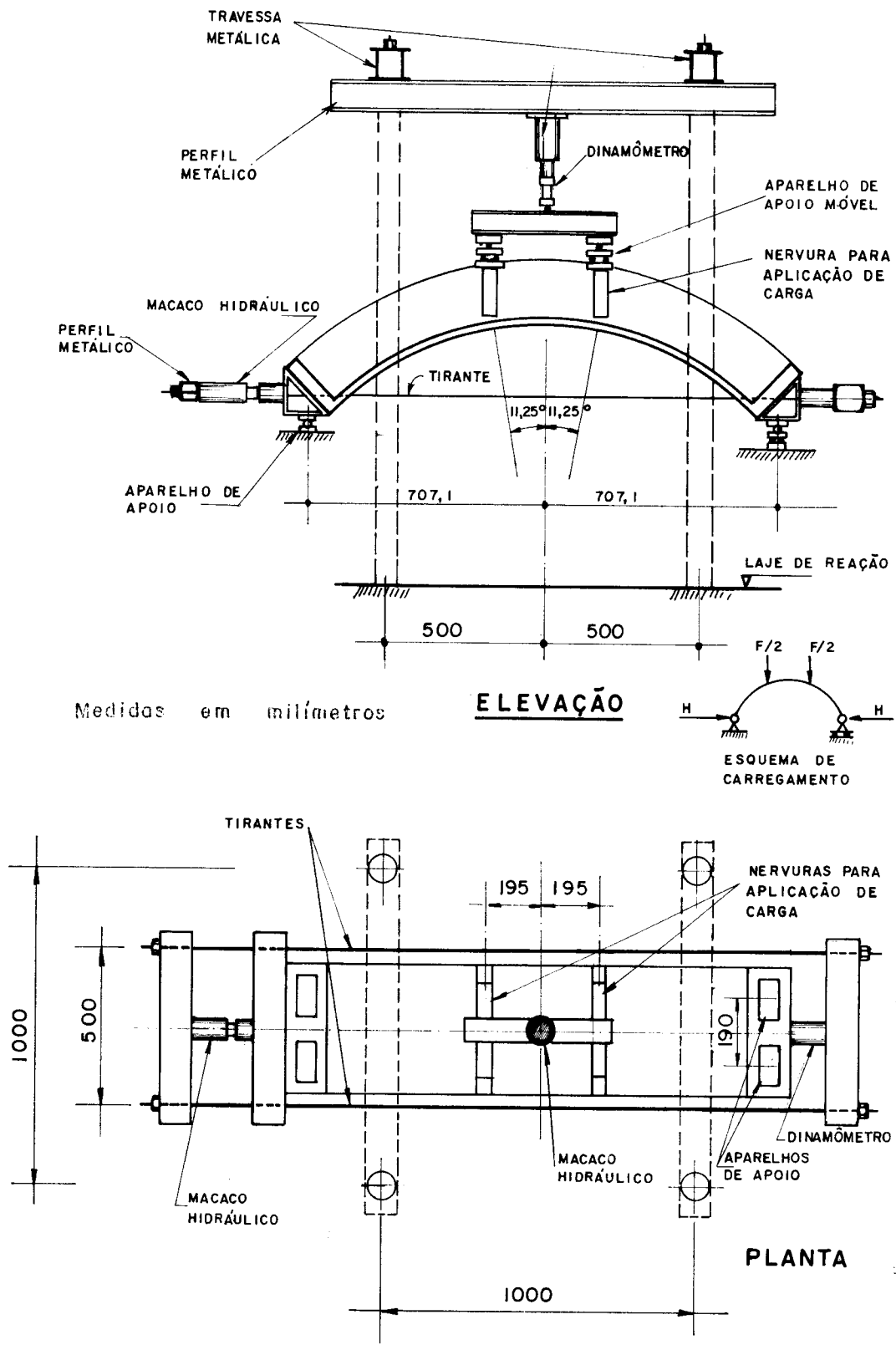


Fig. 6.24 - Dispositivo de aplicação das cargas



Foto 6.29 - Montagem da armadura do modelo 3, sobre a fôrma.

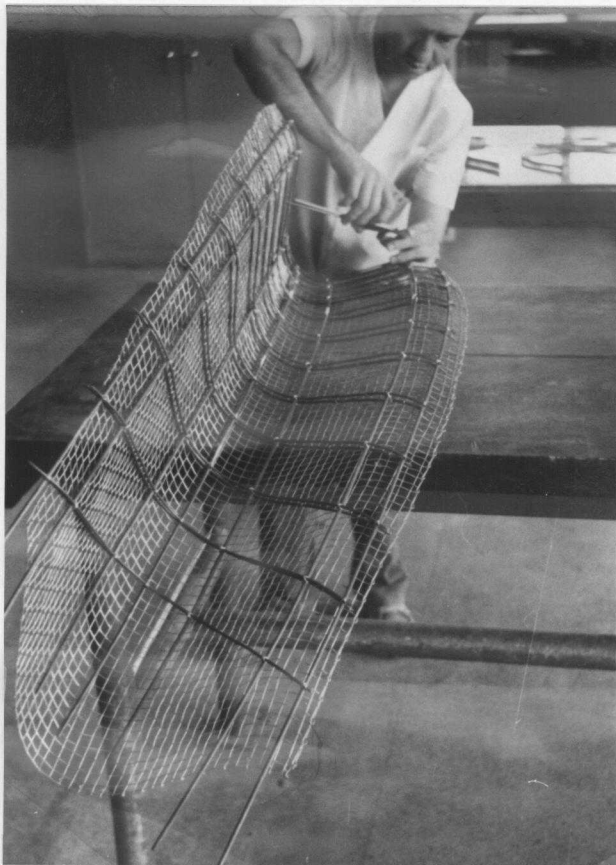


Fig. 6.30 - Montagem da armadura do modelo 3, co locação da tela.



Foto 6.31 - Aspecto da armadura colocada na fôrma.



Foto 6.32 - Aspecto das peças após a desforma.

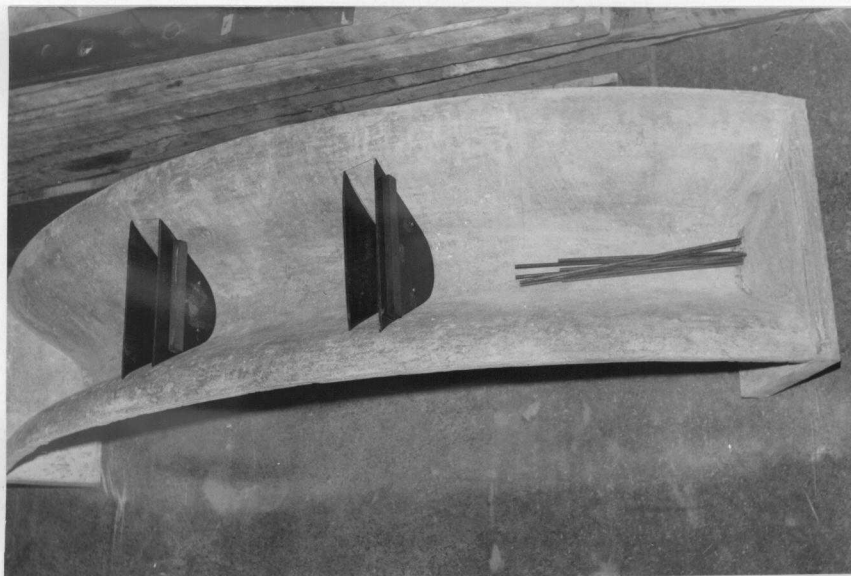


Foto 6.33 - Construção das nervuras para aplicação da carga.

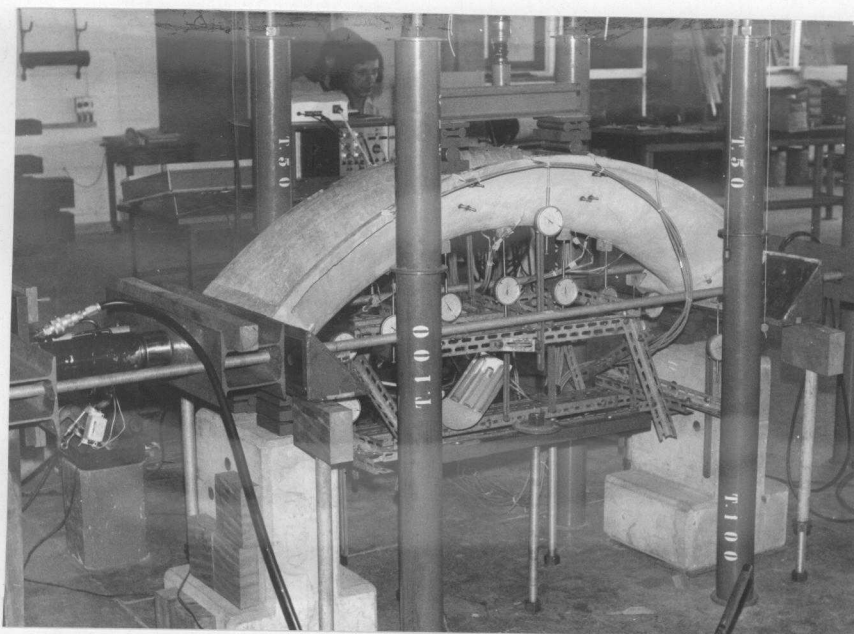


Foto 6.34 - Situação dos equipamentos e da peça durante os ensaios.

cálculo estático como nos casos anteriores, conforme se ilustra na figura 6.25; contudo permitem a análise do comportamento da peça quanto às solicitações na direção longitudinal ao elemento.

6.3.3.4 - Instrumentação e medição de deformações e deslocamentos

A instrumentação foi direcionada para medição de deformações e deslocamentos no plano definido pelo eixo longitudinal do elemento, pois não haveria significado, neste modelo, em se obter medidas na direção perpendicular ao referido plano.

Os extensômetros foram aplicados tendo por base as mesmas diretrizes do modelo anterior 2 no que se refere às medições na direção longitudinal do elemento, como mostrado na figura 6.26 a, b e c, acrescentando ainda extensômetros nas seções C e E, onde são aplicadas as cargas, e que apresentam solicitação máxima por flexão. Foram aplicados onze extensômetros na face externa, três na face interna e cinco na armadura. As leituras foram feitas utilizando-se um indicador Tepic-Hüggenger, de registro manual, pois em face do pequeno número de pontos a serem lidos não houve necessidade do sistema automático empregado nos modelos anteriores.

Os defletômetros, como mostrado na figura 6.26d, estão localizados no meio do vão (seção D), nos quartos do vão (seção B e F) e, neste caso também nas seções C e E, num total de 13.

Na aplicação de carga, tanto vertical, como horizontal utilizaram-se macacos hidráulicos de 200kN (20tf), medindo seus valores com auxílio de transdutores ligados a um outro indicador Tepic-Hüggenger.

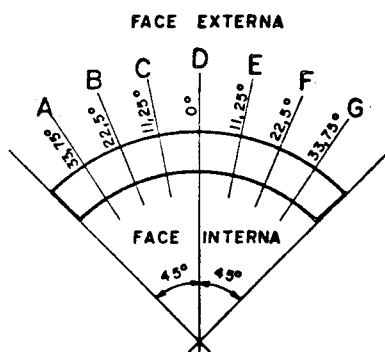
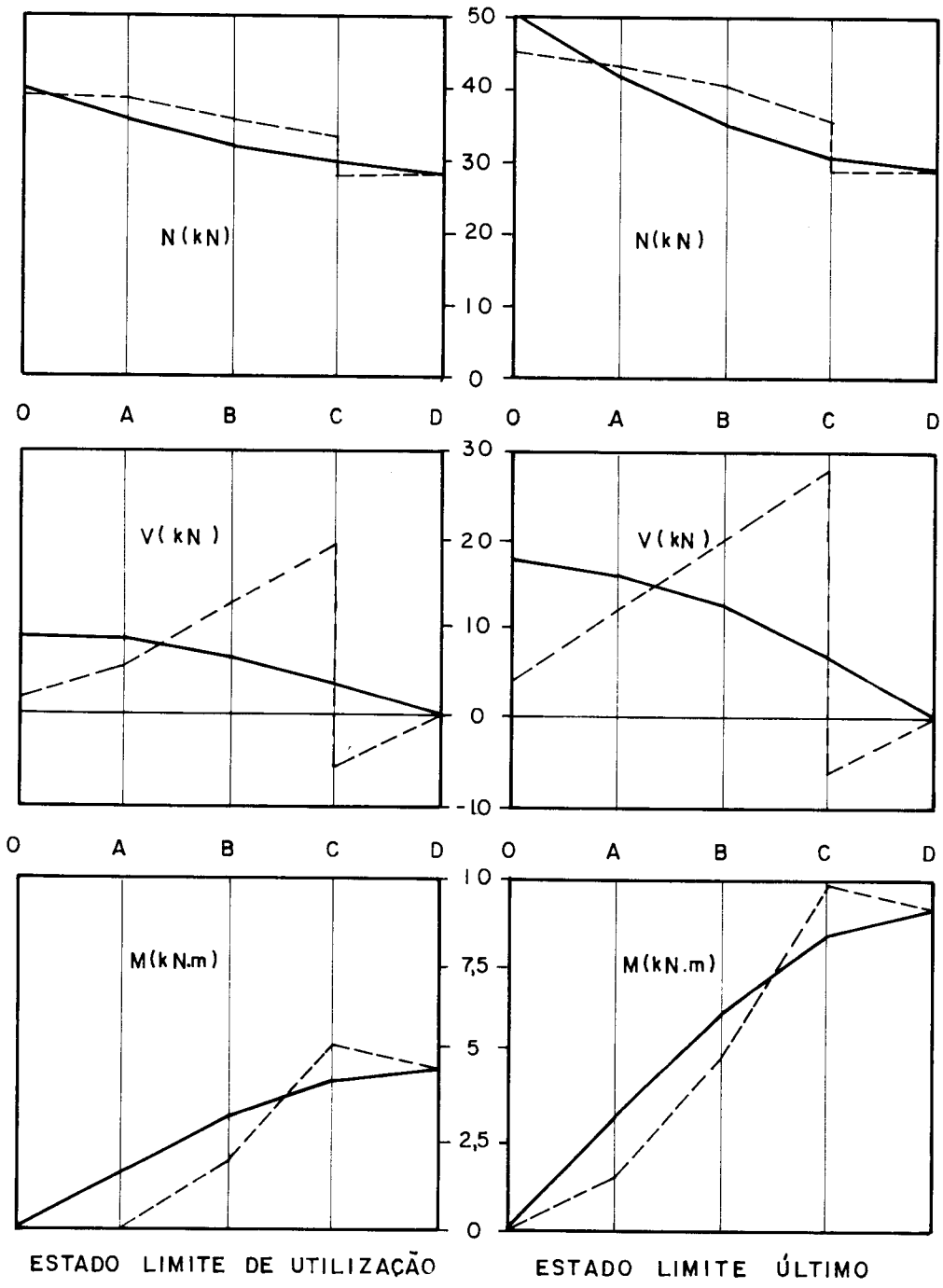
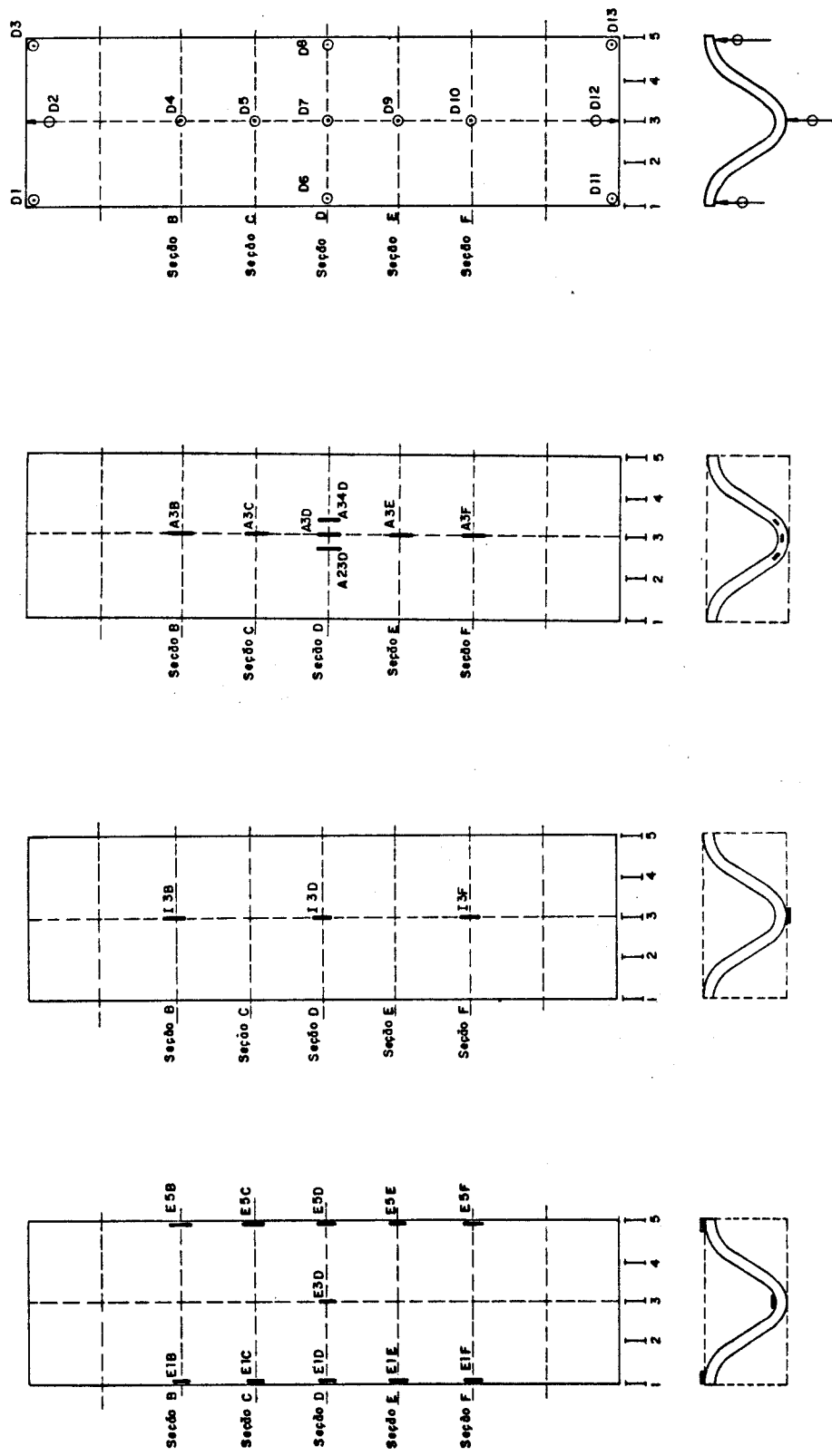


Fig. 6.25 - Comparações entre as solicitações do cálculo estático e as aplicadas.



(a) Superfície externa
 (b) Superfície interna
 (c) Armadura
 (d) Defletômetros

Extensômetros

Fig. 6.26 - Nomenclatura e localização dos extensômetros e defletômetros - modelo 3.

6.3.3.5 - Ensaaios e resultados obtidos

Neste caso também foi planejada a aplicação de força vertical e força horizontal correspondentes às situações dos Estados Limites de Utilização e Último.

Na execução do ensaio da primeira peça ocorreu um desalinhamento do macaco hidráulico que aplicava a carga vertical, o que foi facilmente resolvido mudando-se o sistema de apoio do macaco, sendo por isto feito novo ensaio nesta peça.

Salienta-se ainda que ao se tentar romper as peças, surgiram grandes deslocamentos no apoio, obrigando a execução de novo ensaio, o que foi feito sem carga horizontal. Mesmo assim, na primeira peça (ESG-3a) não se conseguiu aumentar a carga, a partir de uma determinada etapa, pois os deslocamentos aumentavam de maneira a atingir o limite permitido no aparelho de apoio móvel. Já na segunda peça (ESG-3b) a ruptura, de forma bem definida, foi atingida.

As principais características dos ensaios do modelo experimental 3 estão apresentadas na tabela 6.4.

As figuras 6.28 e 6.29 mostram os diagramas de deslocamentos vertical no meio do vão e horizontal junto ao apoio móvel. Nestes diagramas nota-se uma ótima concordância entre os resultados experimentais e os teóricos, obtidos com o modelo matemático que foi programado, para os deslocamentos horizontais, e uma concordância não tão boa para os deslocamentos verticais.

As deformações obtidas no meio do vão estão apresentadas nas figuras 6.30 e 6.31. Os valores médios das deformações das peças por ocasião da ruptura são de 1,26mm/m, na compressão, e de 2,68mm/m na armadura mais tracionada

As fotos 6.35 e 6.36, que mostram o aspecto das peças após os ensaios, indicam que além das fissuras transversais ao eixo da peça, que eram esperadas, apareceram outras, na direção longitudinal, e que são continuação das fis

suras inclinadas produzidas pela força cortante. Nota-se também a significativa influência da força cortante junto aos pontos de aplicação das cargas.

A peça apresentou as primeiras fissuras visíveis nos pontos de aplicação das cargas, com tensão normal de tração de 6,8 MPa (68 kgf/cm²), média entre dois valores. A estimativa da tensão de tração a partir da expressão 4.9 é de 6,4 MPa (64 kgf/cm²), indicando uma concordância bastante boa com o valor experimental.

O diagrama da figura 6.32 mostra a evolução da abertura das fissuras em relação à carga aplicada, após o aparecimento desta, e sugere uma variação linear em relação à carga aplicada.

A ruptura da peça prevista de acordo com as indicações da NB-1/78, tomando o encurtamento de ruptura da argamassa de 3,5mm/m, está apresentada no diagrama de interação momento fletor-força normal últimos, na figura 6.27, onde está indicado também o valor das solicitações que ocasionaram a ruptura da peça. Nota-se que a ruptura ocorreu com solicitações um pouco superiores às previstas, e também que as máximas solicitações correspondentes ao Estado Limite Último estavam bem próximas das de ruptura da peça.

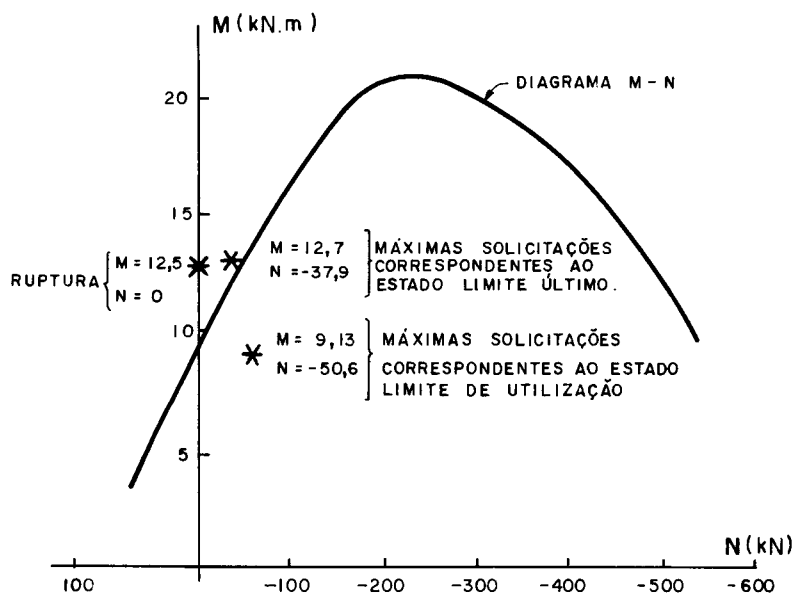


Figura 6.27 - Comparação entre as solicitações últimas estimadas e as de ruptura.

Tabela 6.4 - Principais características dos ensaios do modelo 3

Peça	Número do ensaio	Leitura de deformações	Leitura de deslocamentos	Correspondência de relação força vertical-força horizontal	Máxima carga vertical (kN)	Observação
ESG-3a	1	sim	sim	Estudo Limite de Utilização	60	Macaco hidráulico saiu da vertical
	2	sim	sim	Estudo Limite de Utilização/Estado Limite Último	84	
	3	sim	não	Força horizontal nula	49	A ruptura não foi atingida devido a deslocamentos excessivos
ESG-3b	1	sim	sim	Estado Limite de Utilização/Estado Limite Último	84	
	2	sim	não	Força horizontal nula	49	

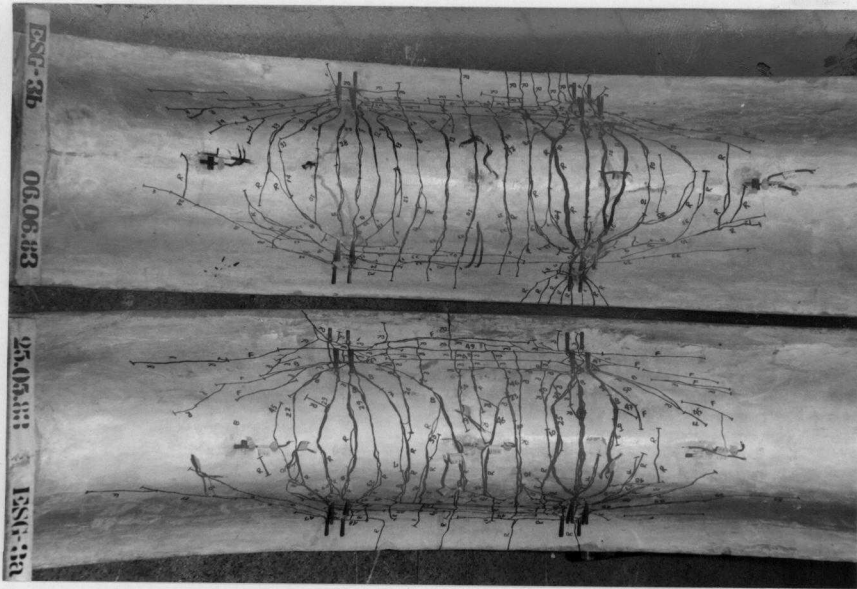


Foto 6.35 - Aspecto das peças após os ensaios - fa
ce interna.



Foto 6.36 - Aspecto das peças após os ensaios - fa
ce externa.

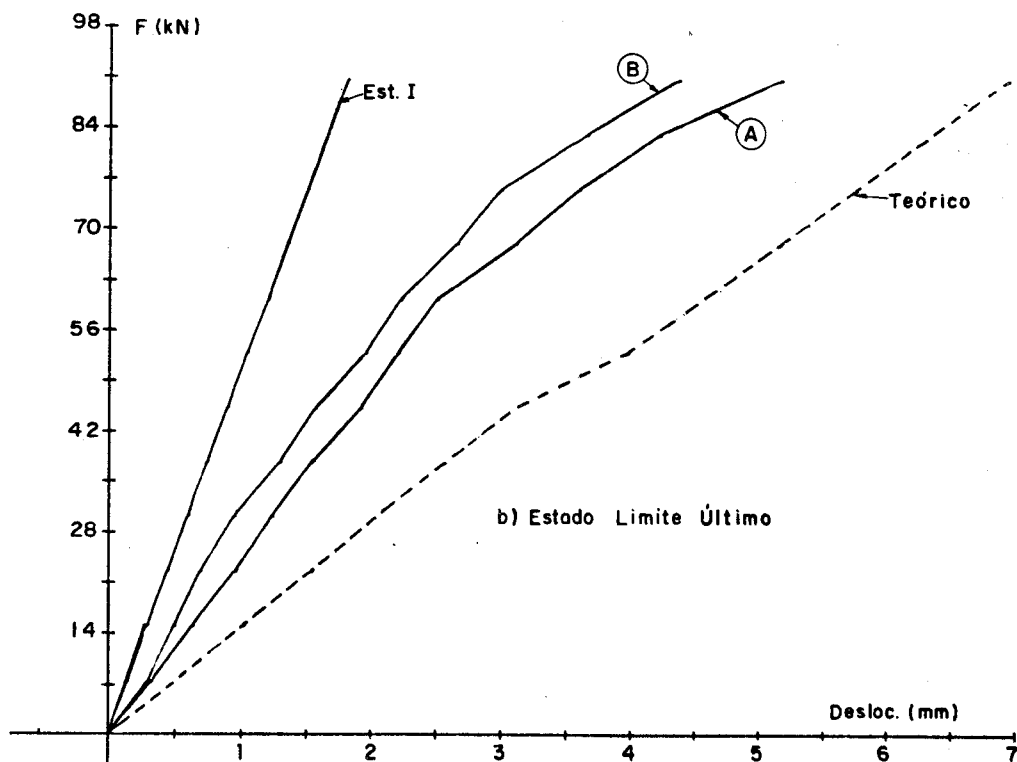
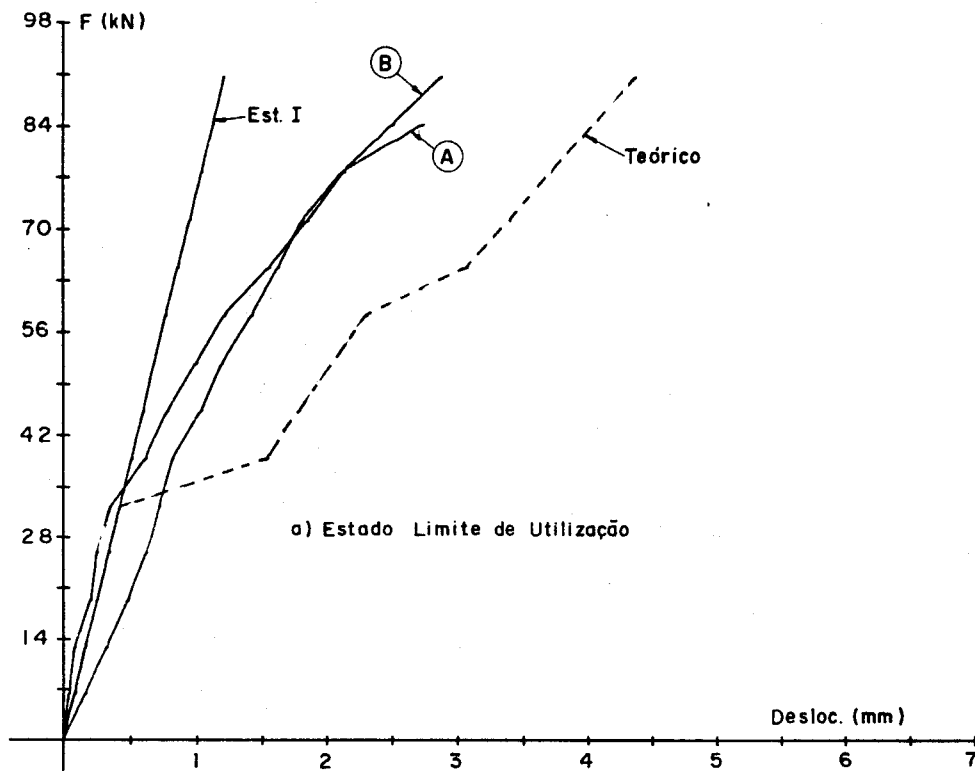


Fig. 6.28 - Deslocamentos verticais no meio do vão - modelo 3.

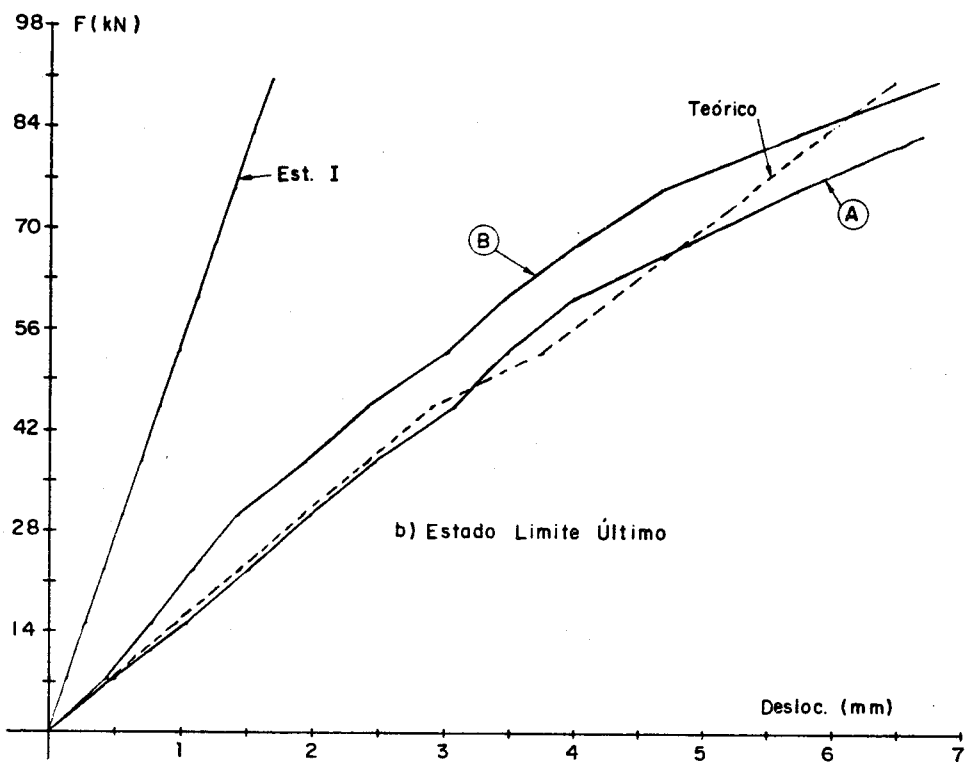
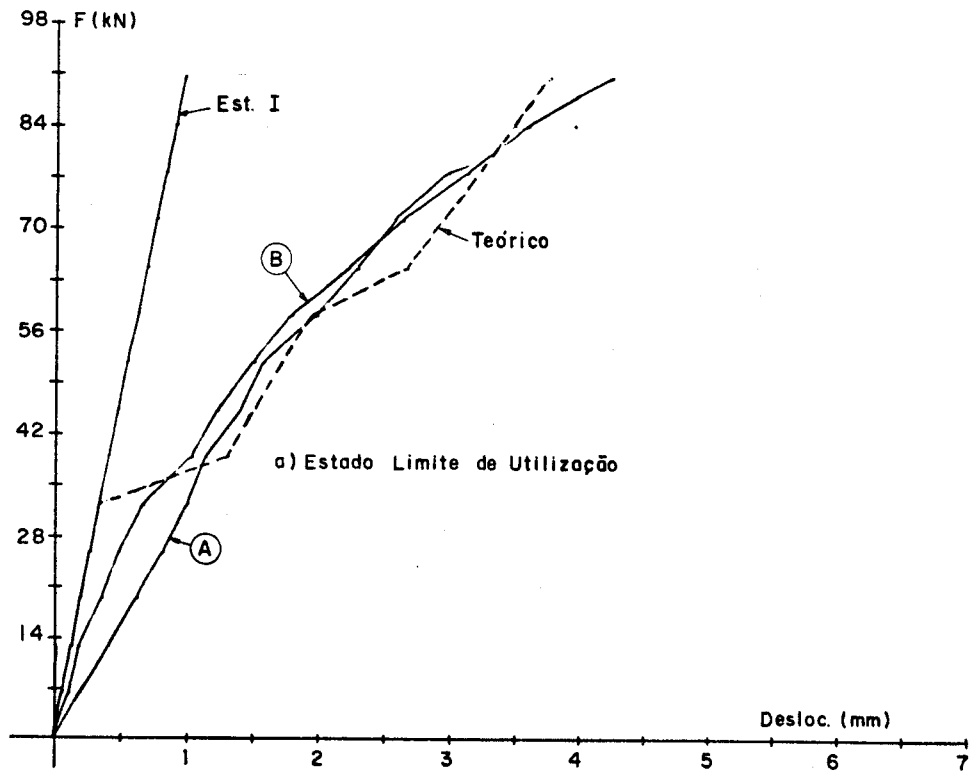


Fig. 6.29 - Deslocamentos horizontais junto ao apoio móvel - modelo 3.

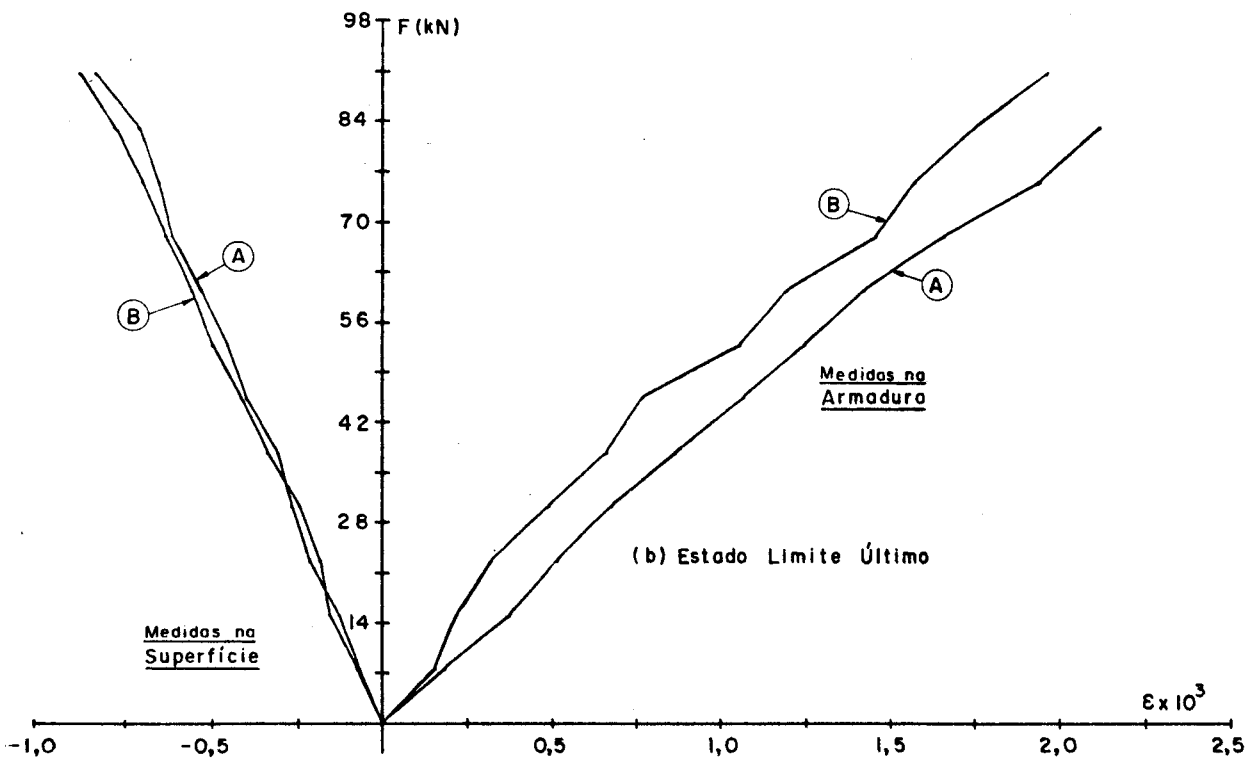
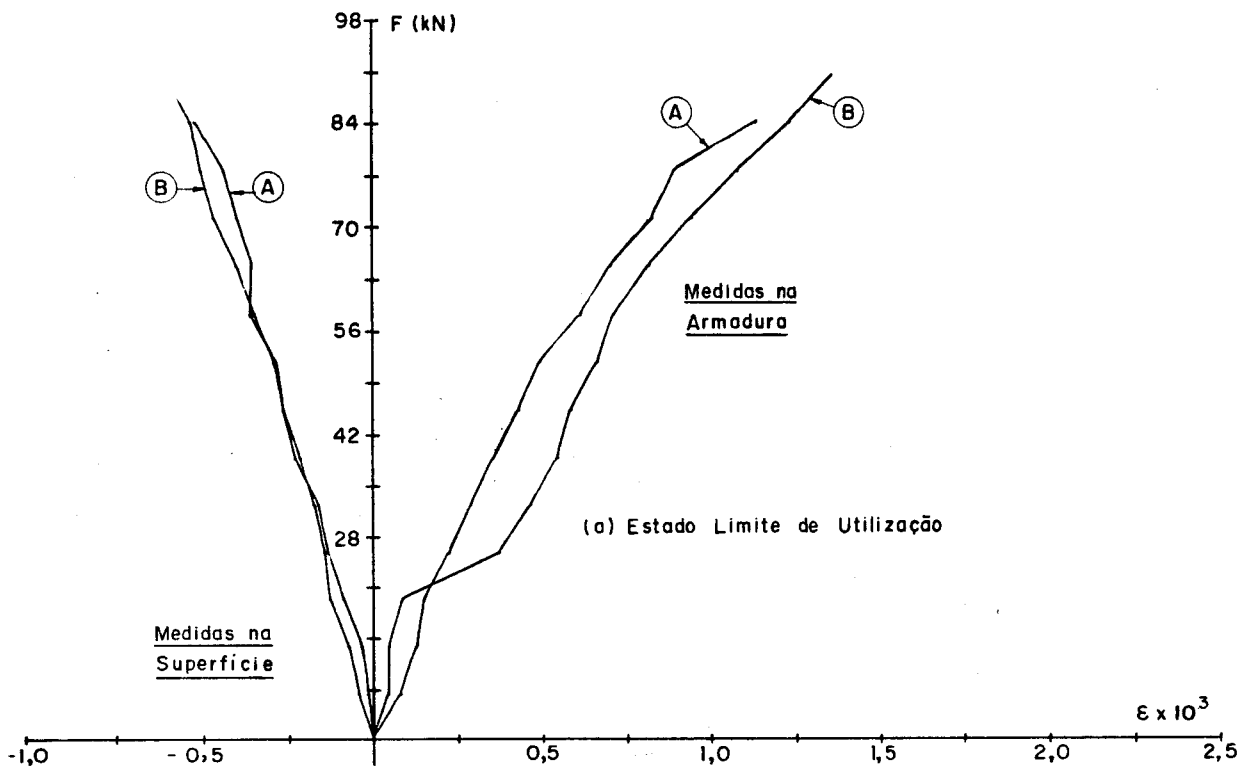


Fig. 6.30 - Deformações médias no meio do vão - modelo 3.

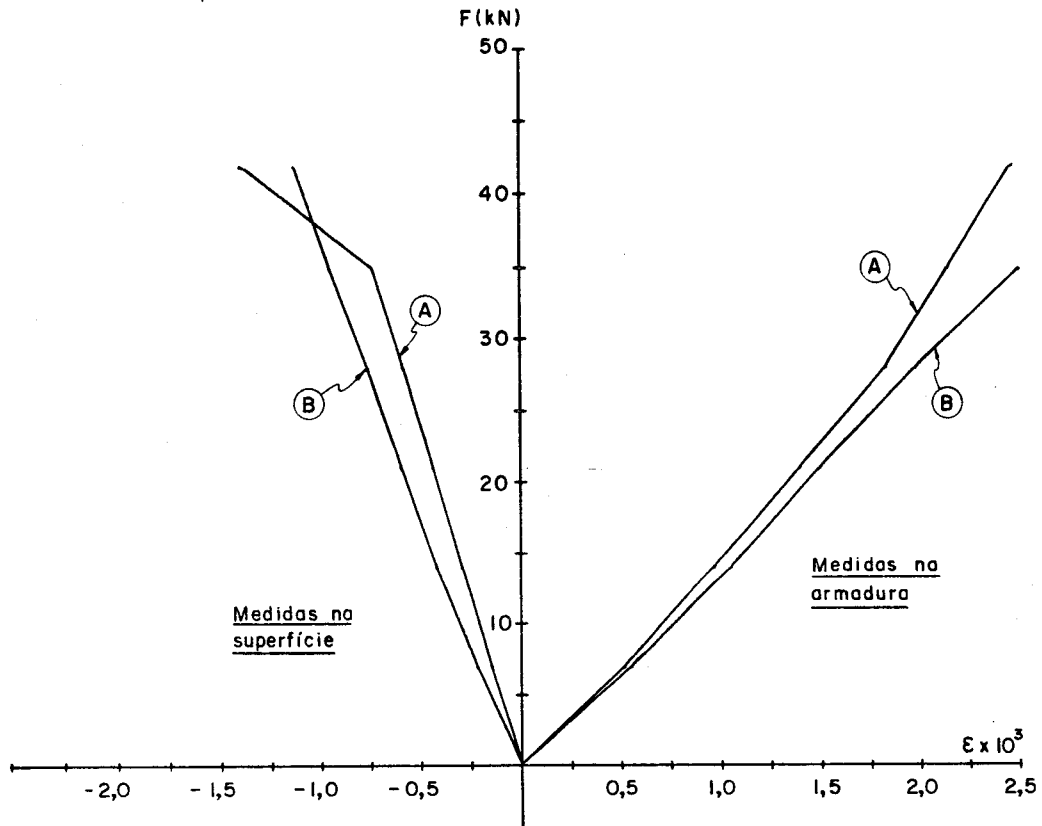


Fig. 6.31 - Deformações médias no meio do vão - força horizontal nula.

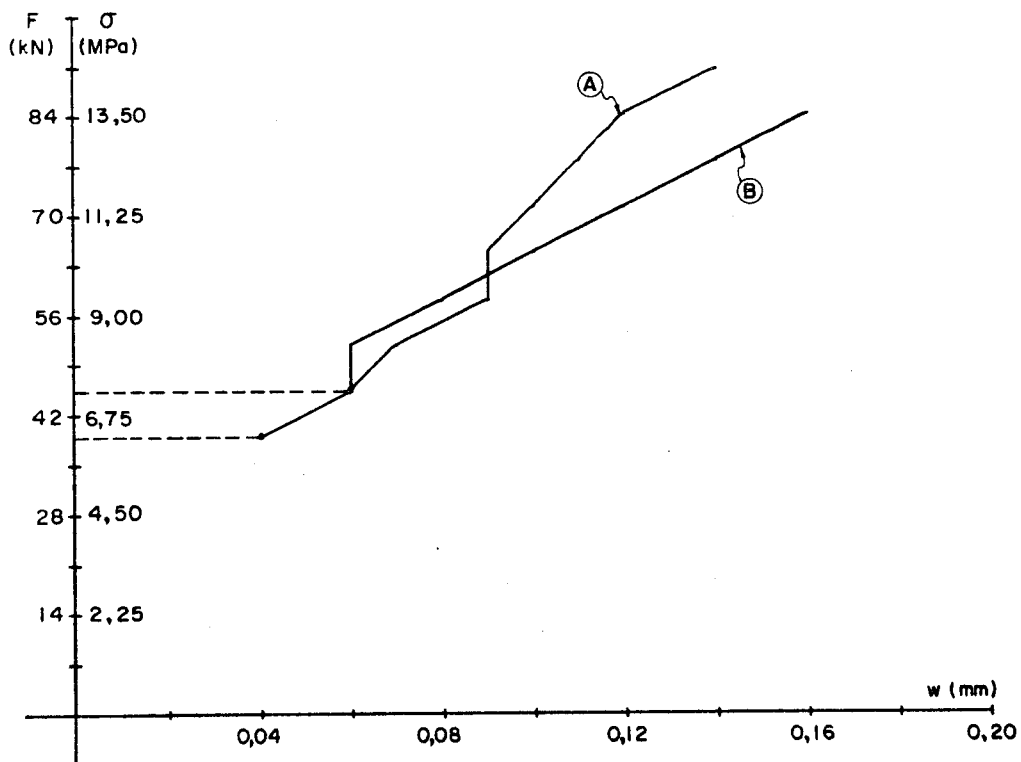


Fig. 6.32 - Evolução da abertura das fissuras - Estado Limite de Utilização.

6.4 - ENSAIOS DE EMENDAS

6.4.1 - Introdução

Como já foi dito, o emprego da pré-moldagem na construção traz vantagens, principalmente neste tipo de obra, porém a ligação dos elementos pré-moldados é sempre um ponto dificultoso que deve ser resolvido quer construtiva, quer estruturalmente, para viabilizar o sistema construtivo. Para isto foram selecionados, construídos e ensaiados três tipos de emendas para resolver a ligação dos elementos pré-moldados, já que a ligação entre elemento pré-moldado e parte moldada no local não deve, em princípio, ser problemática.

Sempre que possível, as emendas entre elementos pré-moldados devem ser localizadas no local de momento nulo. Para galerias de seção circular utilizando elementos iguais, as emendas podem ser localizadas próximas ao local de momento nulo. Nas outras formas de seção transversal de galeria, as emendas podem ou não ser localizadas próximas à região de momento nulo.

Uma primeira indicação para o projeto de tais componentes da estrutura é que se dimensione a emenda com as solicitações atuantes, porém não considerando valores menores que uma fração da solicitação máxima, como indicado para o dimensionamento de estruturas metálicas, pois, mesmo localizando as emendas próximas à região de momento nulo, quer por razões construtivas, quer por efeito da carga móvel, pode ocorrer momento nas emendas. Para os ensaios, julgou-se conveniente analisar o comportamento das emendas para as solicitações máximas determinadas a partir do cálculo estático da galeria, e que ocorrem no coroamento da mesma.

Para o ensaio das emendas, foram projetadas peças que depois de emendadas resultassem numa peça similar ao modelo experimental 3, o que facilitará a análise dos resultados obtidos. Assim, na construção destas peças uti-

lizou-se a fôrma de alvenaria com que foram construídos os modelos 2 e 3, e também o arranjo da armadura foi igual ao do modelo 3.

A instrumentação dos modelos seguiu, em linhas gerais, as diretrizes empregadas no modelo experimental 3, com pequenas adaptações nas alternativas estudadas. O dispositivo de carga e plano de carregamento foram idênticos aos utilizados naquele modelo.

Foram construídas e ensaiadas um total de 6 peças, cuja denominação encontra-se na tabela que se segue:

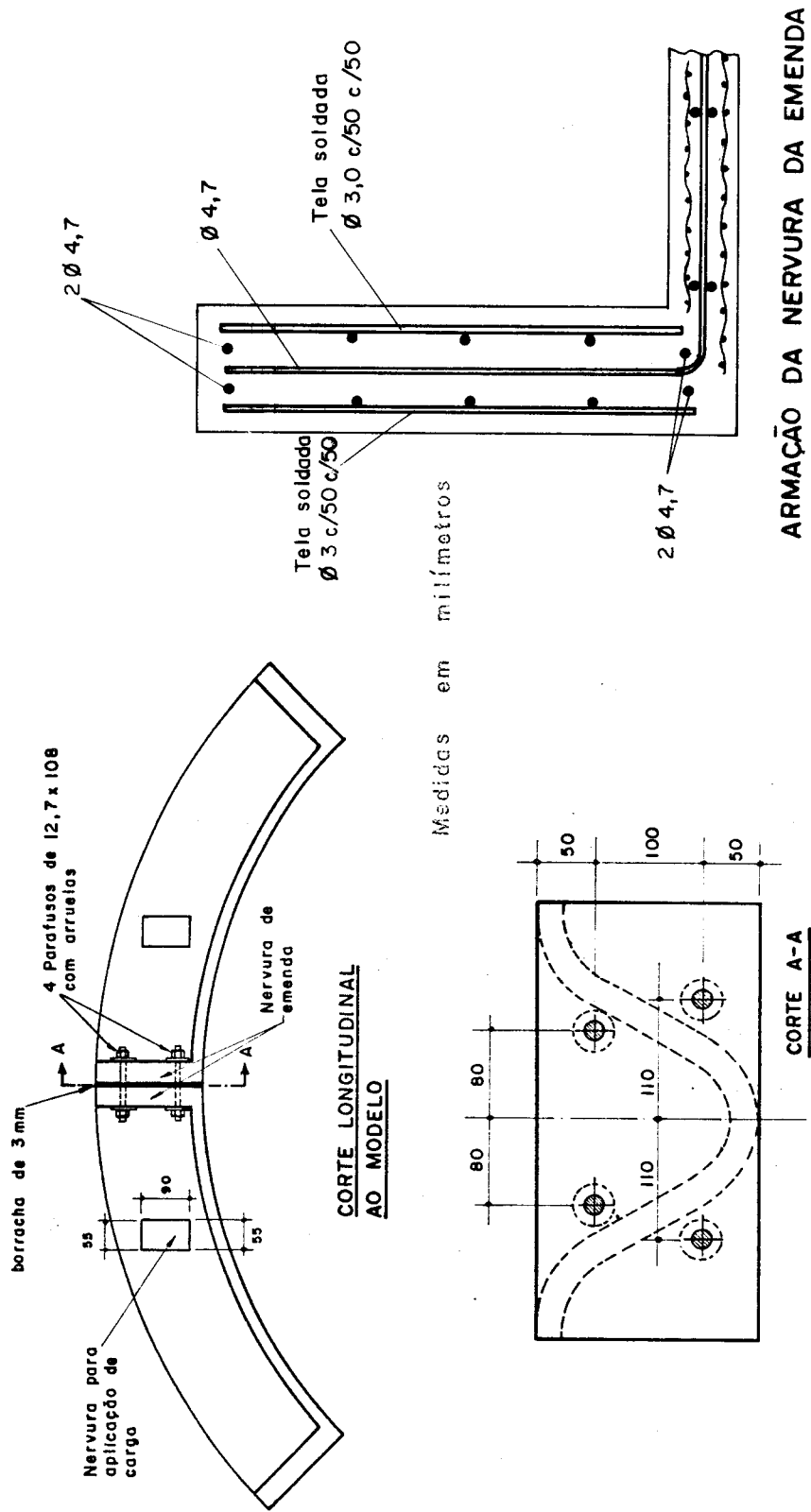
tipo de emenda	parafuso		laço		solda	
peça	EE-1a	EE-1b	EE-2a	EE-2b	EE-3a	EE-3b

6.4.2 - Emenda por parafuso

Este tipo de emenda consiste na ligação dos elementos pré-moldados por parafusos, mediante nervura, como mostra a figura 6.33.

A emenda por parafuso tem sua principal vantagem em facilitar a montagem da galeria; também possibilita a reutilização dos elementos pré-moldados, o que é importante em obras provisórias. Tem como desvantagens a introdução de tolerâncias mais ou menos severas e custo relativamente alto dos parafusos, que para este tipo de obra deverão ser galvanizados.

A escolha do arranjo e da bitola dos parafusos foi feita considerando-se a tração no parafuso proveniente da flexão, mas desprezando-se o efeito da força normal. A espessura da nervura e o tamanho das arruelas foram adotados tomando-se por base o efeito da punção na nervura, e a sua armadura foi adotada em função da estimativa de flexão da mesma.



ARMAÇÃO DA NERVURA DA EMENDA

Fig. 6.33 - Emenda por parafuso

Para permitir a reutilização da fôrma de alvenaria, este modelo foi executado com o esquema apresentado na figura 6.34.

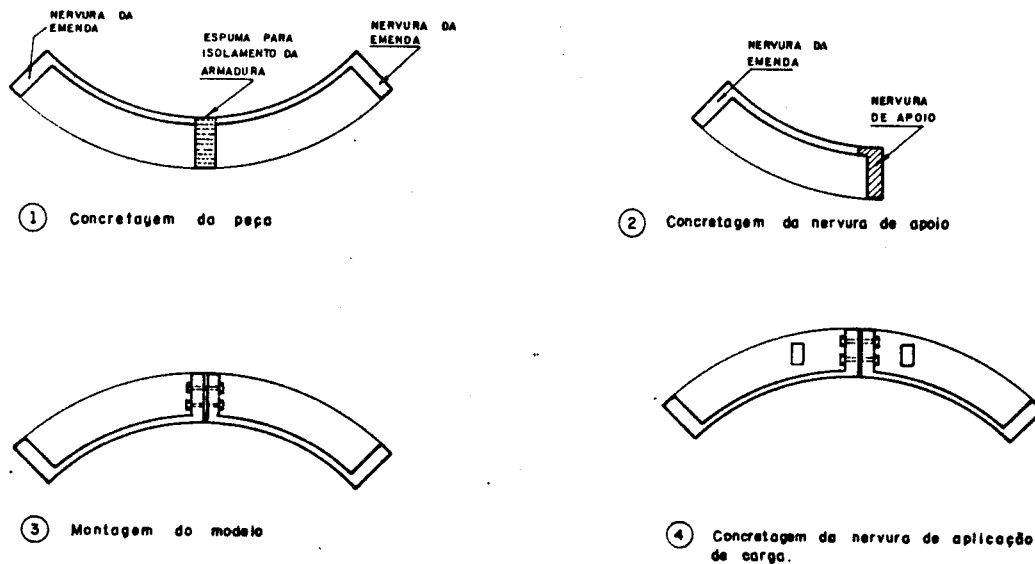
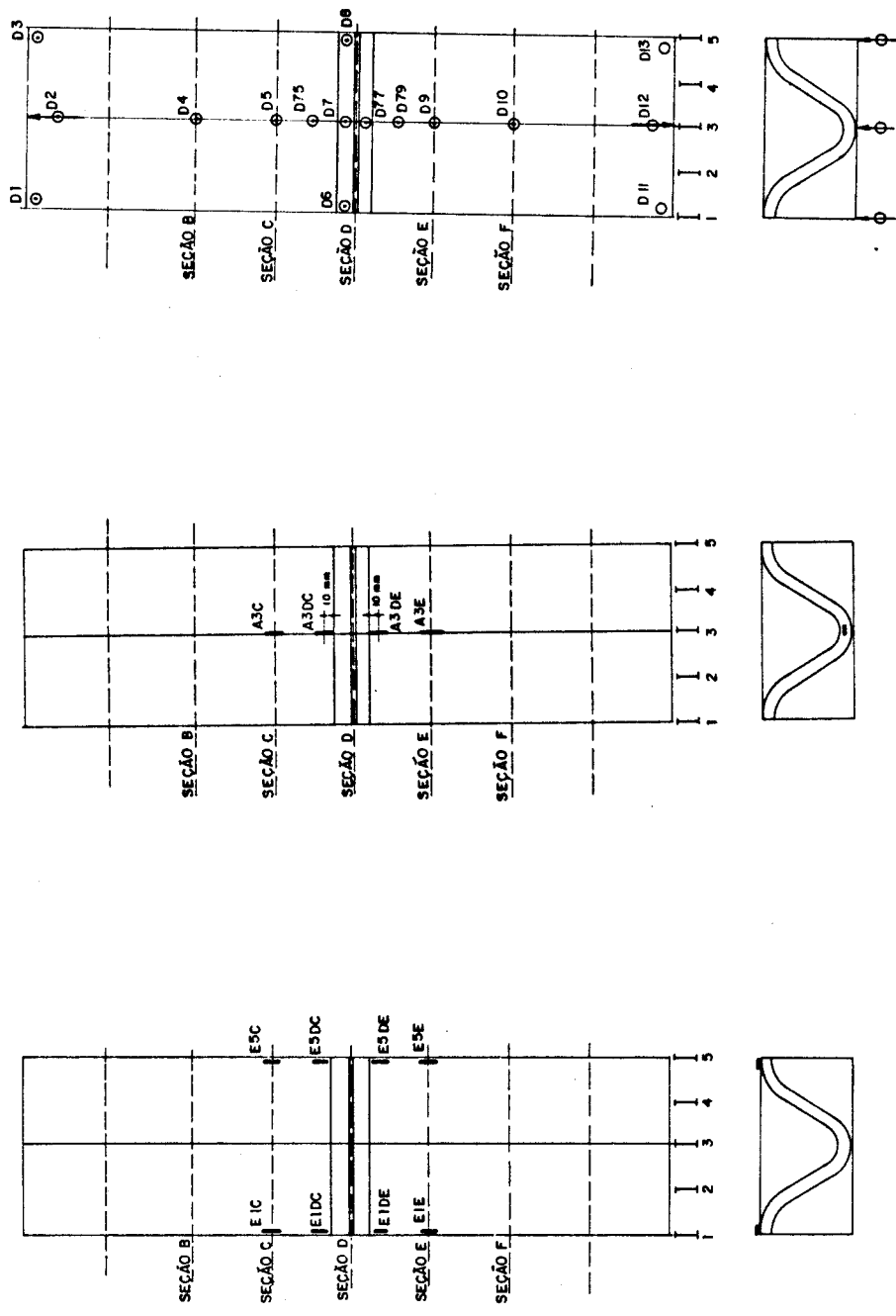


Fig. 6.34 - Esquema de construção dos modelos EE-1 e EE-2

Os defletômetros foram dispostos de maneira igual ao do modelo sem emenda, acrescentando-se ainda um defletômetro no meio do vão, D77, para medir eventuais deslocamentos relativos, e dois defletômetros, D75 e D79, para melhor medir o giro relativo entre os dois segmentos que compõem o modelo. Os extensômetros empregados foram 8 na face externa, nenhum na face interna, quatro na armadura que seria mais tracionada e dois nos parafusos que seriam tracionados, num total de 14. A figura 6.35 mostra a localização e nomenclatura dos defletômetros e extensômetros utilizados.

As fotos 6.37 a 6.40 ilustram a construção do modelo e a realização do ensaio.



(a) Superfície externa

(b) Armadura

Extensômetros

(c) Defletômetros

Fig. 6.35 - Nomenclatura e localização dos extensômetros e dos defletômetros - emenda por parafuso

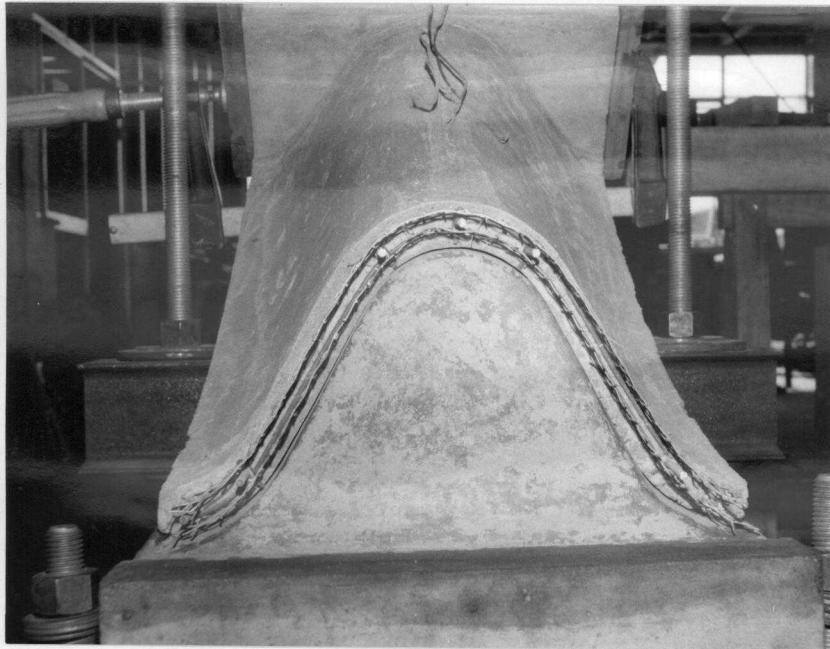


Foto 6.37 - Construção da nervura de apoio - posicionamento da peça.

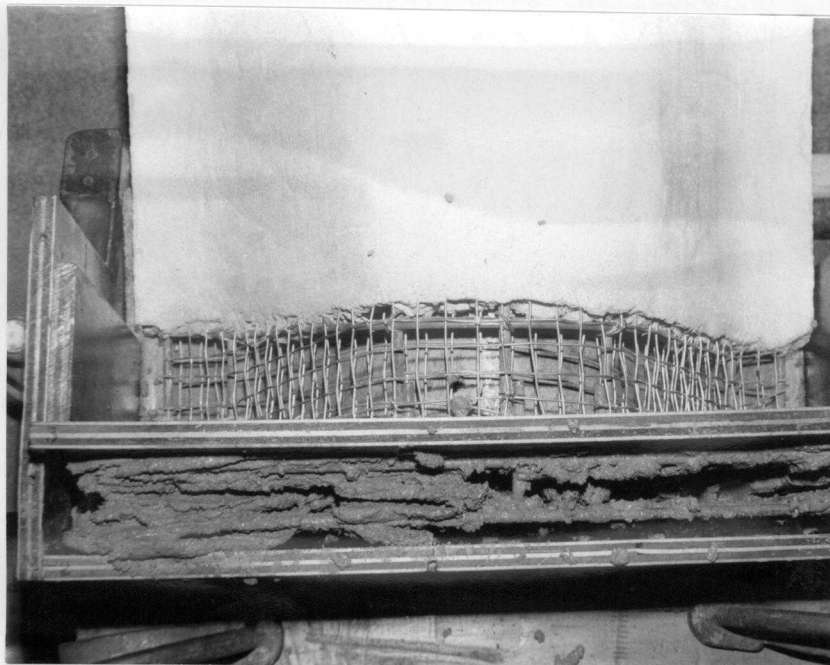


Foto 6.38 - Construção da nervura de apoio - concretagem.

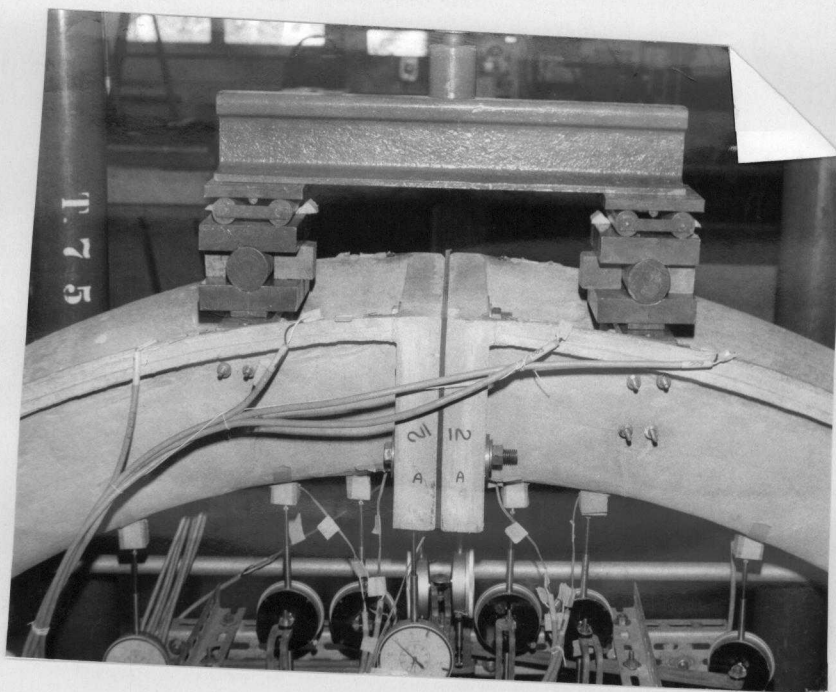


Foto 6.39 - Emenda por parafuso - peça colocada para ser ensaiada.

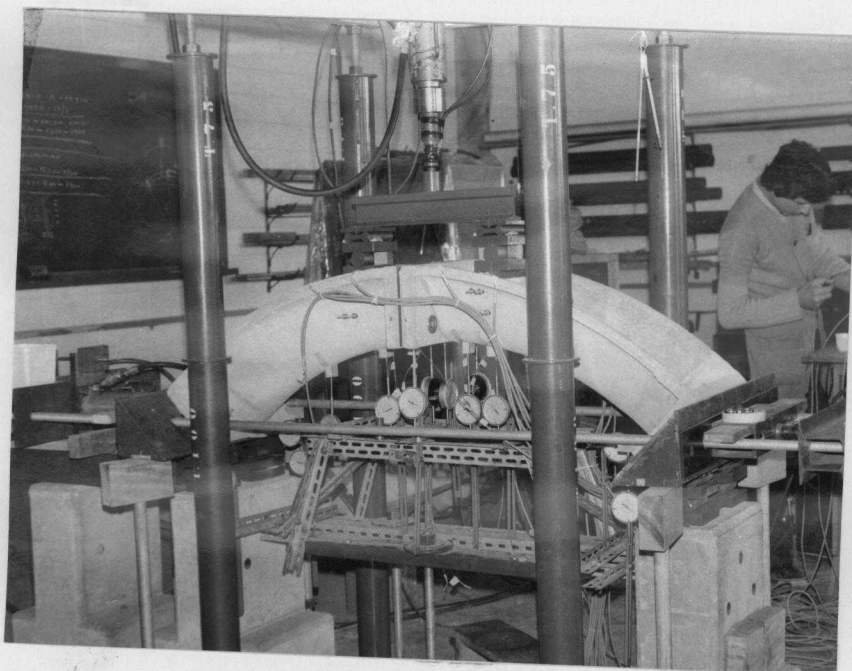


Foto 6.40 - Situação dos equipamentos e da peça durante o ensaio.

6.4.3 - Emenda por laço

Neste tipo de emenda a ligação dos elementos pré-moldados é feita por fios em forma de laço, que são unidos aos da outra peça por ferro passante, concretando-se a junta como mostra a figura 6.36.

A emenda por laço tem a vantagem da tolerância não ser tão severa e também de se utilizar na emenda material comum na construção. Em contrapartida, a montagem é relativamente mais trabalhosa, principalmente devido à concretagem das juntas no local.

O arranjo da armadura do laço foi adotado inicialmente tomando como base a igualdade da capacidade mecânica da armadura da emenda e a da peça, o que resultou num número de laços maior que o apresentado na figura 6.36. Durante a construção do modelo perceberam-se as dificuldades que ocorreriam na colocação do ferro passante, devido à grande quantidade de laços. Resolveu-se então reavaliar a armadura da emenda, tomando-se como base o cálculo no Estado Limite Último, resultando que, mesmo com a retirada de metade da armadura, o estado limite último por solicitações normais para a emenda seria verificado. Optou-se então pelo corte das armaduras correspondentes aos laços internos, para que o ensaio fosse representativo de uma situação mais próxima da viabilidade construtiva. No corte da armadura desses laços foi necessário cortar também os laços externos do lado que, no ensaio, seria comprimido, o que não deveria afetar os resultados do ensaio.

A argamassa utilizada na concretagem da junta apresenta as mesmas proporções de materiais dos demais modelos, porém foi acrescentado pó de alumínio na proporção de 0,022 gramas por quilo de cimento, para compensar o encurtamento por retração da argamassa, baseado em recomendações encontradas em LIMA (1974).

Os defletômetros foram dispostos como mostra a figura 6.37c, diferenciando-se do modelo anterior pela retirada de um defletômetro no meio do vão que, neste caso, não

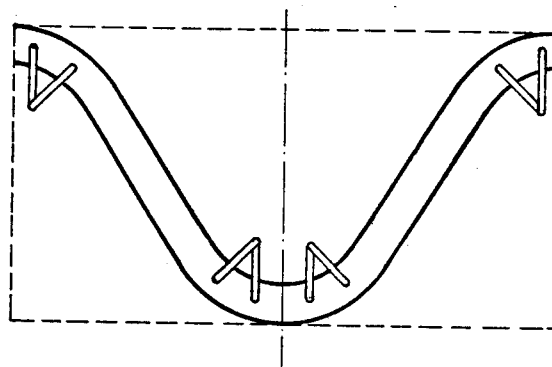
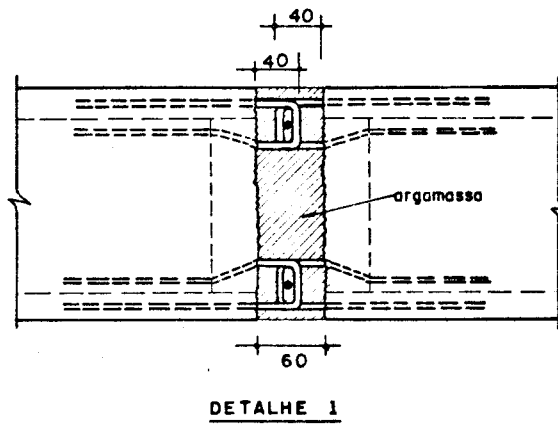
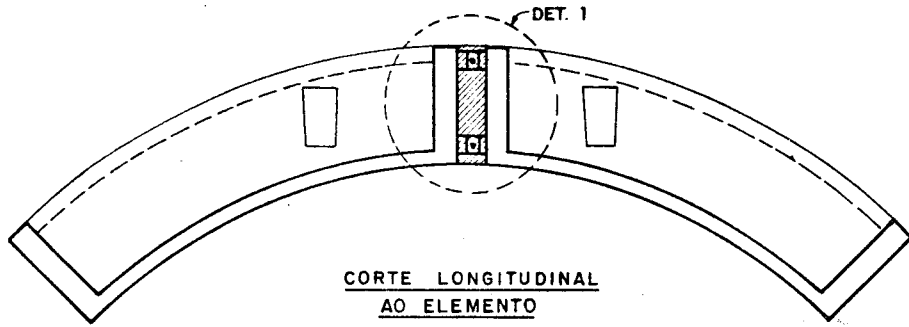


Fig. 6.36 - Emenda por laço

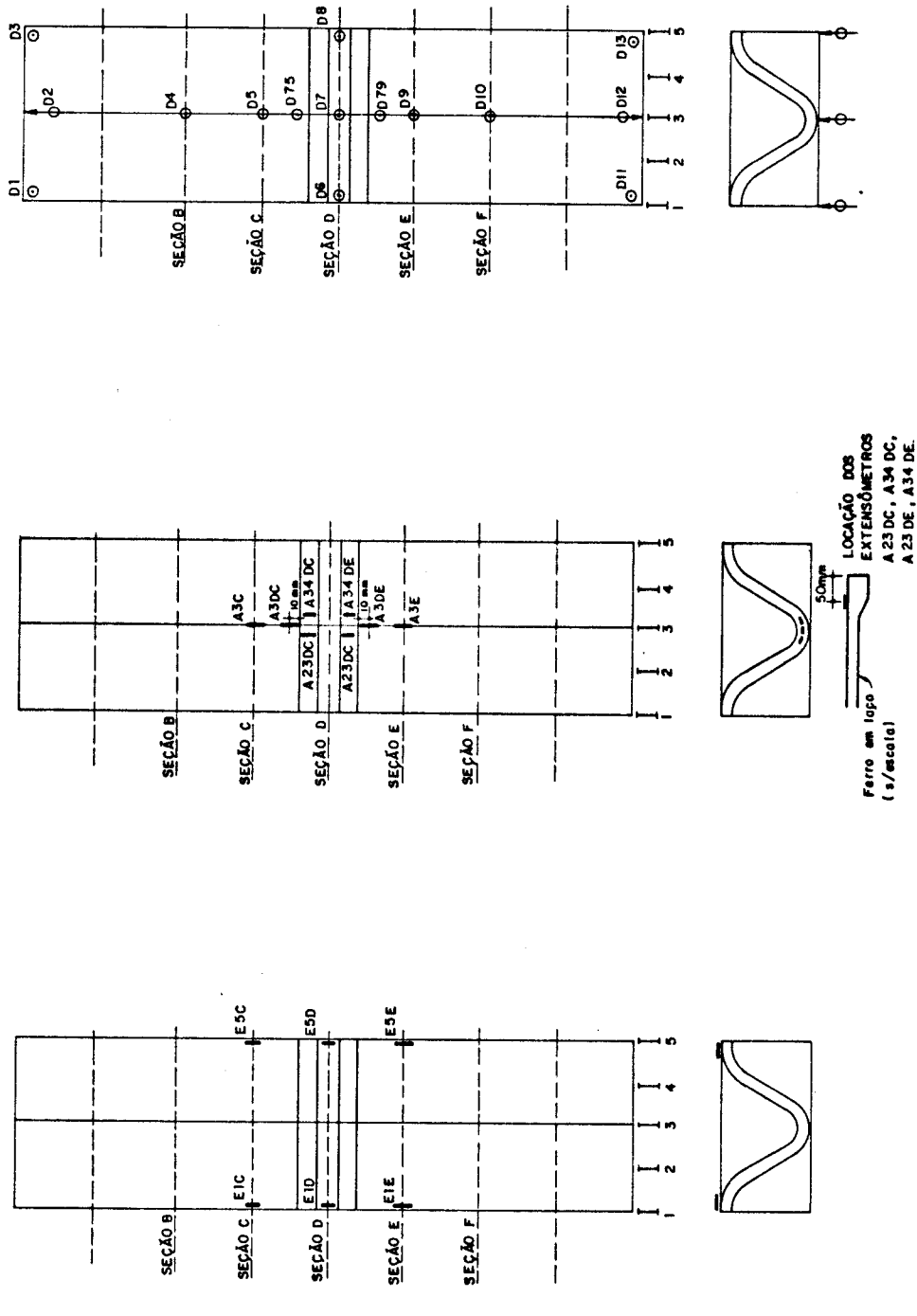


Fig. 6.37 - Nomenclatura e locação dos extensômetros e defletômetros - emenda por laço.

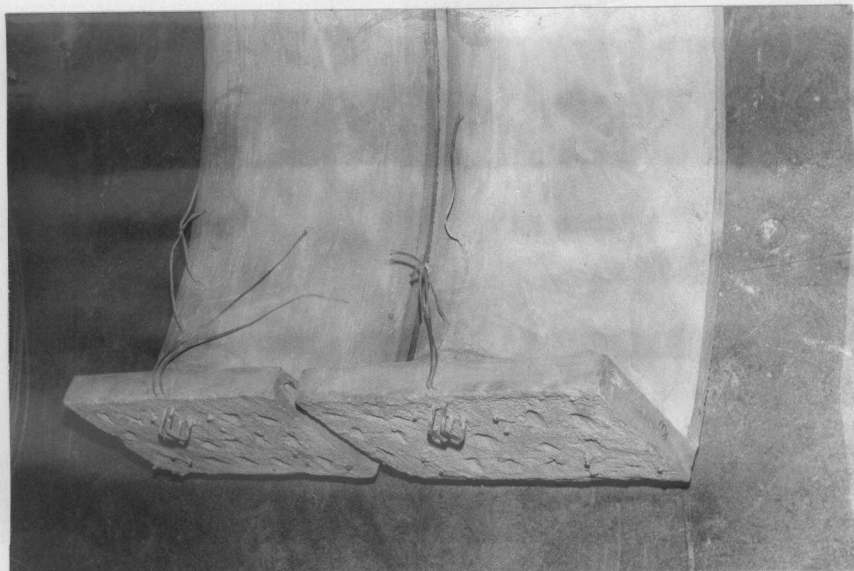


Foto 6.41 - Construção do modelo - detalhe da nervura de emenda com os laços.



Foto 6.42 - Montagem das peças para concretagem das emendas.

teria significado. Na aplicação dos extensômetros buscou-se a mesma disposição utilizada no modelo anterior, tendo como principal diferença a colocação de extensômetros nos laços ao invés da colocação nos parafusos. A locação e nomenclatura dos extensômetros, num total de 14, estão apresentados na figura 6.37 a e b.

A construção deste modelo, ilustrado nas fotos 6.41 e 6.42, foi feita com mesmo recurso utilizado no modelo de emenda por parafuso, ilustrado na figura 6.34.

6.4.4 - Emenda por solda

Este tipo de emenda consiste na ligação dos elementos pré-moldados por meio de solda elétrica na parte da armadura que foi deixada saliente nos elementos pré-moldados, e posteriormente no preenchimento da junta com argamassa aplicada aos elementos sobre cola epóxica, servindo de ponte de ligação, como mostra a figura 6.38.

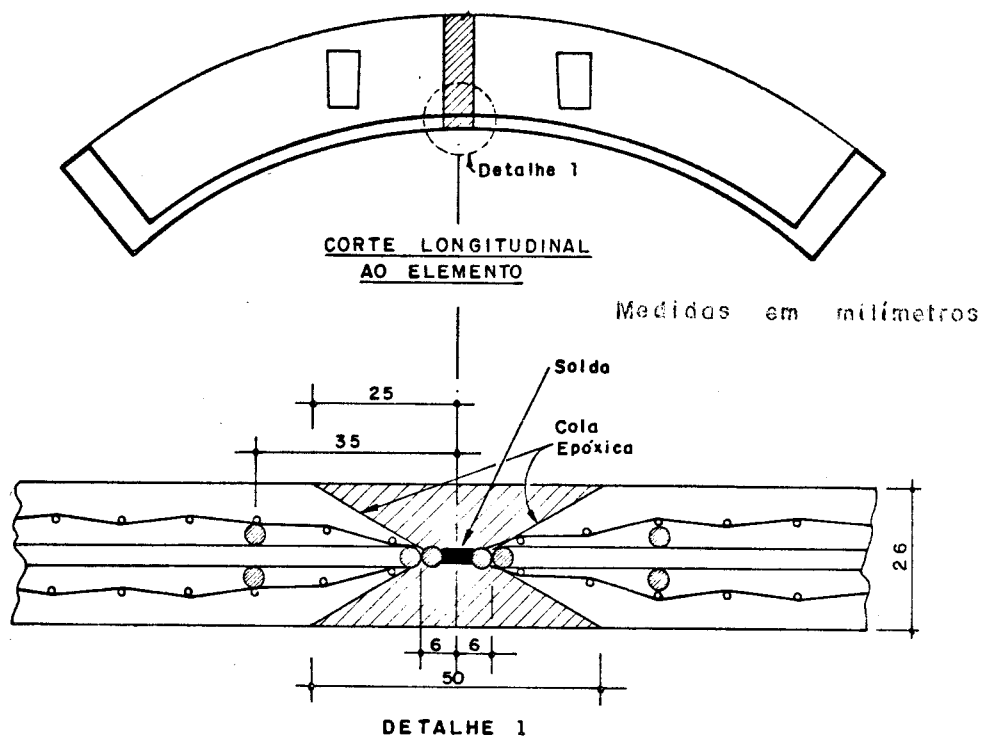


Fig. 6.38 - Emenda por solda.

A emenda por solda pode apresentar vantagens na montagem da galeria, sem apresentar problemas de tolerância, no entanto necessita de tecnologia e equipamentos que podem ser de difícil disponibilidade em determinados casos. Este tipo de emenda pode ser interessante quando for conveniente dividir a galeria em vários elementos e lançar mão de processo construtivo similar ao utilizado nas pontes construídas com a técnica dos balanços progressivos.

O arranjo da armadura junto à emenda, apresentado na figura 6.39, foi adotado de forma a permitir a transmissão da tração na armadura disposta longitudinalmente ao elemento, através da armadura que fica exposta para a soldagem.

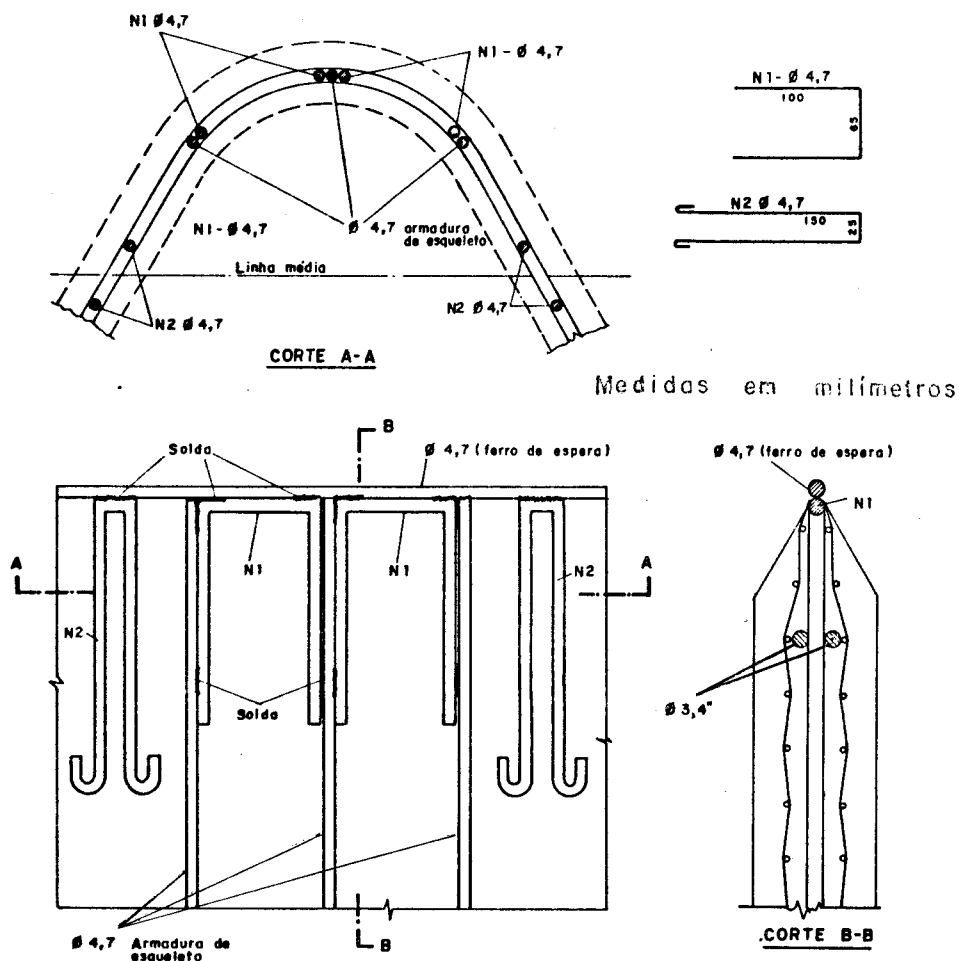


Fig. 6.39 - Arranjo da armadura junto à emenda

Os defletômetros foram colocados em igual número e posição do modelo anterior, assim como os extensômetros aplicados na face externa, diferindo apenas na parte interna, pois neste caso não havia elemento discreto responsável pela transmissão do esforço de tração. Convém salientar ainda que os extensômetros na armadura próxima à seção de emenda foram afastados a uma distância conveniente para não serem danificados durante a operação de soldagem. A figura 6.41 mostra a locação e nomenclatura dos defletômetros e dos extensômetros.

Como neste modelo não era prevista nervura no local da emenda, não houve necessidade de se utilizar o recurso empregado na construção dos dois modelos anteriores. Neste caso o modelo foi executado na posição em que foi ensaiado, como mostra o esquema da figura 6.40. Para simular melhor os desvios numa montagem em construção, foram soldadas as partes que não estavam unidas durante a concretagem dos elementos. As fotos 6.43 e 6.44 ilustram a construção do modelo, mostrando defeitos da argamassa junto à emenda devidos à espuma de isolamento.

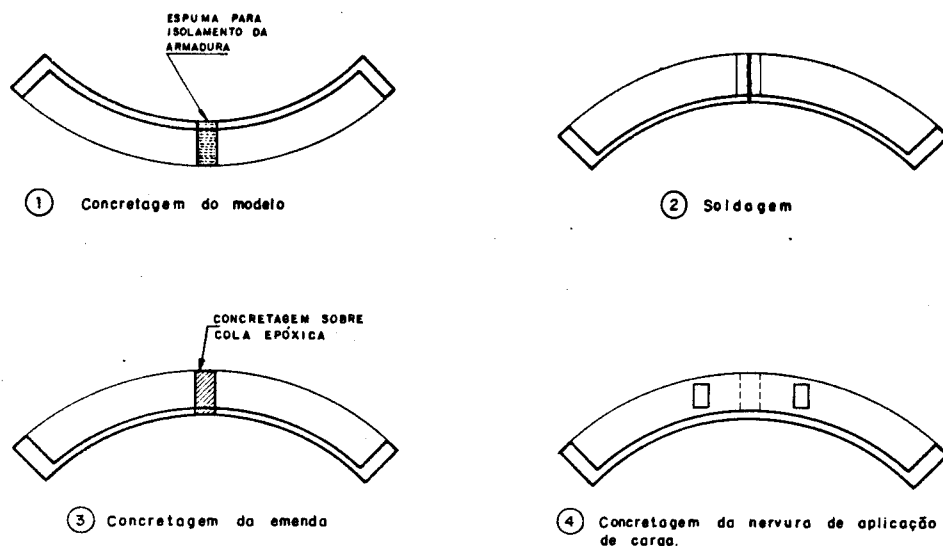


Fig. 6.40 - Esquema de construção do modelo EE-3.

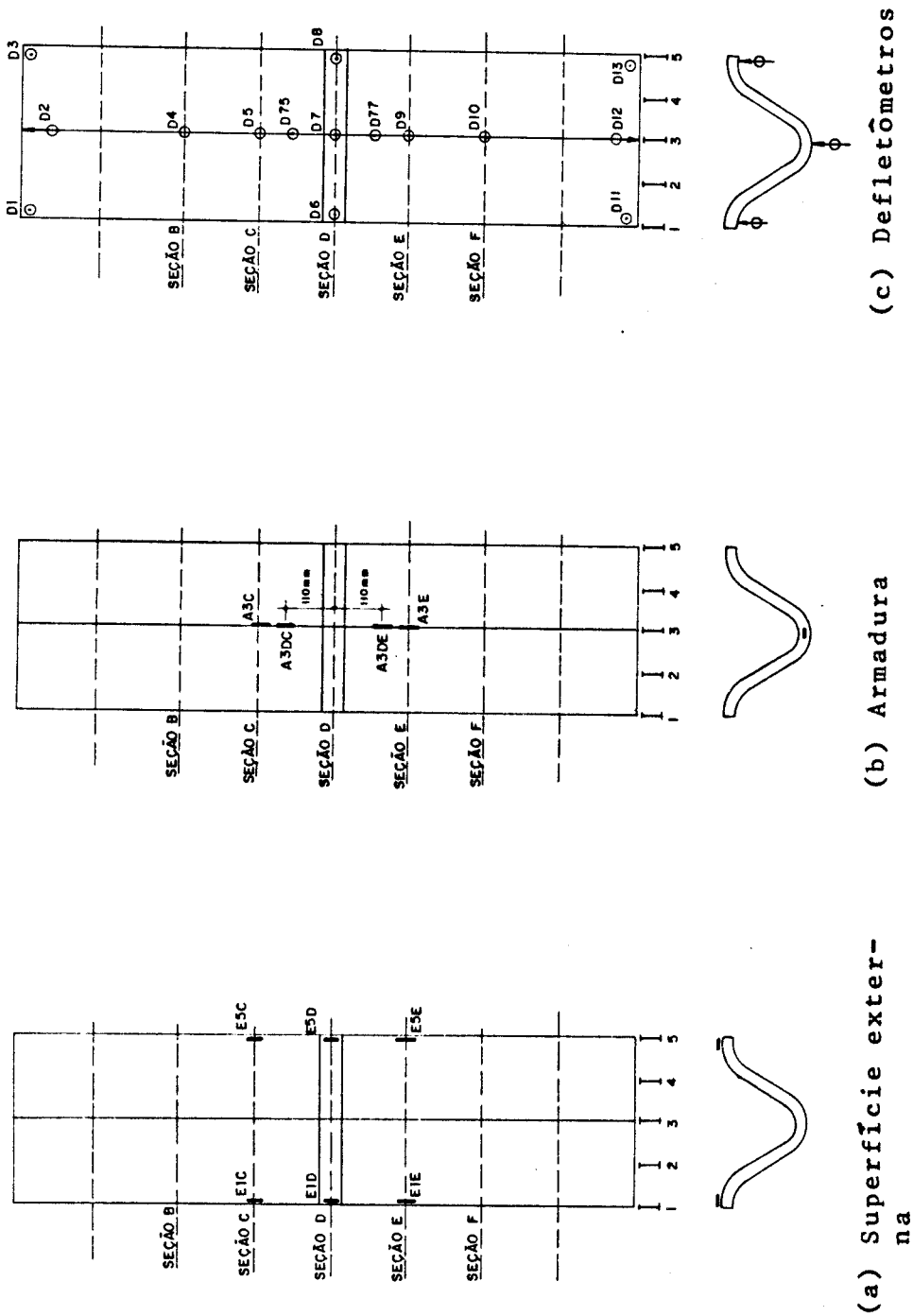


Fig. 6.41 - Nomenclatura e locação dos extensômetros e defletômetros - emenda por solda.

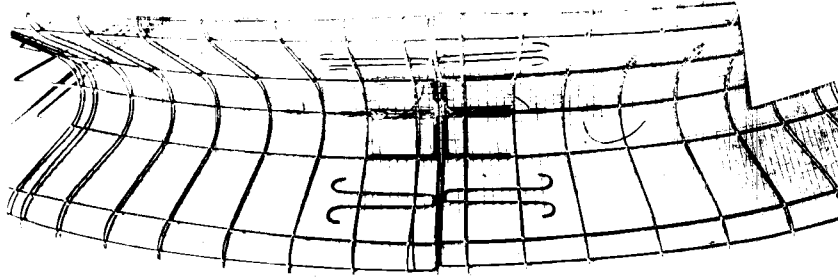


Foto 6.43 - Montagem da armadura - detalhe do arranjo junto à emenda.



Foto 6.44 - Aspecto da ligação antes da operação de soldagem.

6.4.5 - Resultados obtidos e sua análise

Os resultados obtidos estão apresentados: a) nos diagramas mostrados a seguir, onde se encontra representada a carga vertical total versus:

1) deslocamento vertical no meio do vão (seção D) para combinação de cargas correspondentes aos Estados Limites de Utilização e Último (figura 6.42);

2) deslocamentos horizontais junto ao apoio móvel, para os Estados Limites de Utilização e Último (figura 6.43);

3) deformações médias no meio do vão correspondentes ao lado mais comprimido na argamassa, e correspondentes ao lado menos comprimido na armadura para os Estados Limites de Utilização e Último (figura 6.44);

4) giro relativo na seção da emenda (seção D) para os Estados Limites de Utilização e Último (figura 6.45).

b) nas fotos das peças após serem ensaiadas, que estão relacionadas a seguir:

- 1) modelo de emenda por parafuso, face interna (foto 6.45);
- 2) modelo de emenda por laço, face interna (foto 6.46);
- 3) modelo de emenda por solda, face interna a externa (fotos 6.47 e 6.48).

e c) na tabela 6.5, que resume os principais resultados obtidos.

Do exame dos diagramas de deslocamento, tanto vertical como horizontal, já se nota um pior desempenho da emenda por parafusos, e que fica evidenciado a partir do exame dos diagramas de giro relativo. Também quanto à formação de fissuras, a emenda por parafusos apresentou fissuração prematura nas nervuras, como indicam os valores da tabela 6.5. Ainda com referência a este tipo de emenda, deve ser saliente

tado que não foram apresentadas as deformações nos parafusos porque os valores encontrados foram totalmente incoerentes.

O confronto dos resultados obtidos para o modelo de emenda por laço e para o modelo de emenda por solda indicam que a ruptura foi atingida com cargas próximas, ambas da ordem de 60% da carga de ruptura observada no modelo experimental 3, mas para o estado de formação de fissuras a emenda por laço apresentou resultados bem melhores, destacando que uma das peças não apresentou fissuras para a máxima carga aplicada, correspondente ao Estado Limite de Utilização.

Os valores encontrados para as deformações na armadura indicam que a ruptura deve ter ocorrido por escorregamento da armadura para as emendas por parafuso e por laço, e por ruptura do cordão de solda (para o modelo de emenda por solda), devido à reversão da trajetória do diagrama, porém com valores próximos ao de ruptura do aço.

O exame dos diagramas de giros relativos, correspondente ao Estado Limite Último, mostra que as emendas por solda e por laço transmitem perfeitamente as solicitações até aproximadamente 70% de carga de ruptura, valor a partir do qual aumentam bastante os giros relativos.

Apesar do número reduzido de peças ensaiadas, pode-se concluir que a emenda por laço é a que apresenta melhor desempenho, podendo ser ainda melhorada tomando-se precauções para evitar o escorregamento da armadura.

Tabela 6.5 - Principais resultados dos ensaios de emendas

	MODELO	ESG-3	EE-1	EE-2	EE-3
	\bar{f}_c (MPa) Resistência à compressão na data do ensaio	46,00	49,23	57,11	50,66
	\bar{f}_t (MPa) Resistência à tração na data do ensaio	3,82	4,22	3,79	3,88
Combinação de cargas correspondentes ao Estado Limite de Utilização	Carga vertical correspondente à la. fissura (kN)	42,12	18,00 (45,00)	(*) - (54,00)	32,00
	$\bar{\sigma}_r$ (MPa) Tensão de tração correspondente à la. fissura	6,75	2,40 (6,04)	(*) - (8,02)	4,43
	$\bar{\epsilon}_r$ Deformação de tração correspondente à la. fissura	(1) 0,55	0,34	(1) 0,47	0,46
Combinação de cargas correspondentes ao Estado Limite Último	Carga vertical última (kN)	>90,72	56,00	73,50	70,00
	a (mm) Deslocamento vertical para a maior carga comum aos modelos	2,15	2,61	1,20	2,35
	ψ (mm/m) Giro relativo para a maior carga comum aos modelos	-	15,87	3,89	2,38
	$\bar{\epsilon}_{cu}$ (mm/m) Deformação de compressão última	1,26	0,65	1,36	0,90
	$\bar{\epsilon}_{tu}$ (mm/m) Deformação de tração última	2,68	0,85	1,48	2,06

(*) Um único valor apenas

- Os valores entre parênteses correspondem às fissuras fora da emenda.

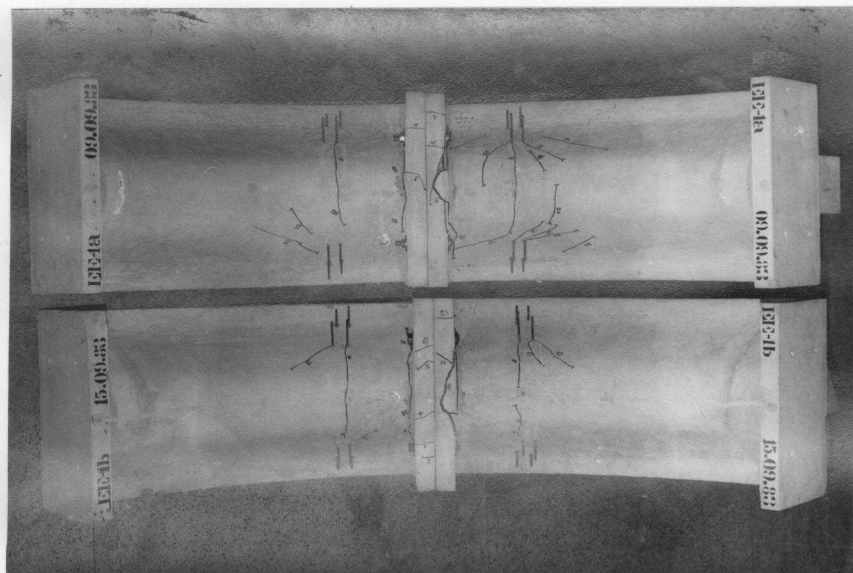


Foto 6.45 - Modelo de emenda por parafuso - aspecto da face interna após o ensaio.

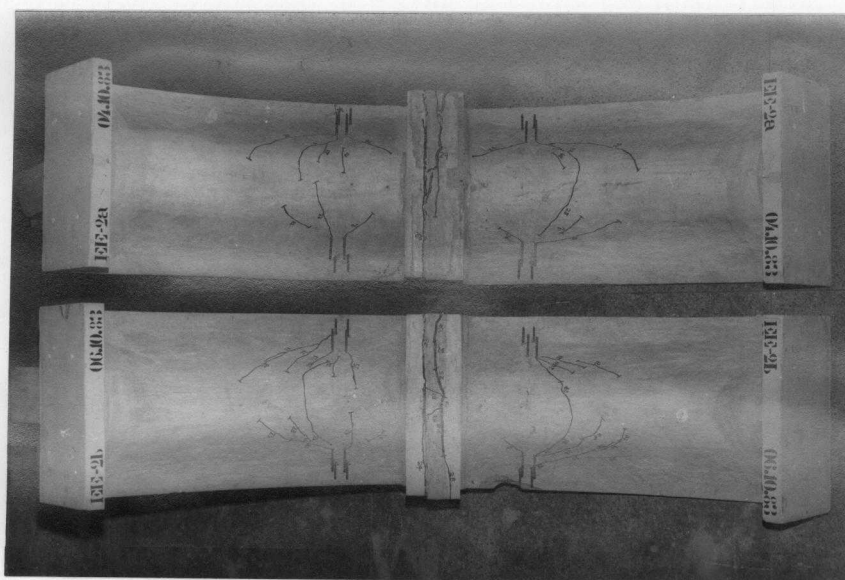


Foto 6.46 - Modelo de emenda por laço - aspecto da face interna após o ensaio.

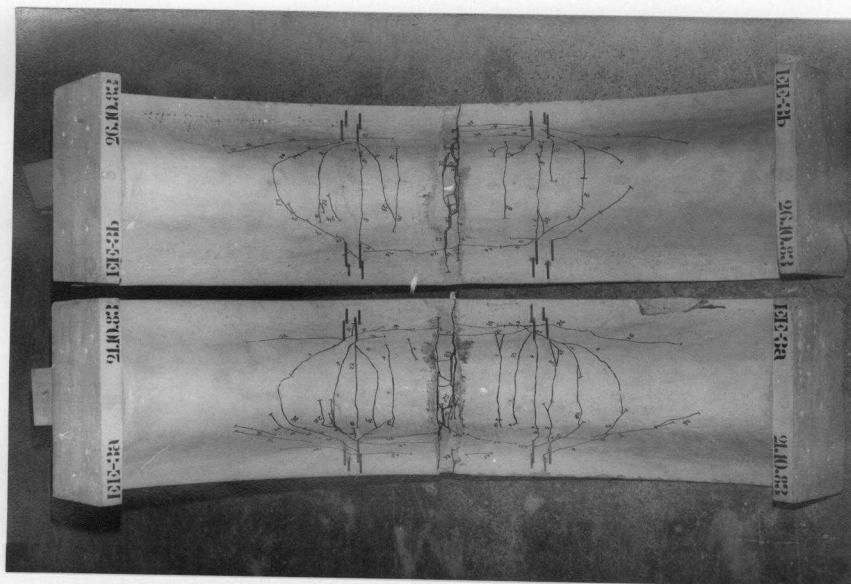


Foto 6.47 - Modelo de emenda por solda - aspecto da face interna após o ensaio.



Foto 6.48 - Modelo de emenda por solda - aspecto da face externa após o ensaio.

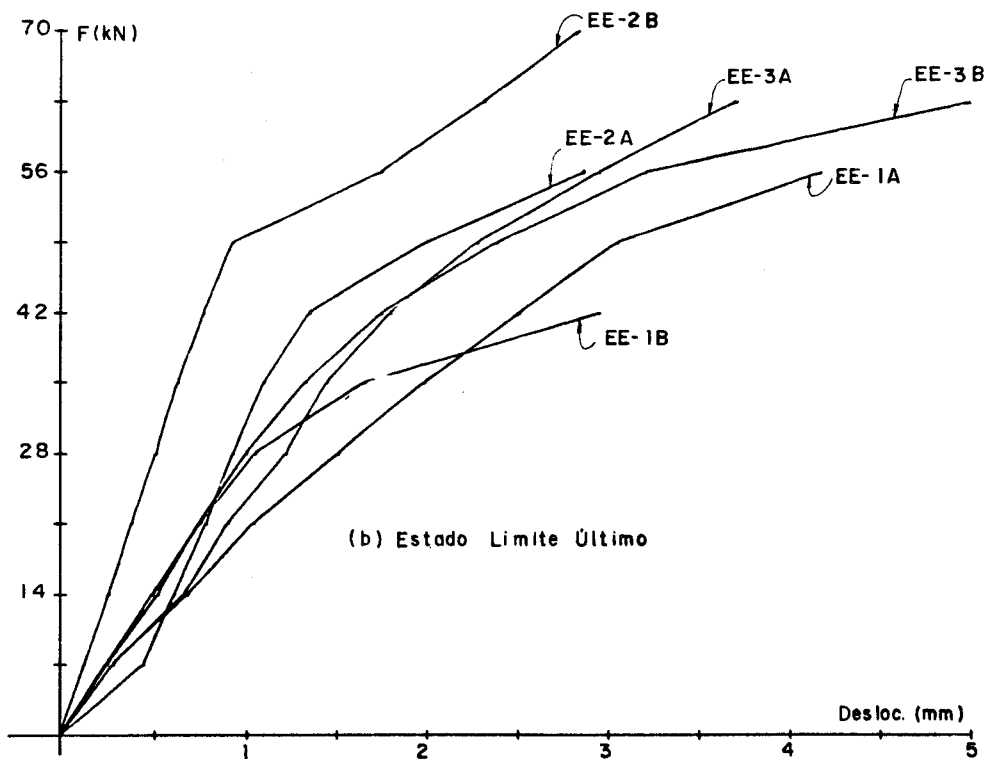
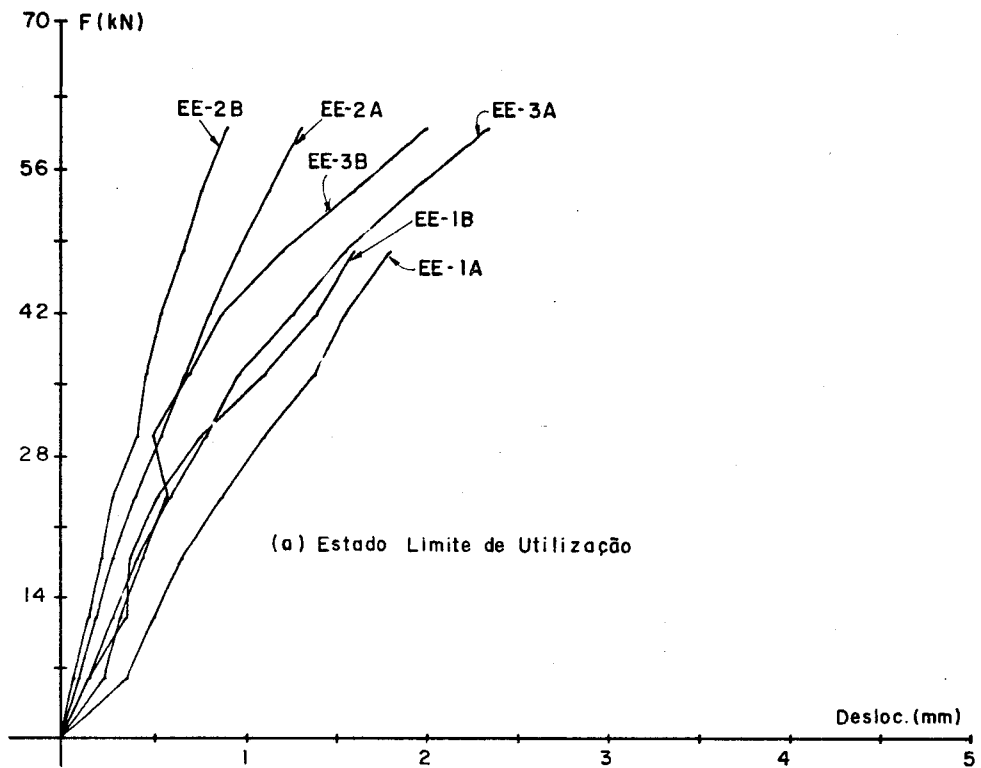


Fig.6.42 - Deslocamentos verticais no meio do vão

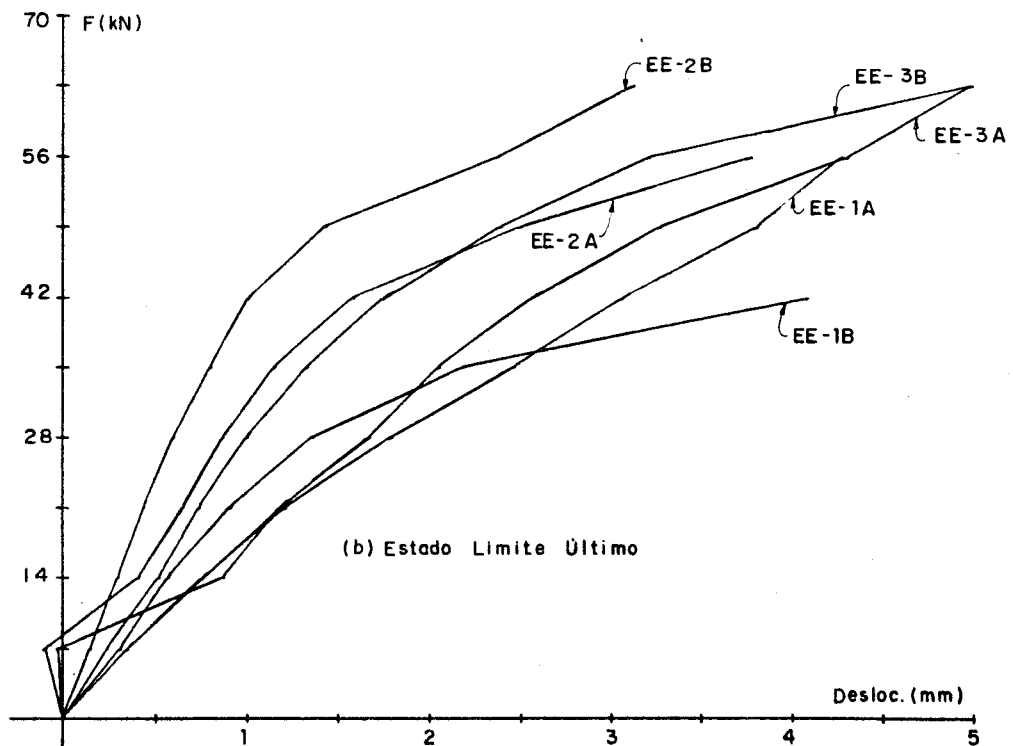
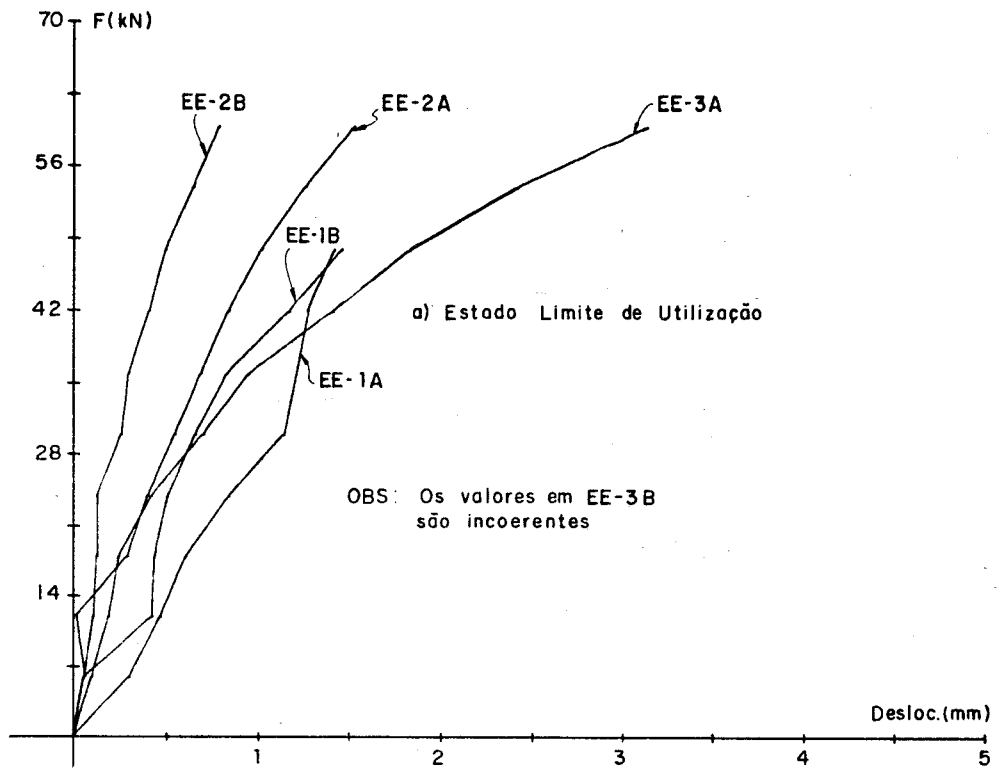


Fig. 6.43 - Deslocamento horizontal junto ao apoio móvel

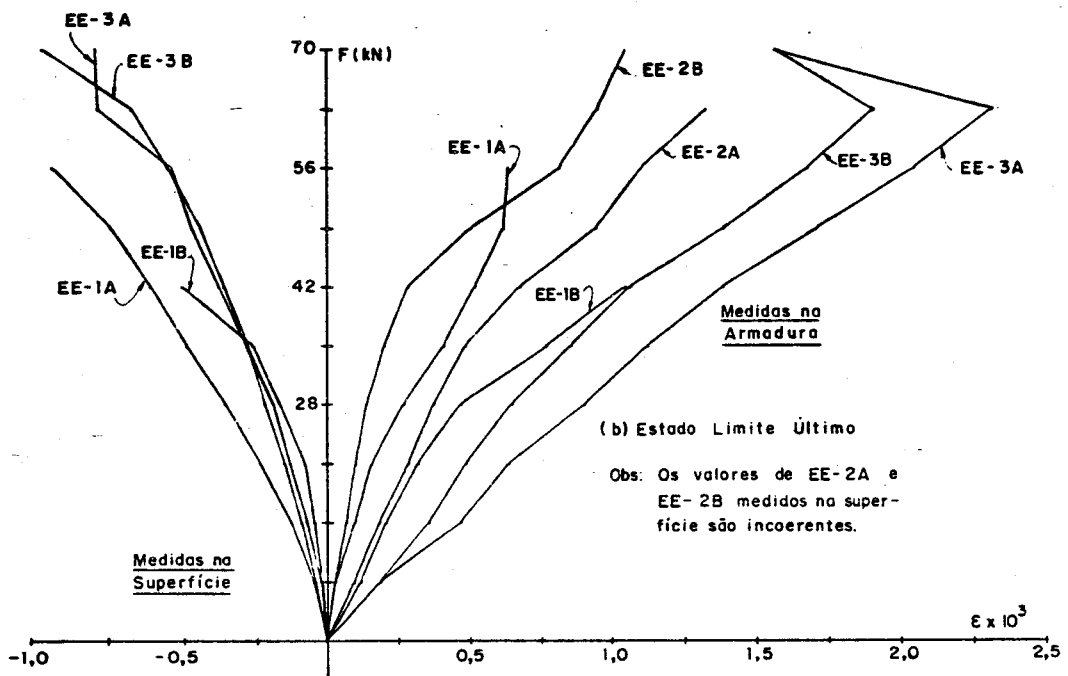
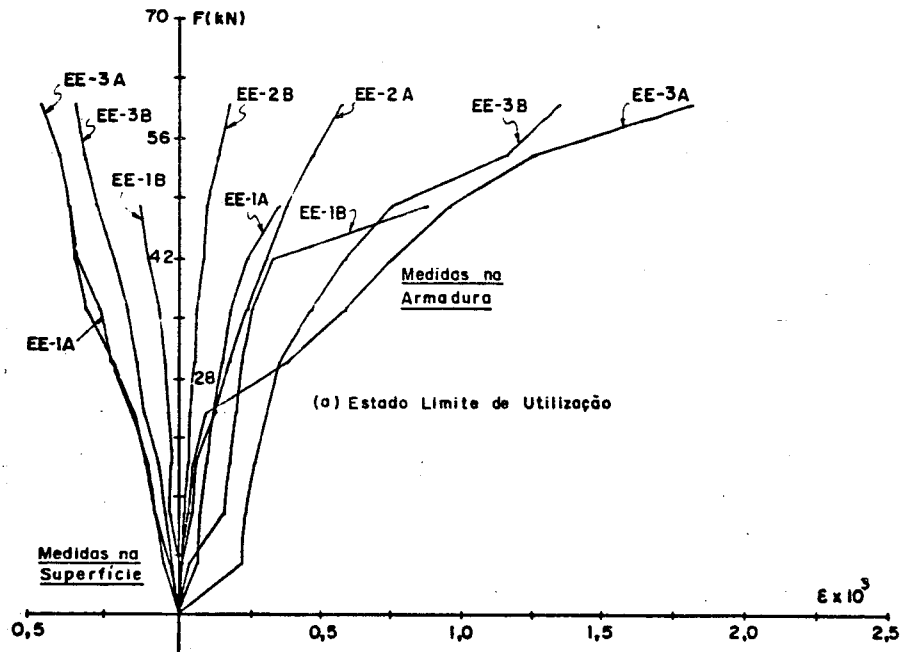


Fig. 6.44 - Deformações médias no meio do vão

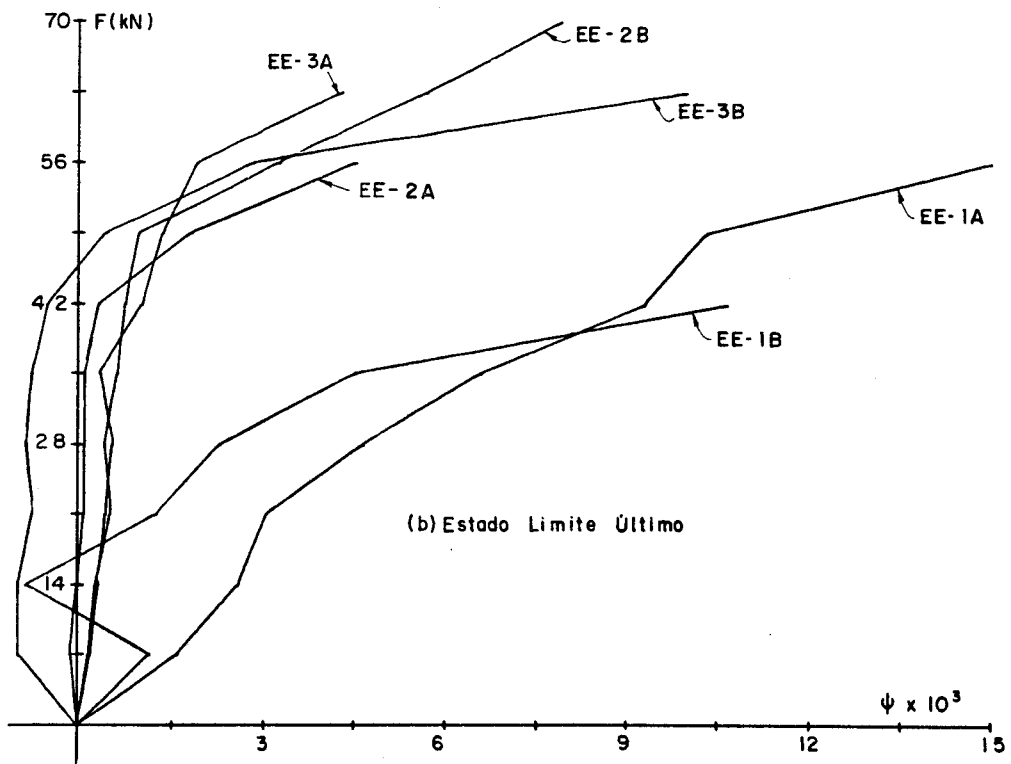
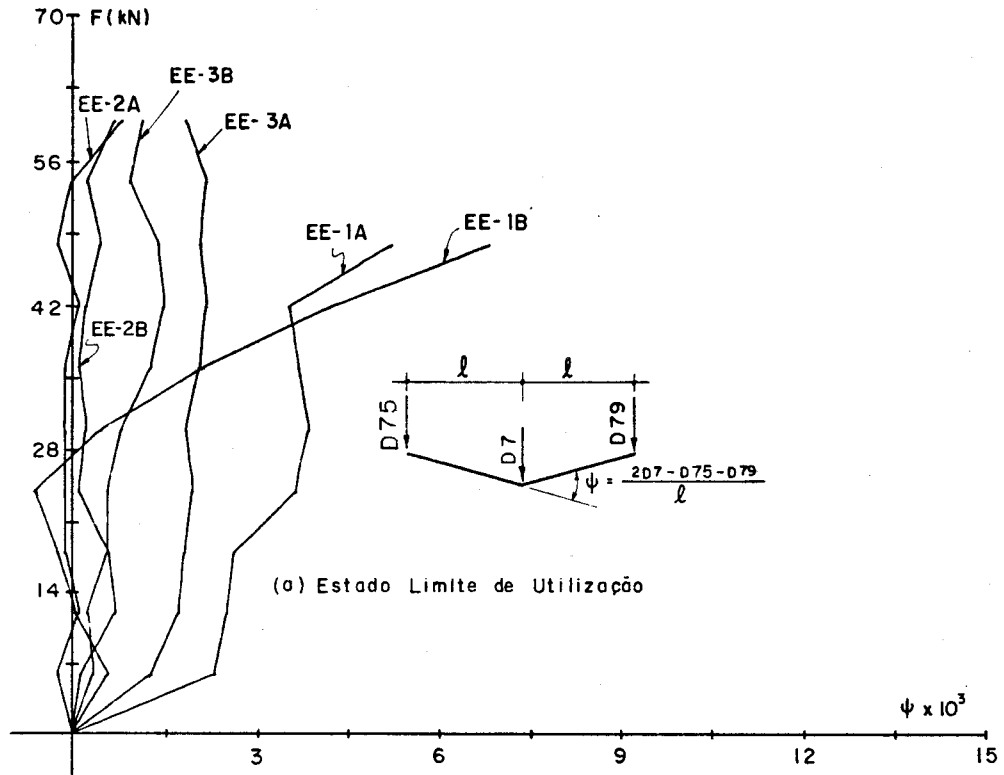


Fig. 6.45 - Giros relativos na seção da emenda

6.5 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS

6.5.1 - Introdução

A denominação de ensaios de caracterização das propriedades mecânicas da argamassa armada é utilizada para os ensaios de comportamento mecânico, que são os ensaios de flexão simples, ensaios de tração simples, e ensaios de compressão simples de corpos de prova de argamassa armada.

Como o objetivo destes ensaios é fornecer subsídios para a análise dos resultados obtidos nos ensaios de segmentos de galeria, os corpos de prova foram construídos com espessuras e arranjo de armadura apresentados nestes modelos.

Os ensaios de caracterização foram iniciados quando estava praticamente pronta a construção do modelo experimental 1, que, como foi dito, apresenta alta taxa de armadura de esqueleto. Por isto, alguns corpos de prova de flexão foram construídos com armadura de esqueleto menos densa do que a do modelo experimental 1, mas com as mesmas características. Como após os ensaios do citado modelo resolveu-se modificar a geometria da peça, bem como o arranjo de armadura do esqueleto, os resultados desses corpos de prova não serão apresentados, salvo os resultados de uma das séries, que não era armada e que poderá ser útil na análise do comportamento mecânico do modelo similar com armadura.

Também foram construídas duas séries de corpos de prova, uma para ensaio de flexão e outra para tração, armados com tela tipo galinheiro no lugar de tela tipo peneira, que tinha a finalidade de verificar, numa primeira aproximação, a possibilidade do emprego deste tipo de tela, que apresenta maior disponibilidade no mercado e é relativamente mais barata. A análise preliminar dos resultados, principalmente no que se refere à tração, desincentivou o prosseguimento de tais especulações.

Estão apresentadas na tabela 6.6 as características dos corpos de prova que serão aqui abordados, e que correspondem aos modelos experimentais 2 e 3. Salientando que embora fosse prevista a espessura das peças de 26mm, resolveu-se modificar a espessura para 25,4mm (1"), pois existem comercialmente cantoneiras metálicas com esta medida, o que facilita a confecção de fôrmas para os corpos de prova.

Tabela 6.6 - Características dos corpos de prova.

Tipo do ensaio	Série	Número de peças	Espessura (mm)	Armada
flexão	MOFI	4	24	não
	MFTQ	4	25,4	sim
tração	MTTQ	4	25,4	sim
compressão	MCA	4	25,4	sim
	MC	3	25,4	não

6.5.2 - Ensaio de flexão

Os corpos de prova para ensaios de flexão apresentam largura de 210mm, adotada em função do espaçamento da armadura de esqueleto dos primeiros corpos de prova executados que, como foi dito, não serão aqui abordados. O comprimento é de 1,05m, o que resulta num comprimento útil para os ensaios de 1,0m, julgado razoável em face da largura da peça. A figura 6.46, (a, b e c), mostra a fôrma da série MOFI, e fôrma e armação da série MFTQ.

Na construção das fôrmas empregou-se chapa de madeira compensada, com sarrafos de pinho para a série MOFI, e com cantoneira metálica para a série MFTQ. O adensamento foi feito com auxílio de mesa vibratória. A cura foi feita mantendo-se a superfície exposta constantemente úmida du-

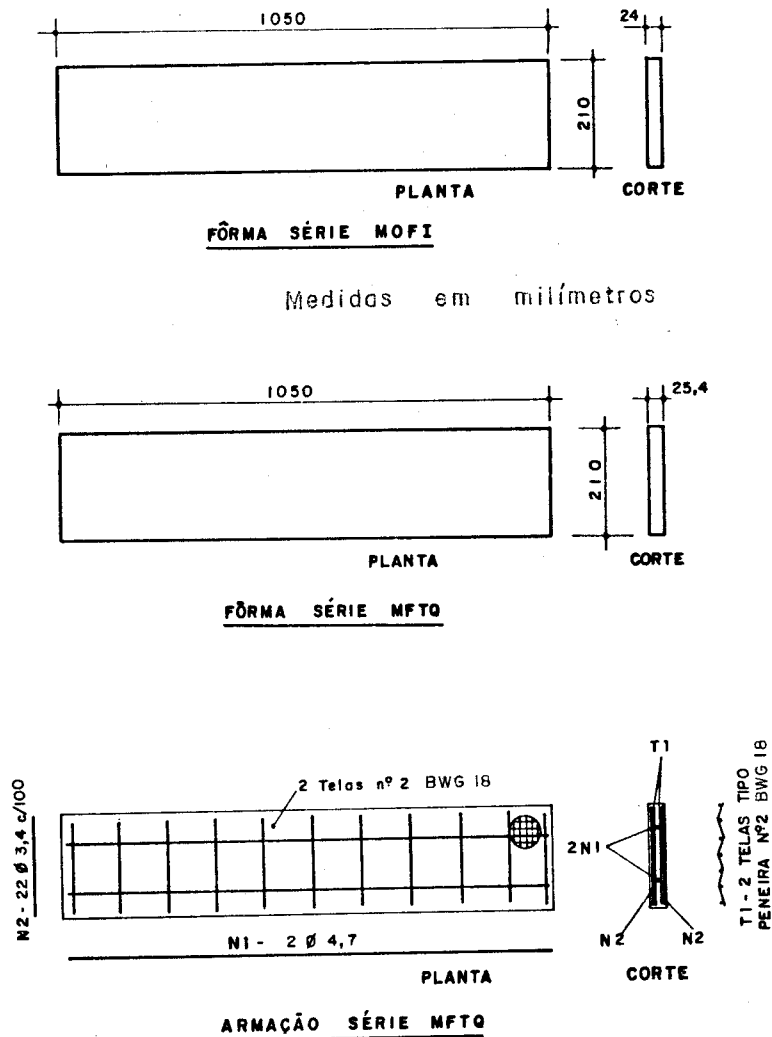


Fig. 6.46 - Fôrmas e armação dos corpos de prova de flexão.

rante 3 dias, e posteriormente submergindo as amostras em tanque de água até o dia anterior ao do ensaio.

Na auscultação dos corpos de prova empregaram-se extensômetros elétricos na superfície da argamassa na seção central, região de flexão pura, e no caso de peças armadas também na armadura do esqueleto que seria tracionada durante o ensaio, como mostra a figura 6.47. A localização dos defletômetros, assim como o esquema de aplicação de cargas, estão mostrados nas figuras 6.48, para as séries não armada e armada, respectivamente. A aplicação de carga de baixo para cima na série MOFI, permitiu que se

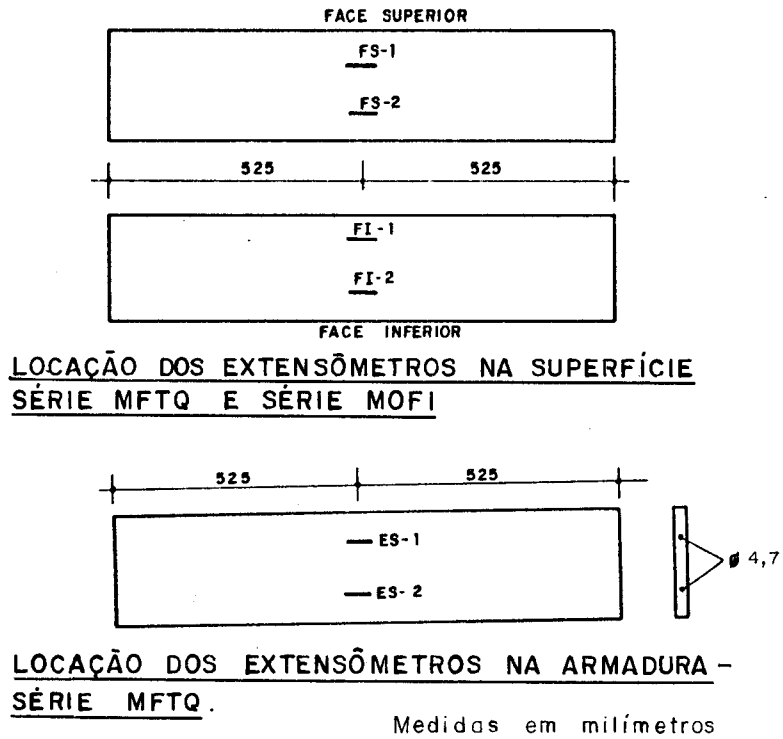


Figura 5.47 - Nomenclatura e locação dos extensômetros-ensaio de flexão

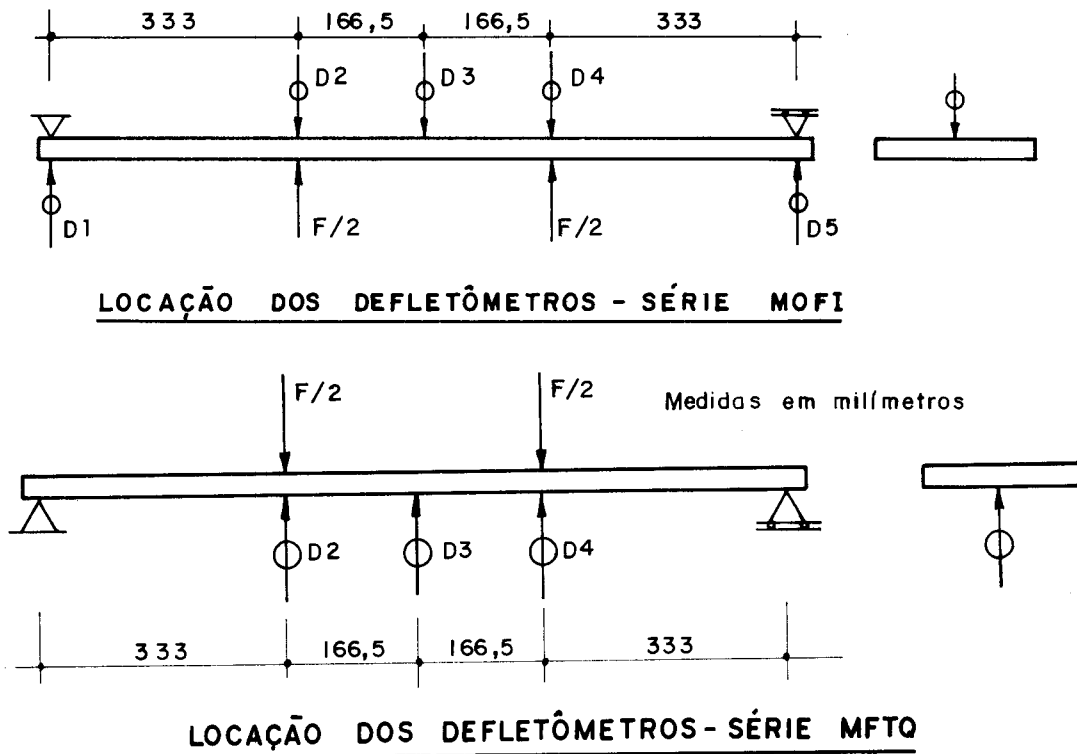


Figura 6.48 - Nomenclatura e locação dos defletômetros.

medissem os deslocamentos até a ruptura da peça, sem perigo de danificar os defletômetros. A utilização de defletômetro junto ao apoio nesta série é devida à maior deformabilidade deste, em relação ao da outra série, como pode ser examinado nas fotos 6.49 e 6.50, que mostram o arranjo físico dos equipamentos e da peça durante o ensaio.

6.5.3 - Ensaio de tração

A execução destes ensaios apresentou grandes problemas devido ao escorregamento da garra, ao deslizamento da armadura de esqueleto e, principalmente, à flexão parasita que surgiu durante o ensaio. Após várias tentativas conseguiu-se resolver satisfatoriamente estas dificuldades.

A figura 6.49 mostra a fôrma e armação do modelo, e a figura 6.50 a forma da fixação da peça.

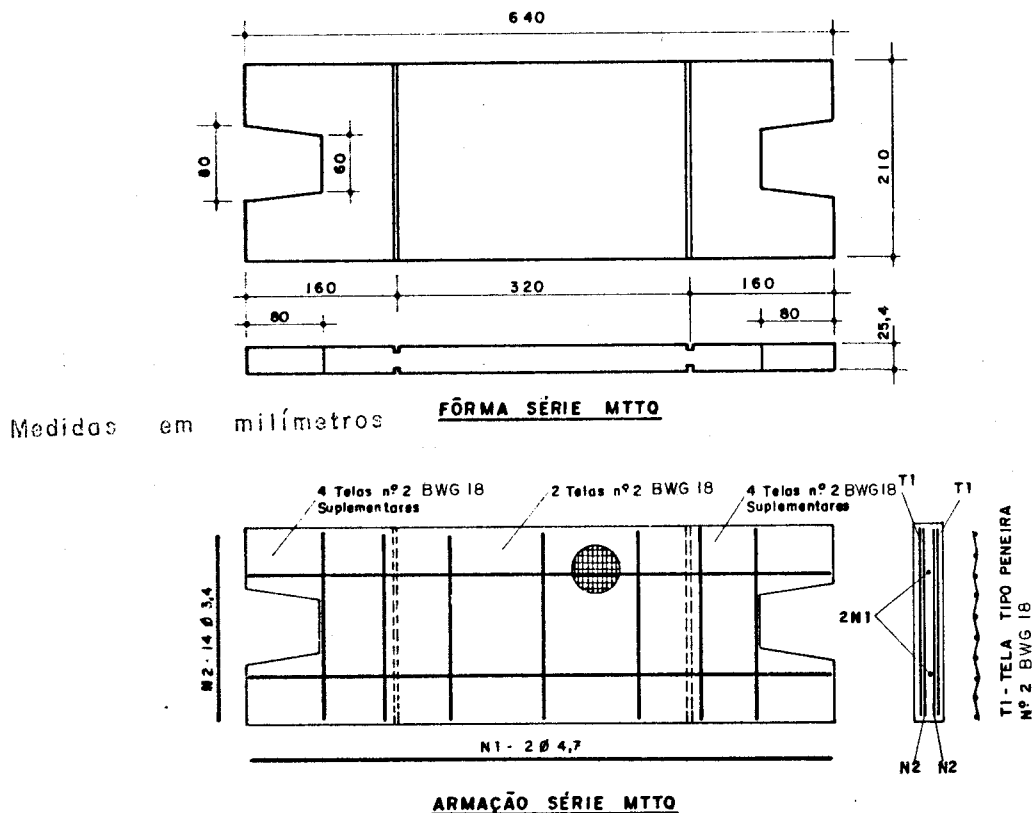


Figura 6.49 - Fôrmas e armação dos corpos de prova de tração.

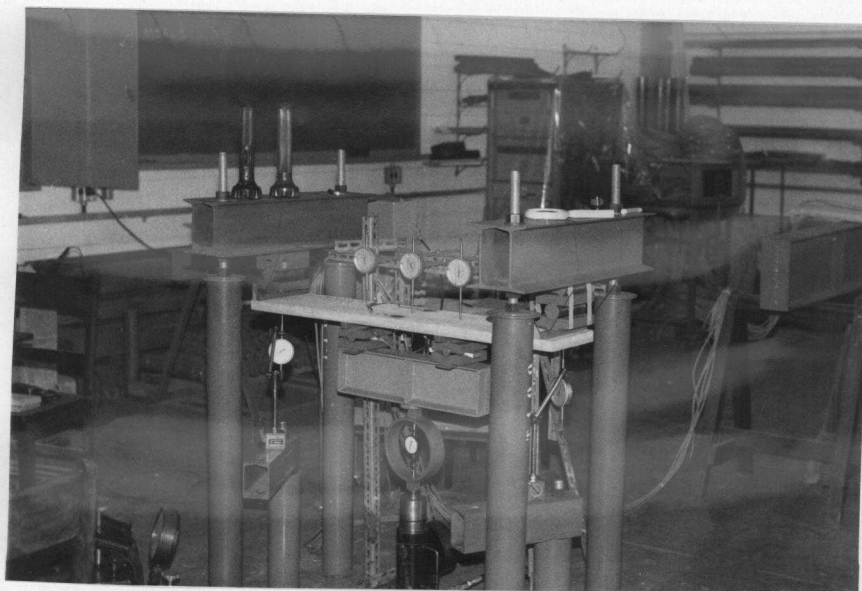


Foto 6.49 - Situação dos equipamentos e da peça durante o ensaio de flexão - Série MOFI.

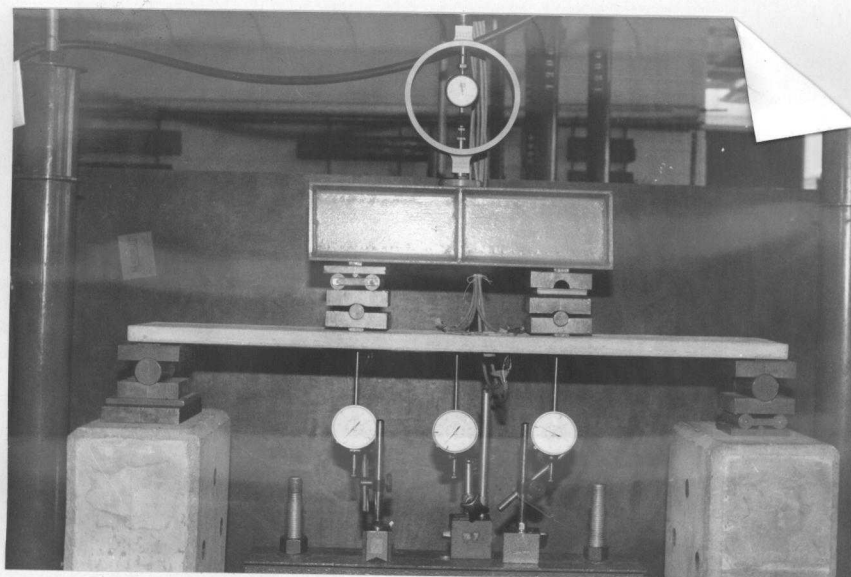


Foto 6.50 - Situação dos equipamentos e da peça durante o ensaio de flexão - Série MFTQ.

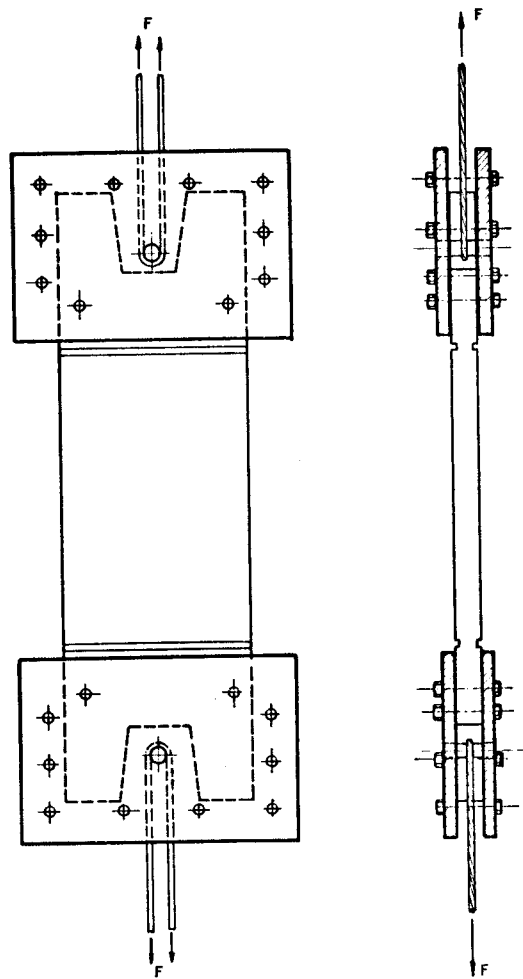


Fig. 6.50 - Dispositivo de fixação do corpo de prova no ensaio de tração.

A construção dos corpos de prova foi, basicamente, igual à relatada para os corpos de prova ensaiados à flexão, com a construção das peças feitas individualmente para reduzir os defeitos de moldagem, que para este ensaio refletiam-se demasiadamente nos resultados.

A carga foi aplicada com auxílio da prensa Versatester Soiltest, com algumas improvisações, onde se fixou a peça ao equipamento com auxílio de cabos de aço, como mostram as fotos 6.51 e 6.52.

A locação dos extensômetros elétricos e o posicionamento dos defletômetros, neste caso com precisão normal de milésimo de milímetro, estão mostrados na figura 6.51. Nestes ensaios, a carga foi lida diretamente no mostrador da prensa, e para a leitura nos extensômetros foi utilizado o indicador Bruel & Kjaer.

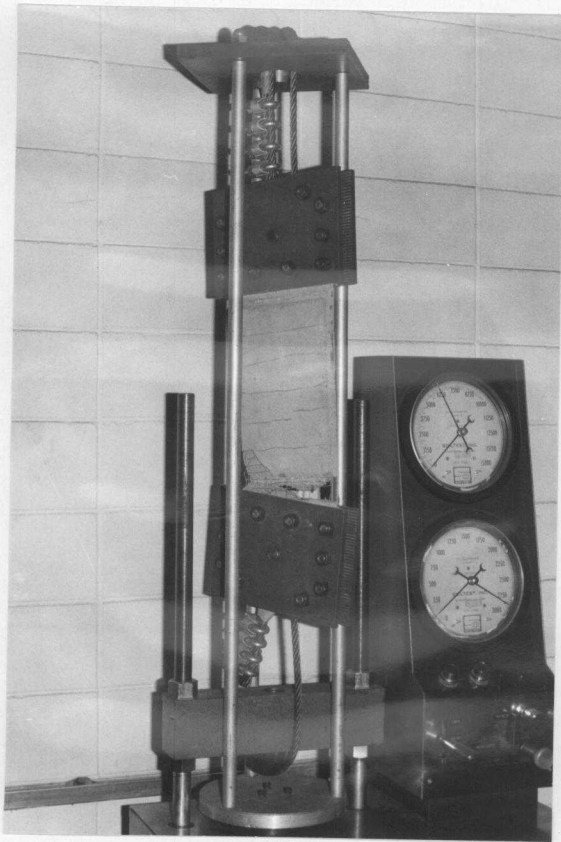


Foto 6.51 - Ensaio provisório para testar o dispositivo de fixação da peça.

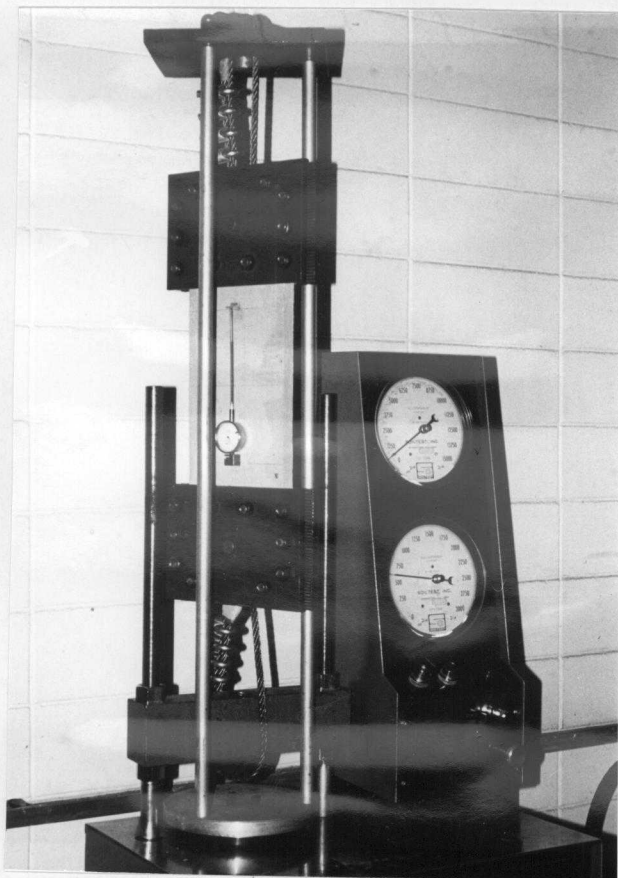
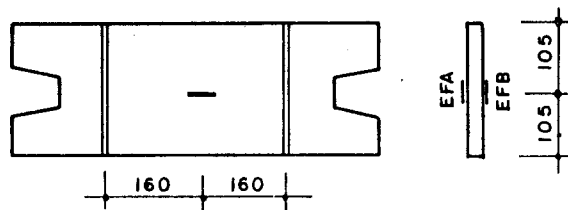
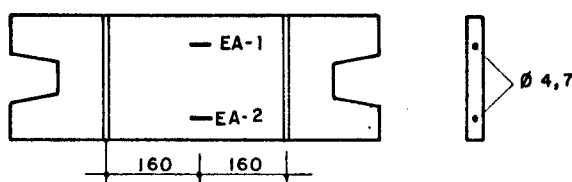


Foto 6.52 - Situação do equipamento e da peça durante o ensaio de tração - série MTTQ.

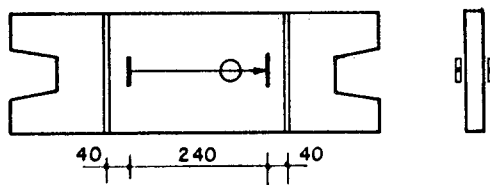


LOCAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS NA SUPERFÍCIE - SÉRIE MTTQ

Medidas em milímetros



LOCAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS NA ARMADURA - SÉRIE MTTQ



LOCAÇÃO DOS DEFLETÔMETROS - SÉRIE MTTQ

Fig. 6.51 - Locação dos extensômetros e dos defletômetros.

6.5.4 - Ensaio de compressão

Inicialmente tentou-se executar os ensaios construindo os corpos de prova e serrando suas extremidades com auxílio de disco de corte. Não se conseguiu com este procedimento uma face perfeitamente regular, como se desejava, e por isto, ao se colocar a peça para o ensaio, foi necessário colocar placas de chumbo para regularizar a superfície. O ensaio assim executado se revelou insatisfatório, ocorrendo inclusive deslizamento da barra da armadura de esqueleto.

Resolveu-se então fazer o ensaio com auxílio das garras utilizadas nos ensaios de tração, o que foi julgado

satisfatório após várias tentativas para se eliminar a flexão parasita, inclusive com a colocação de guias lubrificadas que corriam entre as chapas de fixação. Apresentam-se na figura 6.52 os desenhos de fôrma e armação dos corpos de

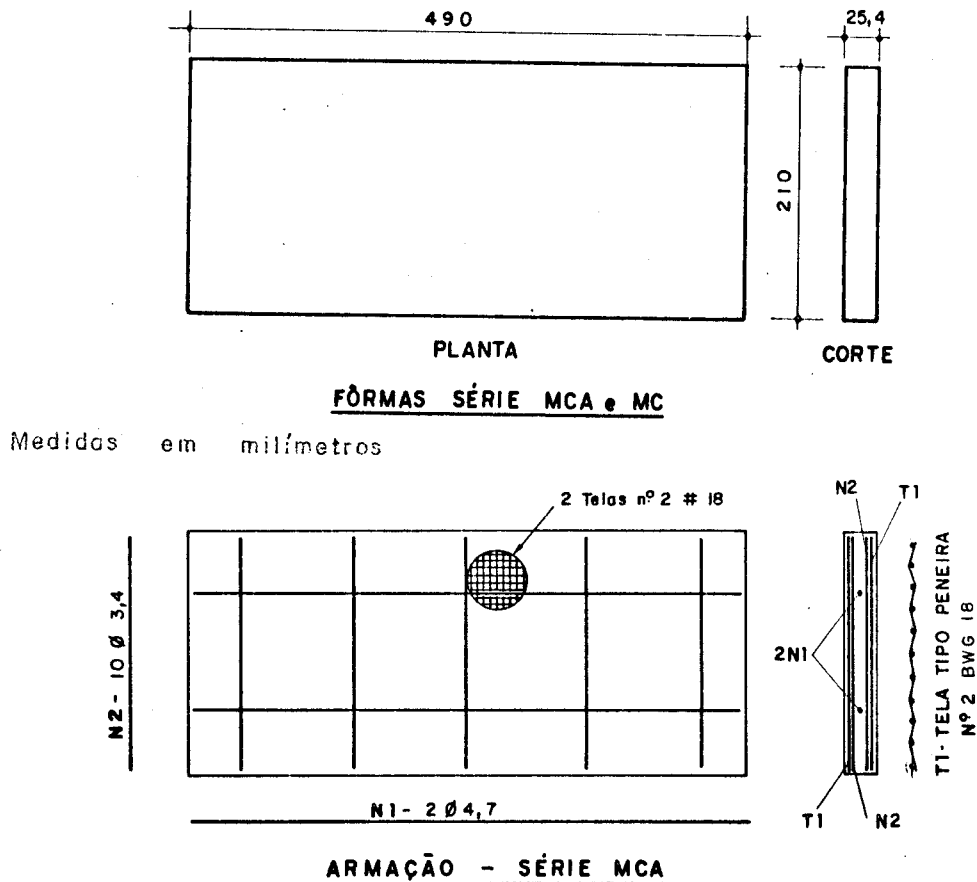


Fig. 6.52 - Fôrmas e armação dos corpos de prova de compressão.

prova, com o comprimento adotado baseando-se nos resultados obtidos das tentativas para se eliminar a flexão. A figura 6.53 mostra a forma de fixação dos corpos de prova.

A construção e a cura dos corpos de prova foram feitas de acordo com descrição já feita para o modelo de tração. Durante o transporte, uma das peças sem armadura acabou se rompendo, o que reduziu para 3 o número de peças programado para 4.

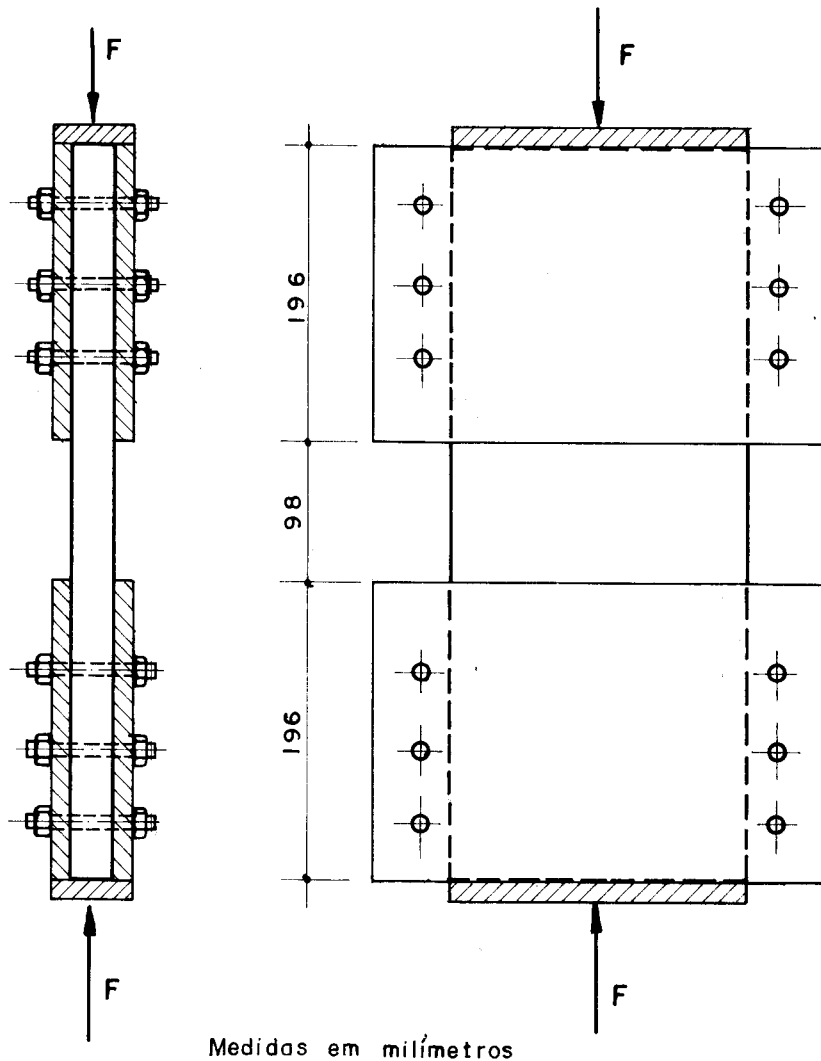


Fig. 6.53 - Dispositivo de fixação dos corpos de prova de compressão.

Para a aplicação das cargas foi montado um pórtico sobre a laje de reação do LEEESC, com o valor das cargas indicado por anel dinamométrico, como mostram as fotos 6.53 e 6.54.

Os extensômetros foram aplicados apenas na superfície, um em cada face da peça, como mostra a figura 6.54. Não foram feitas medidas de deslocamento neste caso, pois apresentariam pouco interesse, além do perigo de danificar os defletômetros.



Fig. 6.53 - Ensaio provisório de compressão para testar o dispositivo de fixação.

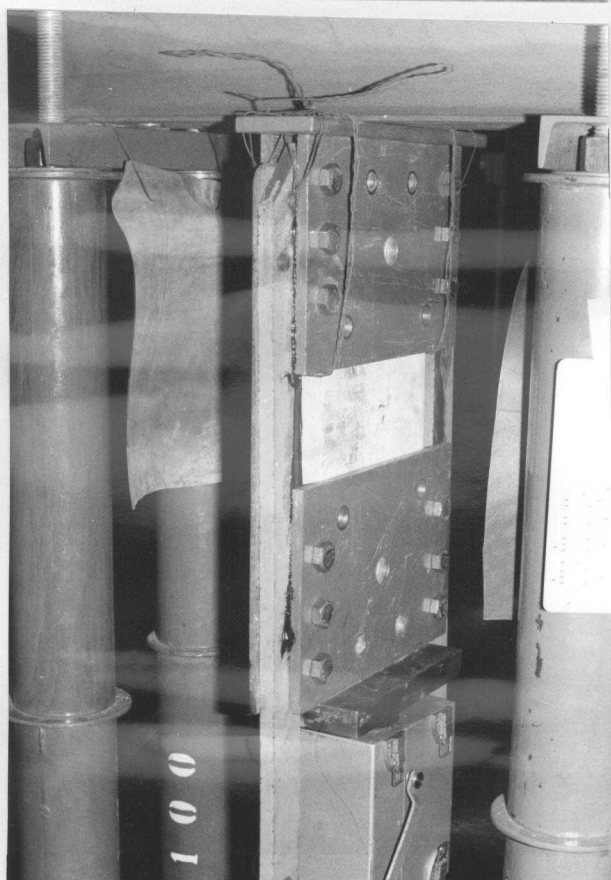


Fig. 6.54 - Ensaio de compressão - detalhe da fixação da peça.

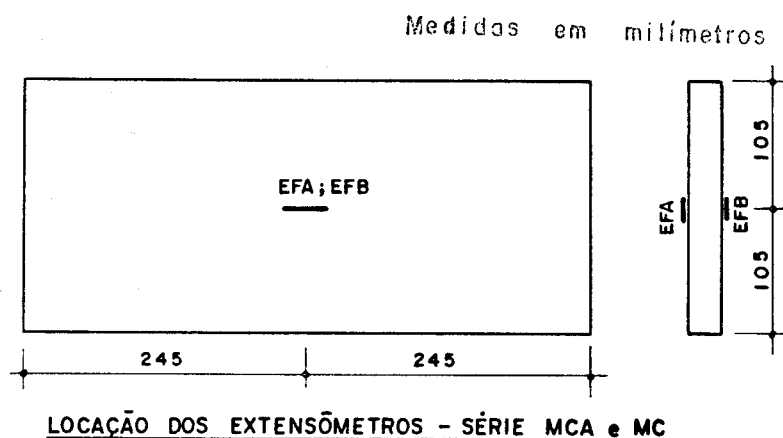


Fig. 6.54 - Locação dos extensômetros dos corpos de prova de compressão.

6.5.5 - Resultados obtidos e sua análise

Os resultados obtidos estão apresentados nos diagramas a seguir, onde se encontra representada a tensão, calculada considerando material elástico-linear, versus:

Ensaio de flexão

- 1) deslocamento vertical no meio do vão (figura 6.55);
- 2) abertura de fissuras (figura 6.56);
- 3) deformações médias nas superfícies comprimida e tracionada, e na armadura (figura 6.57 e 6.58);

Ensaio de tração

- 4) deslocamentos médios (figura 6.59);
- 5) abertura de fissuras (figura 6.60);
- 6) deformações médias na superfície e na armadura (figura 6.61);

Ensaio de compressão

- 7) deformações médias na superfície (figura 6.62).

São apresentadas as fotos das peças após terem sido ensaiadas, conforme a seguinte relação:

- 1) corpos de prova de flexão (fotos 6.55 e 6.56);
- 2) corpos de prova de tração (fotos 6.57 e 6.58);
- 3) corpos de prova de compressão (fotos 6.59 a 6.62);

Nas tabelas 6.7, 6.8 e 6.9, apresentam-se os principais resultados obtidos nos ensaios de flexão, de tração e de compressão, respectivamente.

Aos diagramas de deslocamentos verticais experimentais da figura 6.55 foi acrescentado o diagrama de deslocamentos teóricos, calculado com o programa descrito no capítulo 4, observando-se uma boa concordância dos valores, o que confirma a adequação do modelo matemático empregado.

Um resultado bastante significativo foi a constatação de que não houve retardamento na formação de fissuras, tanto nos corpos de prova ensaiados à tração como nos ensaiados à flexão; ao contrário, a comparação dos resultados dos corpos de prova sem armadura com os armados indica uma prematura formação de fissuras nas peças ensaiadas à flexão.

Nos ensaios de flexão observou-se um espaçamento bastante homogêneo das fissuras nas quatro peças, assim como a variação da abertura com a carga, o que não ocorreu nos ensaios à tração, inclusive impossibilitando a determinação do espaçamento médio, representativo, das fissuras nestes corpos de prova.

A trajetória do diagrama de deslocamentos e de deformações de tração na armadura nos ensaios de flexão e de tração, apresenta uma nítida inflexão quando do aparecimento da 1ª fissura, e a partir daí ocorre uma diferença na trajetória dos diagramas nos dois ensaios. No ensaio de tração nota-se um aumento considerável, tanto nos deslocamentos como nas deformações, para pequenos acréscimos de car-

ga, para depois ocorrer uma recuperação na rigidez, o que não ocorre nos diagramas obtidos dos ensaios de flexão.

Destaca-se também a boa concordância entre o momento de ruptura experimental e o momento último calculado calcado nas recomendações da NB-1/78, empregando encurtamento de ruptura de 0,035%.

Os resultados dos ensaios de compressão indicam que não houve nem benefício nem prejuízo com a colocação da armadura no que se refere à carga de ruptura dos corpos de prova, embora fosse prevista uma redução da capacidade de carga do corpo de prova armado, conforme citado em HANAI (1981), devido ao pequeno número de telas. Ainda com referência aos resultados destes ensaios, deve ser salientado que a diferença encontrada nos diagramas de deformação dos corpos de prova armados e não armados é devida à diferença no módulo de deformação longitudinal das argamassas empregadas.

Tabela 6.7 - Principais resultados dos ensaios de caracterização-flexão.

SÉRIE	MFTQ	MOFI
\bar{f}_c (MPa) Resistência à compressão na data do ensaio	32,38	41,30
\bar{f}_t (MPa) Resistência à tração na data do ensaio	2,47	2,78
\bar{M}_r (kN.m) Momento correspondente à 1.ª fissura	0,140	0,174
$\bar{\sigma}_r$ (MPa) Tensão de tração correspondente à 1.ª fissura	6,19	8,57
$\bar{\epsilon}_r$ (mm/m) Deformação de tração correspondente à 1.ª fissura	0,18	0,26
\bar{s} (mm) Espaçamento médio entre fissuras	25	--
$\bar{\epsilon}_{su}$ (mm/m) Deformação média última na armadura	2,84	--
\bar{M}_u (kN.m) Momento último	0,425	0,174
$M_{u,est}$ (kN.m) Momento último estimado	0,400	--
$\bar{\sigma}_r / \bar{f}_t$	2,50	3,08

Tabela 6.8 - Principais resultados dos ensaios de caracterização - Tração

SÉRIE	MTTQ
\bar{f}_c (MPa) Resistência à compressão na data do ensaio	54,30
\bar{f}_t (MPa) Resistência à tração na data do ensaio	4,13
\bar{N}_r (kN) Força normal correspondente à 1ª. fissura	24,06
$\bar{\sigma}_r$ (MPa) Tensão de tração correspondente à 1ª. fissura	4,51
$\bar{\epsilon}_r$ (mm/m) Deformação de tração correspondente à 1ª. fissura	0,143
\bar{s} (mm) Espaçamento médio entre fissuras	(1)
$\bar{\epsilon}_{su}$ (mm/m) Deformação média última	2,93
$\bar{\sigma}_r / \bar{f}_t$	1,09

(1) Não foi possível determinar

Tabela 6.9 - Principais resultados dos ensaios de caracterização - Compressão

SÉRIE	MCA	MC
\bar{f}_c (MPa) Resistência à compressão na data do ensaio	47,29	41,65
\bar{E}_{co} (GPa) Módulo de deformação longitudinal tangente à origem	32,50	28,10
\bar{f}_t (MPa) Resistência à tração na data do ensaio	3,16	2,84
\bar{N}_u (kN) Força normal última	2957	2609
$\bar{\sigma}_{cu}$ (MPa) Tensão normal última	55,44	48,92
$\bar{\epsilon}_{u,mod}$ (mm/m) Deformação normal última dos modelos	2,33	2,48
$\bar{\epsilon}_{u,cp}$ (mm/m) Deformação normal última dos corpos de prova cilíndricos	2,26	2,68
$\bar{\sigma}_{cu}/\bar{f}_c$	1,17	1,17

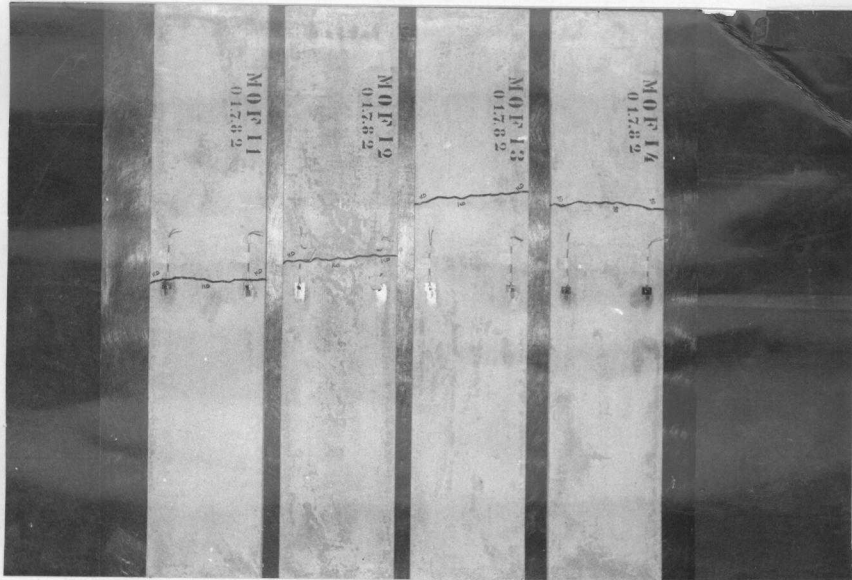


Foto 6.55 - Aspecto das peças apõs o ensaio de flexão - sêrie MOFI.

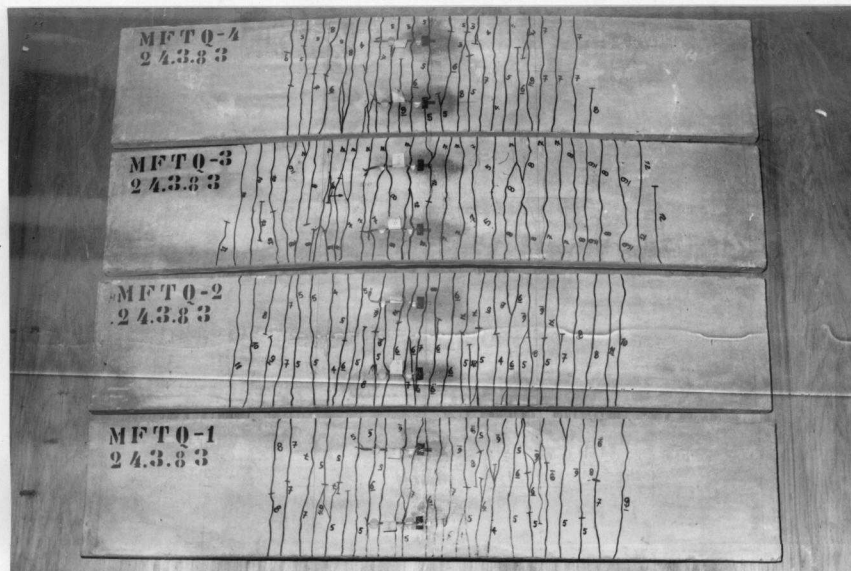


Foto 6.56 - Aspecto das peças apõs o ensaio de flexão - sêrie MFTQ.

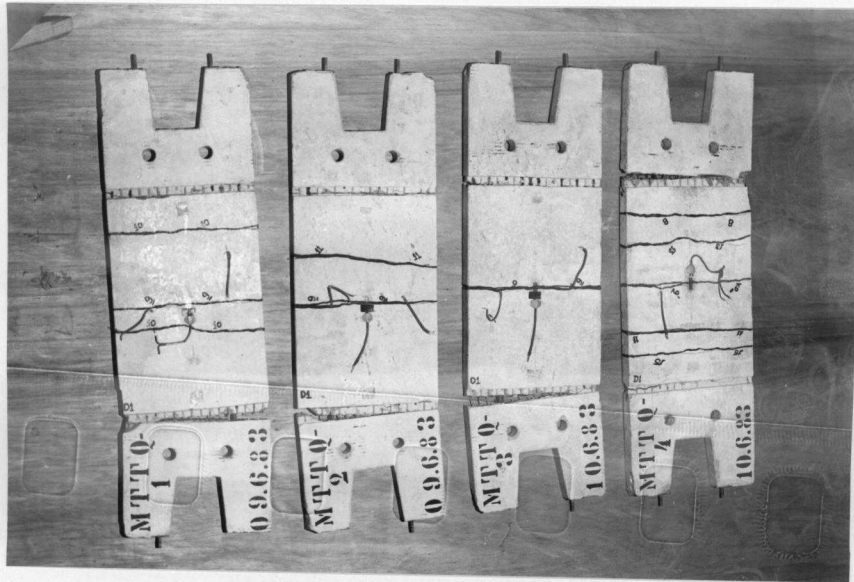


Foto 6.57 - Aspecto das peças após ensaio de tração - série MTTQ, face A.

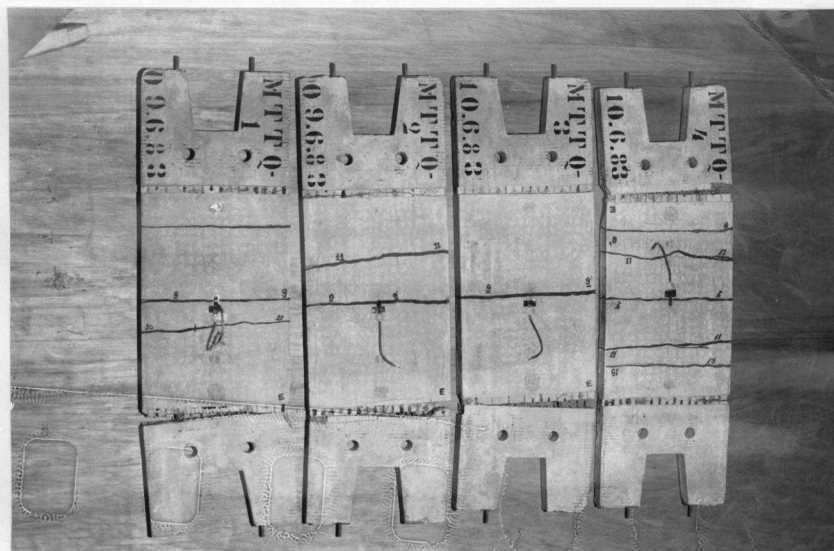


Foto 6.58 - Aspecto das peças após ensaio de tração - série MTTQ, face B.

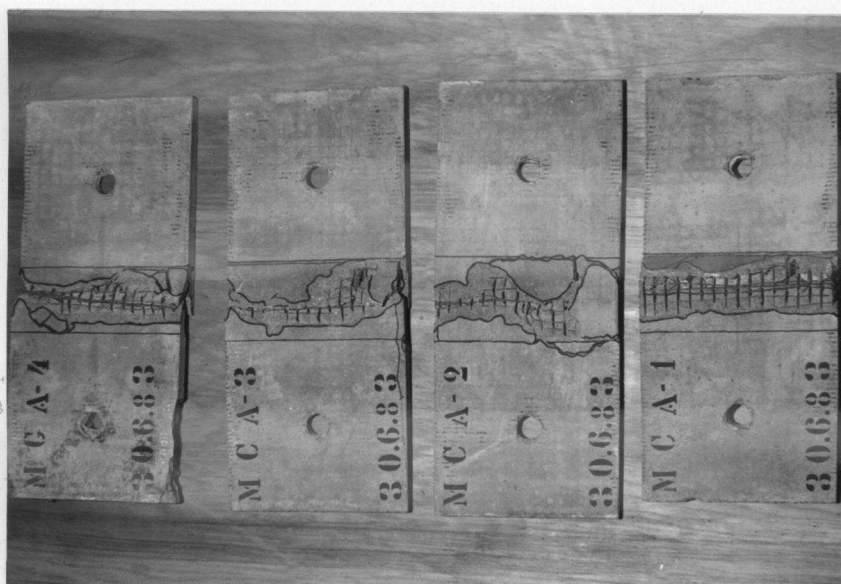


Foto 6.59 - Aspecto da peça após os ensaios de compressão - série MCA, face A.



Foto 6.60 - Aspecto da peça após os ensaios de compressão - série MCA, face B.

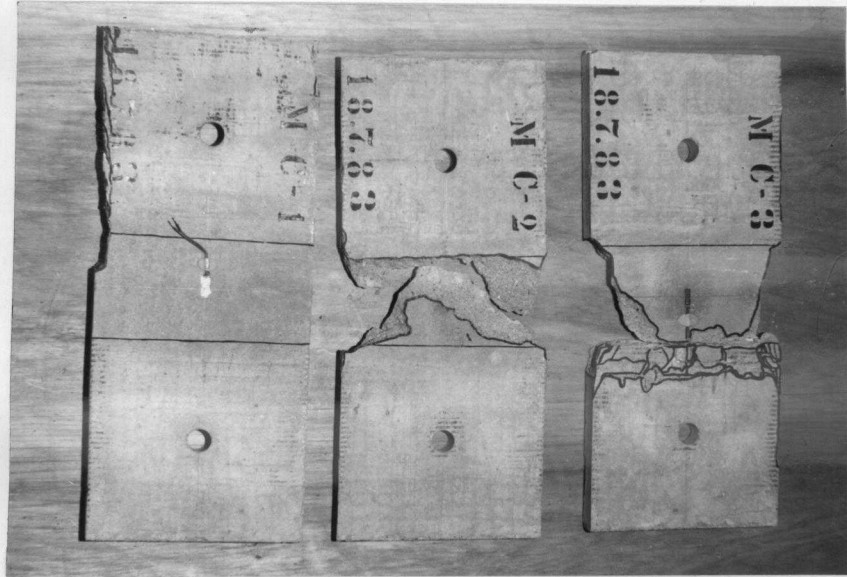


Foto 6.61 - Aspecto da peça após os ensaios de compressão - série MC, face A.

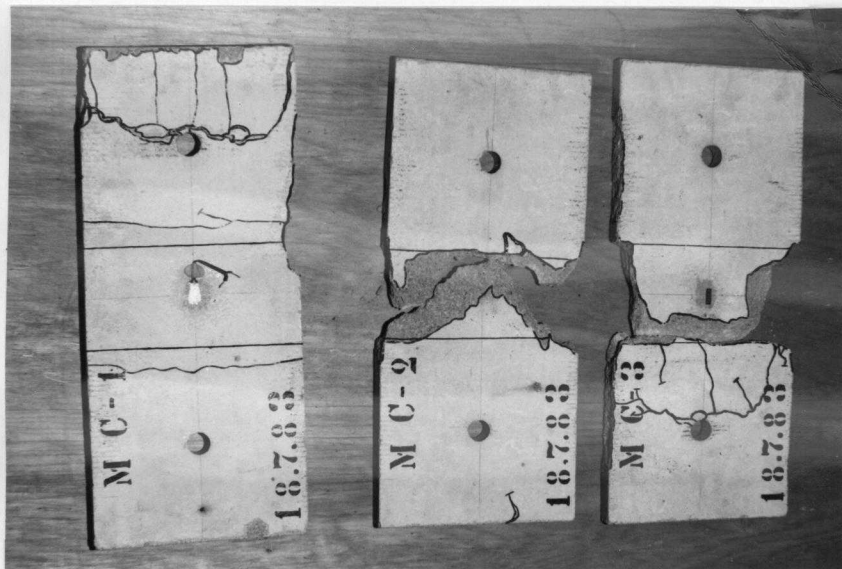


Foto 6.62 - Aspecto da peça após os ensaios de compressão - série MC, face B.

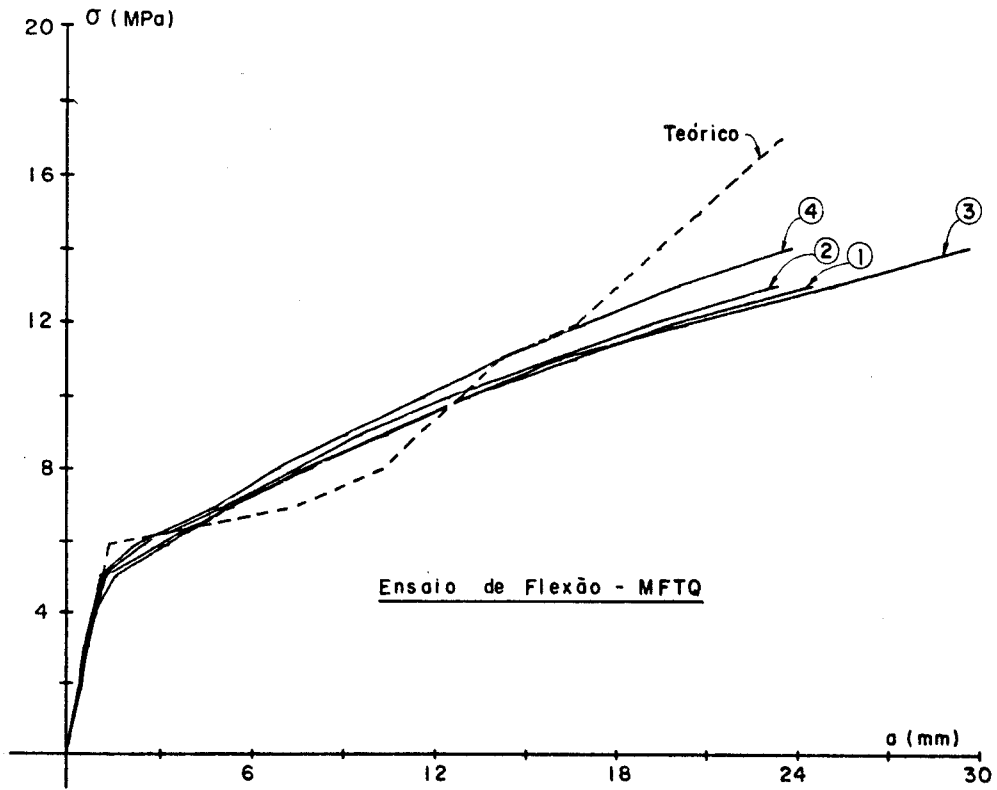


Fig. 6.55 - Deslocamentos verticais no meio do vão

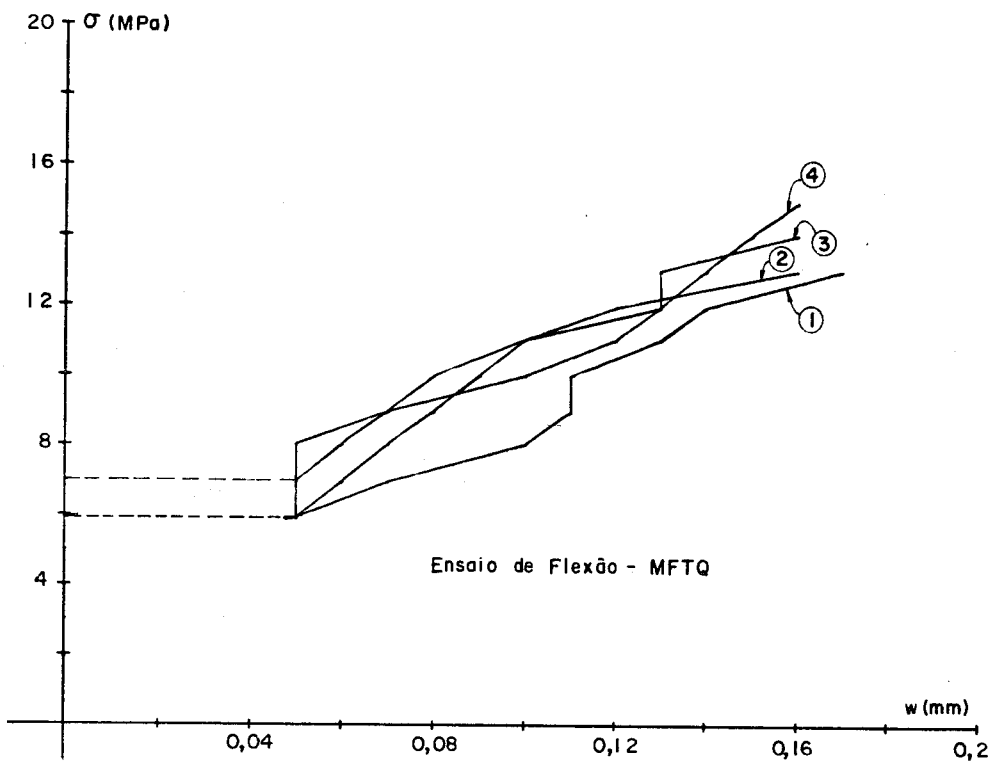


Fig. 6.56 - Abertura de fissuras

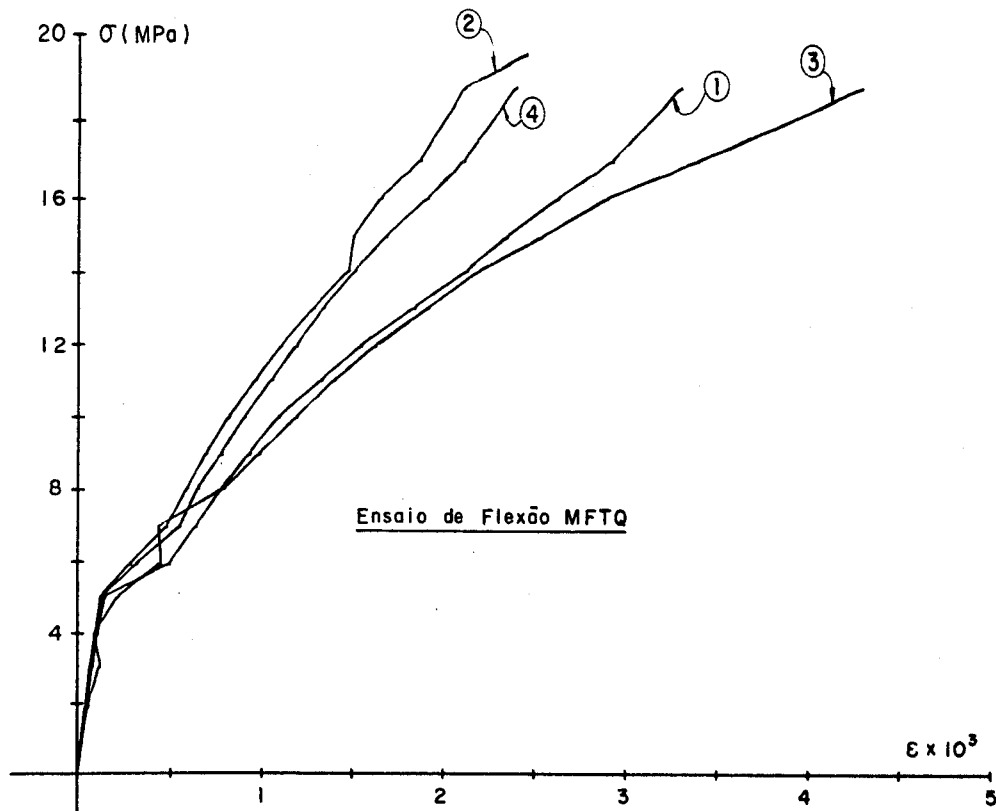


Fig. 6.57 - Deformações médias na superfície comprimida

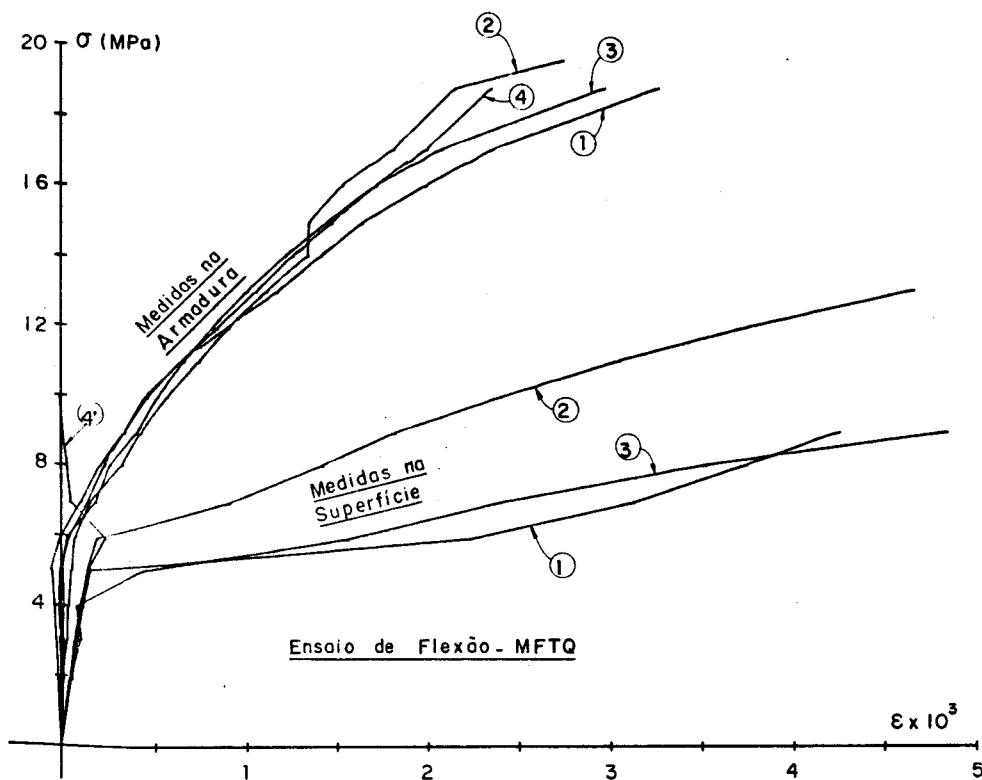


Fig. 6.58 - Deformações médias na superfície tracionada e na armadura.

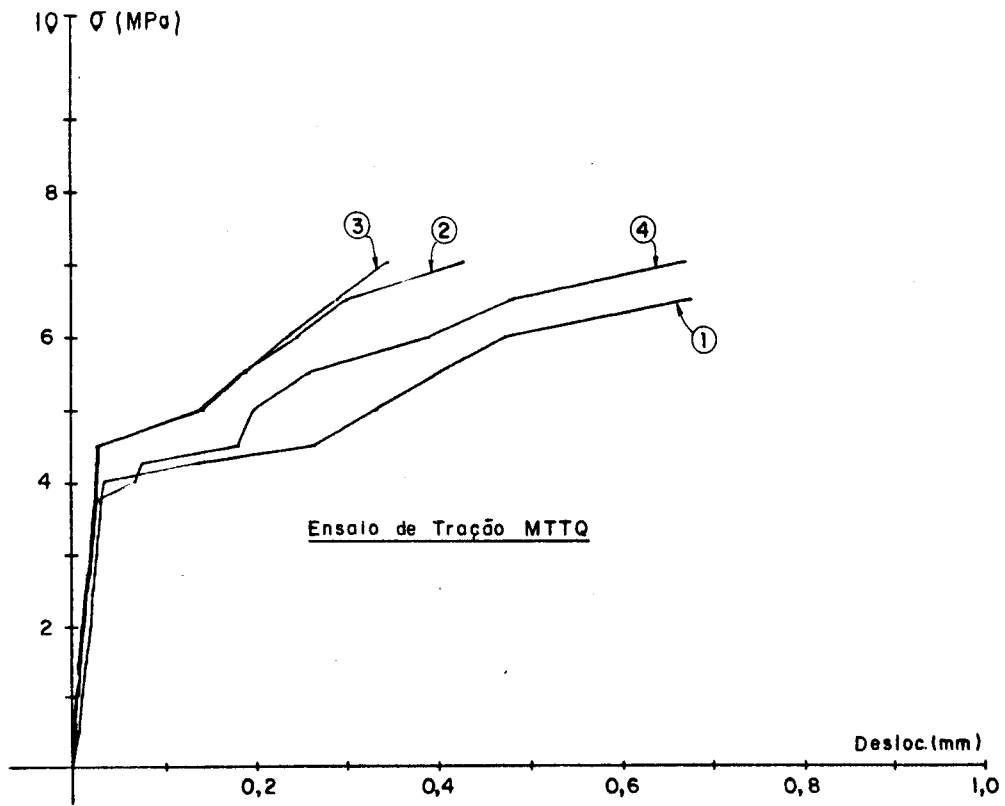


Fig. 6.59 - Deslocamentos médios

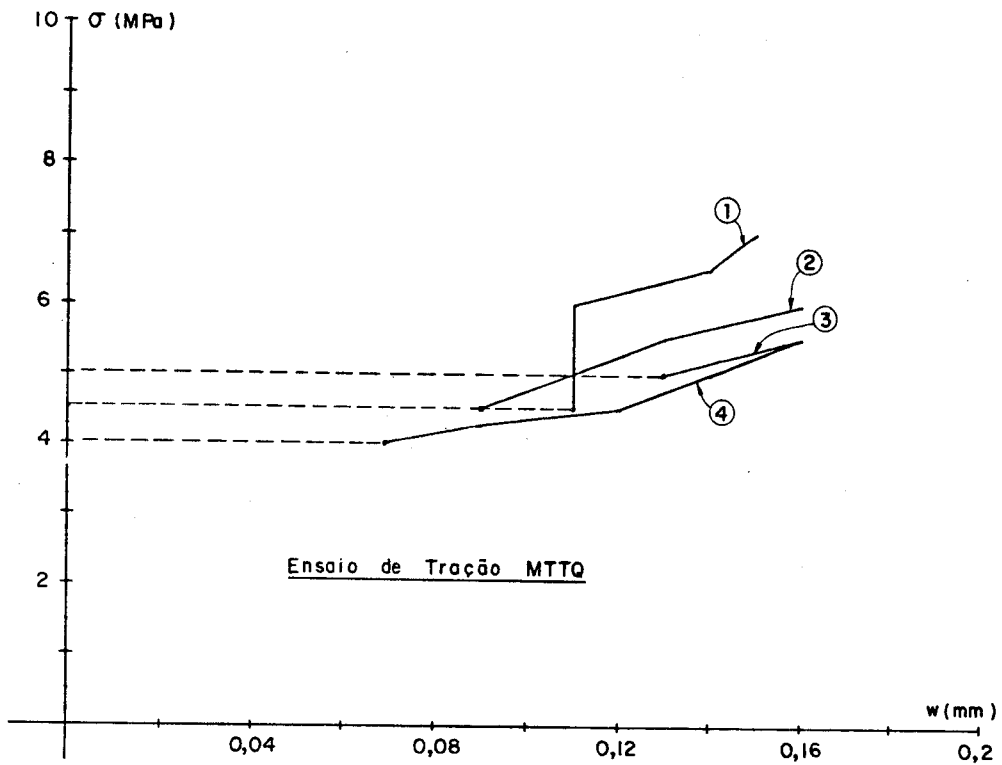


Fig. 6.60 - Abertura de fissuras

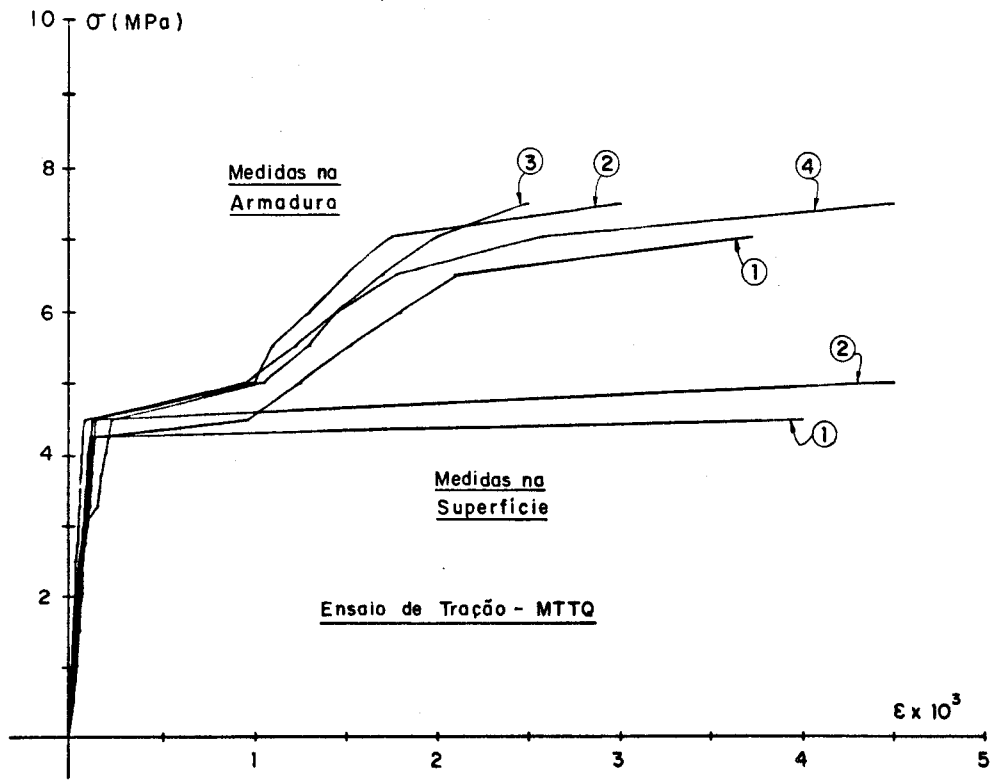


Fig. 6.61 - Deformações médias na superfície e na armadura

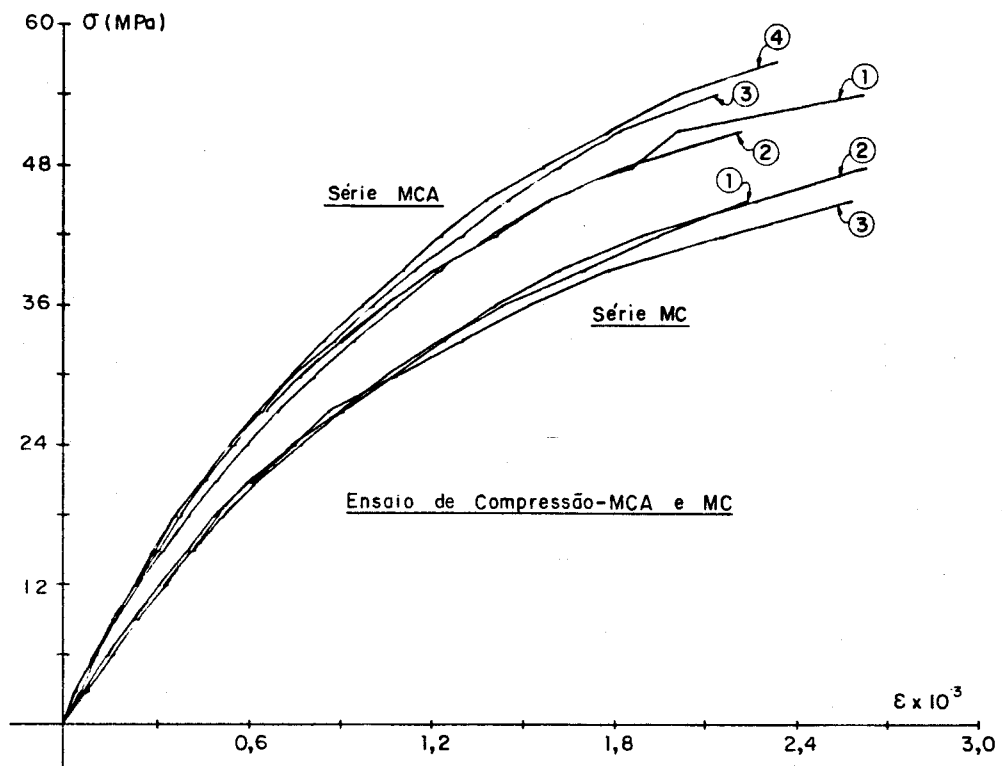


Fig. 6.62 - Deformações médias na superfície

6. CONSIDERAÇÕES SOBRE O ASSUNTO DO CAPÍTULO

Apesar da análise do desempenho estrutural dos modelos 1 e 2 ter sido prejudicada pelas dificuldades na execução dos ensaios, estes modelos cumpriram uma das partes do objetivo do trabalho experimental, que era contribuir para a delineação do processo produtivo dos elementos pré-moldados.

Com a execução e os ensaios do modelo experimental 3, foi possível a análise do desempenho estrutural quanto às solicitações na direção longitudinal ao eixo do elemento, que são mais importantes para a avaliação do sistema construtivo proposto. Já a análise das solicitações na direção transversal ao eixo do elemento, que por sinal foi privilegiada quando da aplicação dos extensômetros, nos modelos 1 e 2 não foi feita. Os resultados obtidos nos ensaios destes dois modelos, que seriam de análise bastante difícil principalmente por não se ter um modelo matemático que auxiliasse a interpretação, não poderiam ser extrapolados para aplicações no projeto de uma galeria com esta forma, pois a condição de borda livre dos modelos não aconteceria na construção, e também a pressão hidrostática entre as corrugações não é bem representativa da situação real. De qualquer forma, estas solicitações não parecem ser importantes para as aplicações práticas do sistema construtivo proposto, desde que se evite a utilização de grandes larguras de ondas, como a empregada no modelo 1.

Uma análise mais completa dos valores dos deslocamentos e das deformações dos modelos experimentais 1 e 2, incluindo a sua comparação com valores obtidos em modelos matemáticos como o método das faixas finitas, deverá ser objeto de pesquisa futura.

As principais conclusões do trabalho experimental já foram apresentadas no desenvolvimento da redação deste capítulo e as mais importantes estão alinhadas a seguir:

- com as taxas de armadura empregadas no modelo 2 não houve melhorias no comportamento da argamasa armada quanto ao retardamento do aparecimento de fissuras, como demonstram os resultados do modelo 3 e dos modelos de caracterização das propriedades mecânicas de flexão e de tração. Assim a tensão correspondente ao estado limite de formação de fissuras na flexão pode ser estimada a partir da expressão 4.9;
- o modelo matemático que foi programado permite prever razoavelmente os deslocamentos apresentados pelos modelos físicos;
- as solicitações de ruptura podem ser estimadas a partir das indicações da NB-1/78, apesar de resultarem em valores um pouco conservadores;
- o tipo de emenda que apresentou melhor desempenho mecânico foi a emenda por laço, atingindo cerca de 60% da carga de ruptura da seção sem emenda, ressaltando-se porém o número pequeno de ensaios com que este valor foi obtido.

CAPÍTULO 7

EXEMPLO DE APLICAÇÃO

7.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feita a análise da aplicação do sistema construtivo proposto para a execução de galeria para a Prefeitura Municipal de São Carlos. Esta galeria fará parte das obras de ampliação da avenida marginal ao Córrego do Gregório, e fará a ligação do centro da cidade à Vila Monteiro, pela rua Sorbone.

De acordo com os dados fornecidos pela PMSC, trata-se de uma galeria para escoar vazão de água correspondente a um tubo de chapa corrugada de aço de diâmetro 2,80m, com distância do fundo do córrego até o topo do aterro igual a 6,0m. O comprimento deverá ser suficiente para a construção de uma pista de tráfego rodoviário sobre a mesma.

A construção da galeria ficará, em princípio, a cargo da PMSC, sendo que para a execução dos elementos pré-moldados de argamassa armada utilizar-se-ão as instalações da fábrica de pré-moldados da própria Prefeitura.

A elaboração de projeto para esta situação concreta permitirá analisar as alternativas existentes dentro do sistema construtivo proposto, e o seu confronto com as alternativas correntemente empregadas em tais situações.

Os tipos construtivos que foram estudados para a construção da galeria estão citados a seguir:

- (a) seção transversal em falsa ferradura com elementos pré-moldados de argamassa armada com corrugação
- (b) seção transversal em falsa ferradura com elementos pré-moldados de argamassa armada sem corrugação;
- (c) seção transversal retangular em concreto armado moldado no local;
- (d) seção transversal circular em chapa corrugada de aço;
- (e) tubos circulares pré-moldados em concreto armado encontrados comercialmente;
- (f) tubos ovóides pré-moldados em concreto armado encontrados comercialmente.

Para os tipos construtivos (a) e (b), correspondentes a alternativas do sistema construtivo proposto, foram elaborados estudos detalhados, que estão apresentados a seguir.

7.2 - ALTERNATIVA COM PAREDE CORRUGADA

7.2.1 - Geometria da galeria

A forma da seção transversal da galeria em falsa ferradura, foi adotada por apresentar melhores condições quanto à construção do aterro lateral, quanto à distribuição das pressões de reação do solo junto à base, quanto ao escoamento de água e quanto à resistência ao efeito erosivo da água, conforme já foi comentado anteriormente.

A forma e o arranjo da armadura dos elementos pré-moldados são similares aos do modelo experimen

tal 2, calcado na experiência de construção do modelo e nos resultados obtidos nos ensaios.

Na falta de maiores informações quanto à vazão e à declividade da galeria, as dimensões da seção transversal da galeria foram determinadas tomando como base uma galeria de chapa corrugada de aço com diâmetro de 2,80m imediatamente a jusante do local de implantação da mesma.

Assim, tomando para a galeria metálica uma altura de lâmina de água igual a 85% do diâmetro da mesma, como ilustra a figura 7.1, e considerando um coeficiente de rugosidade igual a 0,027, de acordo com apresentação no capítulo 2, obtém-se, a partir da utilização da expressão de Manning, o valor de $Q/i^{1/2}$ igual a $186 \text{ m}^3/\text{s}$, e que deve ser igual para a seção em ferradura.

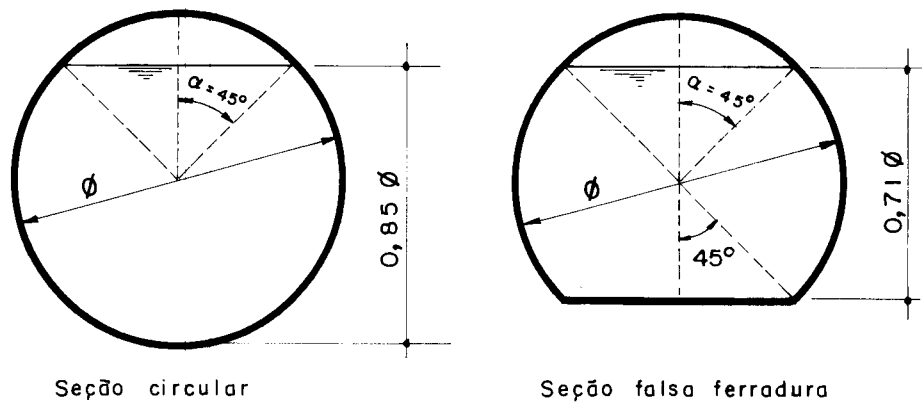


Figura 7.1 - Posição adotada para o nível máximo de água

A altura da lâmina de água para a seção em falsa ferradura, foi adotada igual a 71% do diâmetro que gerou a seção, correspondendo à mesma posição na seção circular. Como esta seção apresenta coeficientes de rugosidade diferentes na base e na parede, foi determinado um valor equivalente para este parâmetro a partir da seguinte expressão:

$$n_{eq} = \sqrt{\frac{n_c^2 p_c + n_a^2 p_a}{p_c + p_a}} \quad (7.1)$$

onde

n_c = coeficiente de rugosidade na parte do concre
to

n_a = coeficiente de rugosidade na parte de arga
massa

p_c = perímetro molhado da parte em concreto

p_a = perímetro molhado da parte em argamassa armada

O coeficiente de rugosidade da parte de concreto, que não é corrugada, foi adotado igual a 0,015. Como a corrugação na parte em argamassa é de maior amplitude que a dos tubos corrugados de aço, e na falta de melhores indicações, o coeficiente de rugosidade foi extrapolado a partir dos valores recomendados para as corrugações padronizadas. Considerando que este parâmetro é função do logarítmo da amplitude da corrugação, conforme indicado em CHOW(1959), para o caso de canais abertos, obteve-se o valor de 0,038 para a amplitude da corrugação de 124mm.

Assim, de acordo com o critério adotado, resultou um diâmetro interno para seção transversal de aproximadamente 3,0m. Os demais parâmetros geométricos da seção transversal da galeria foram adotados para satisfazerem às condições de resistência.

A geometria da seção transversal dos elementos pré-moldados foi adotada objetivando: (1) a resistência; (2) a colocação das malhas de tela tipo peneira, sem necessidade de cortar as telas na direção longitudinal do rolo, e utilizar maior número de telas com 1,0m de largura e (3) garantir a colocação da armadura de esqueleto mais duas ma

lhas de tela, uma de cada lado, com cobrimento de 4,6mm de cada lado.

7.2.2 - Ações

As ações consideradas para o cálculo dos esforços solicitantes foram (1) pressões do solo, (2) sobrecarga na superfície, (3) pressão interna da água e (4) peso próprio.

Na avaliação das ações do solo sobre a galeria foi considerado o peso específico do mesmo igual a 17 kN/m^3 ($1,7 \text{ tf/m}^3$). Para a pressão vertical considerou-se o peso do prisma de solo sobre a galeria, e para a pressão horizontal considerou-se uma distribuição de pressões de acordo com a teoria de Rankine, com o coeficiente de empuxo igual a 0,5, o que corresponde a considerar empuxo em repouso para solo com ângulo de atrito igual a 30° .

A sobrecarga foi considerada como carga uniformemente distribuída na superfície e computada como um acréscimo de altura de aterro, em face da distância do topo da galeria ao topo do aterro. Pela mesma razão não foi considerado o acréscimo nessas cargas devido ao caráter dinâmico da passagem dos veículos (impacto vertical).

A ação da água foi considerada admitindo empuxo hidrostático apenas no interior da galeria. No caso de haver água externamente, ter-se-á uma situação menos desfavorável. Para o cálculo do efeito do peso próprio, considerou-se o peso específico do concreto armado e da argamassa armada igual a 25 kN/m^3 ($2,5 \text{ tf/m}^3$).

Foi considerada a ação simultânea de todas as cargas citadas, que é a combinação de carregamentos mais desfavorável.

7.2.3 - Cálculo dos esforços solicitantes

No cálculo dos esforços solicitantes foi utilizado o programa para computador apresentado no capítulo 4, con

siderando a simetria da estrutura e do carregamento. A assimetria do carregamento resultante da carga móvel, atuando de um dos lados da galeria, é pouco significativa devido à importância que esta parcela da carga representa em relação a carga total neste caso.

O módulo de reação do solo, E' , foi adotado igual a 20 MPa (2000 tf/m^2), calcado nas recomendações apresentadas em WINDELS(1966), com o módulo de deformação do solo avaliado a partir de indicações encontradas em STANCATI(1978).

A tensão de referência, a partir da qual é considerada a variação da rigidez por fissuração, foi estimada em $4,5 \text{ MPa}$ ($45,0 \text{ kgf/cm}^2$), tanto para a parte em argamassa como para a parte em concreto.

Estão apresentados na figura 7.2, os diagramas de momento fletor, força normal e força cortante correspondentes ao Estado Limite de Utilização, em que as cargas foram multiplicadas por coeficiente de majoração igual a 1, e o correspondentes ao Estado Limite Último, com as cargas verticais multiplicadas por 1,4 e as cargas horizontais multiplicadas por 0.9.

7.2.4 - Verificações e cálculo de armadura

Na parte em concreto armado da galeria foram feitos a verificação das seções e o cálculo da armadura de acordo com as recomendações da NB-1/78, tendo sido adotado o concreto com resistência característica de 18 MPa (180 kgf/cm^2) e aço CA-50B, cuja resistência característica f_{yk} é de 500 MPa (5.000 kgf/cm^2).

Na parte da galeria em argamassa armada, resultou uma tensão máxima de tração de $6,97 \text{ MPa}$ ($69,7 \text{ kgf/cm}^2$) na face interna e $5,65 \text{ MPa}$ ($56,5 \text{ kgf/cm}^2$) na face externa. O confronto destes valores com os resultados obtidos no modelo experimental 3 indica que a abertura das fissuras deverá ser da ordem de $0,07\text{mm}$ e $0,05\text{mm}$, na face interna e na face externa, respectivamente, julgadas satisfatórias para esta situação.

A verificação ao Estado Limite Último por solicitações normais foi feita tomando-se por base as recomendações da NB-1/78. Para esta verificação foi elaborado um dia

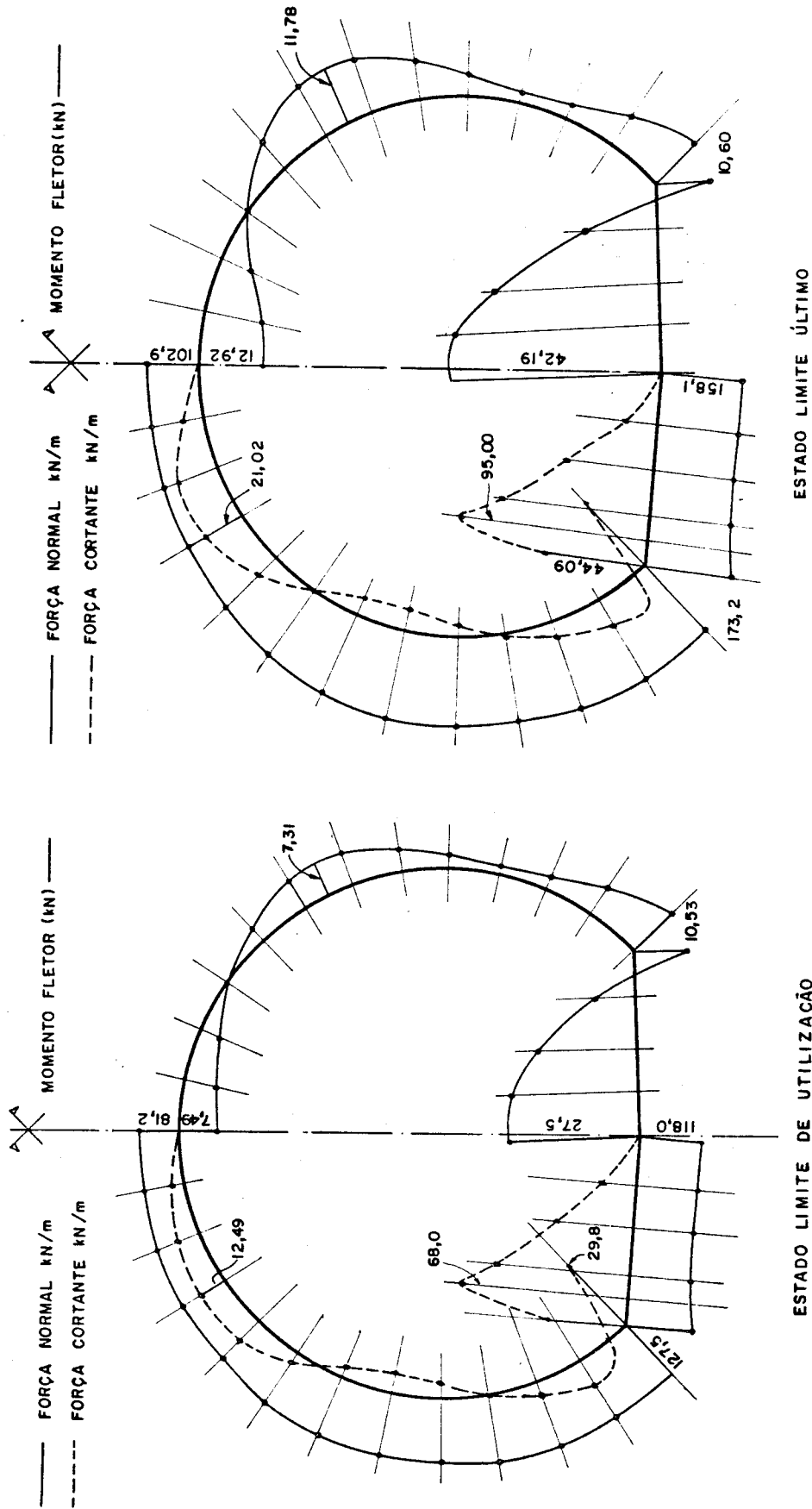


Figura 7.2 - Diagrama de esforços solicitantes - alternativa parede corrugada.

grama de interação momento fletor-força normal, tendo sido adotado para a argamassa uma resistência $f_{ck} = 30,0$ MPa (300 kgf/cm^2), para o aço da armadura de esqueleto $f_{yk} = 600$ MPa (6000 kgf/cm^2) e para os fios das telas, uma resistência $f_{yd} = 300$ MPa baseado nos valores obtidos nos ensaios, porém com um coeficiente de minoração da resistência bem maior que o empregado para os aços de construção. Está mostrado na figura 7.3 o diagrama de interação, juntamente com os esforços solicitantes de cálculo, tendo sido tomado para o cálculo uma seção resistente aproximada, como ilustra a figura 7.4, o que permite concluir que a segurança ao Estado Limite Último é satisfatória.

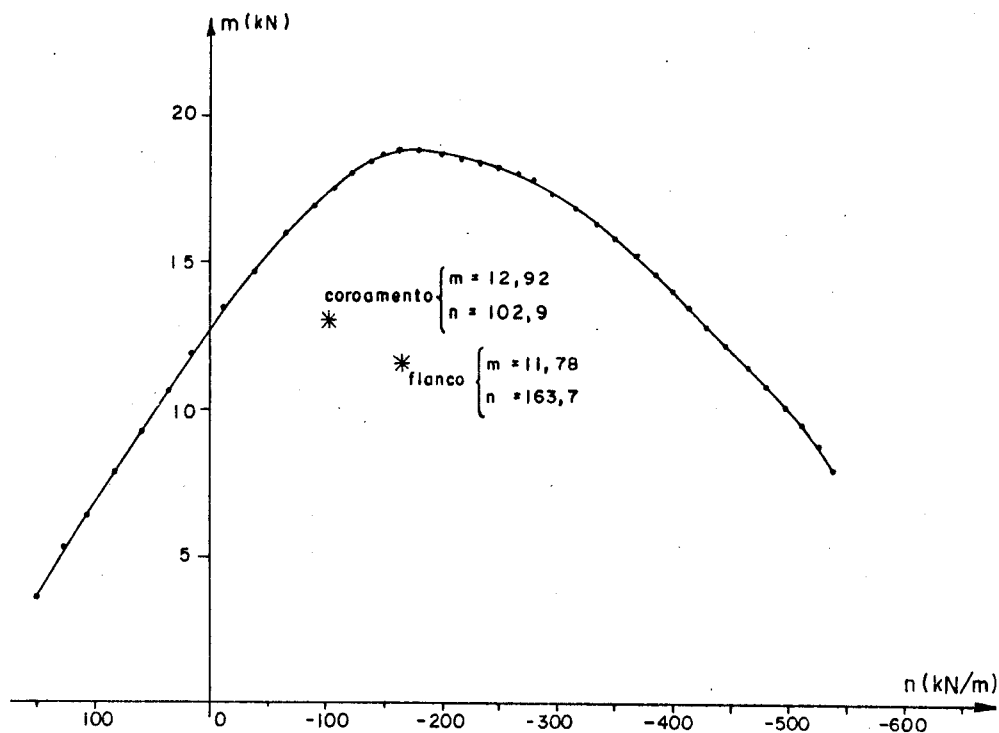


Figura 7.3 - Diagrama de interação momento fletor-força normal: alternativa parede corrugada.

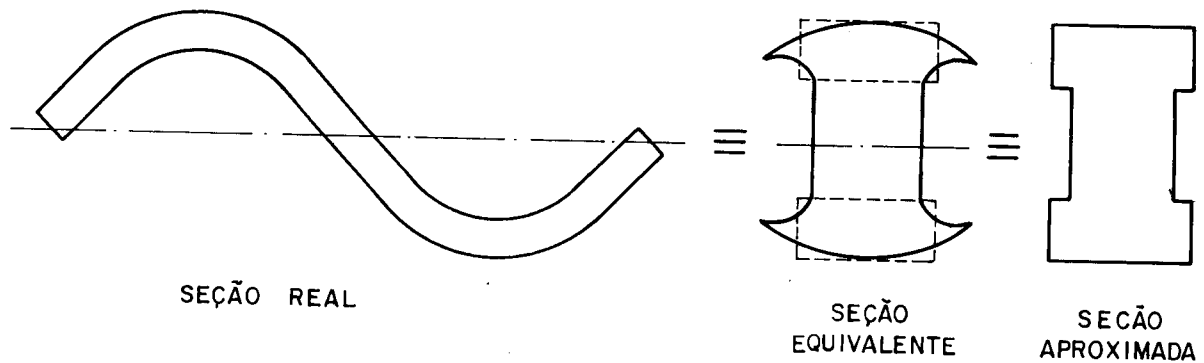


Figura 7.4 - Seção aproximada para cálculo no Estado Limite Último.

7.2.5 - Desenhos

Estão apresentados nas páginas subseqüentes os de senhos desta alternativa, com a seguinte relação:

Implantação da galeria	figura 7.5
Fôrmas da galeria	figura 7.6
Armação da base e detalhes das emendas	figura 7.7
Fôrmas dos elementos pré-moldados	figura 7.8
Armação dos elementos pré-moldados	figura 7.9
Armação da emenda entre elementos pré-moldados	figura 7.10
Esquema das fôrmas para a execução dos elementos pré-moldados	figura 7.11
Seqüência de montagem	figura 7.12
Execução do aterro	figura 7.13

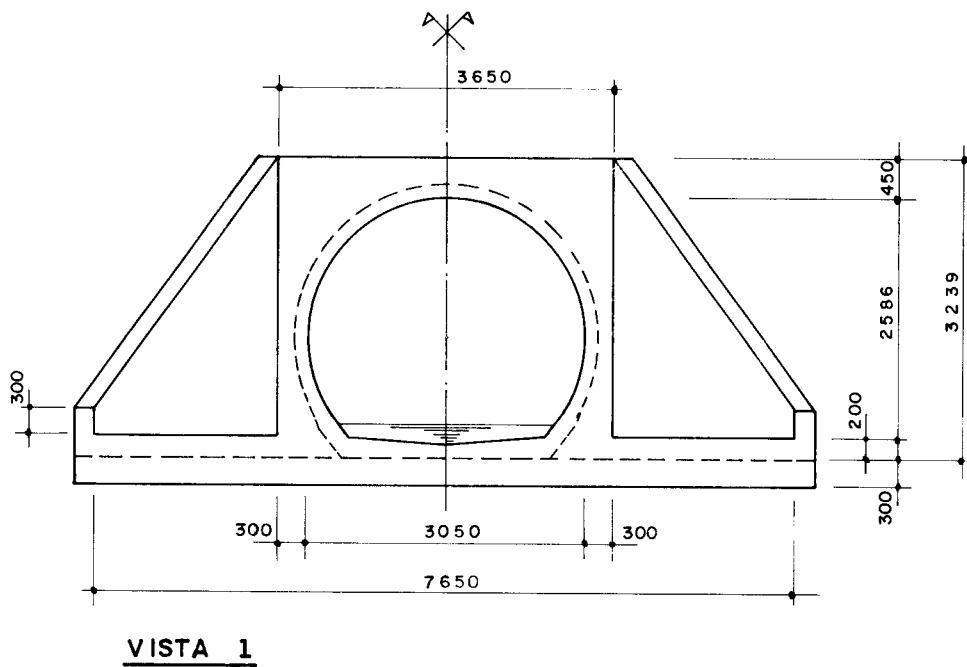
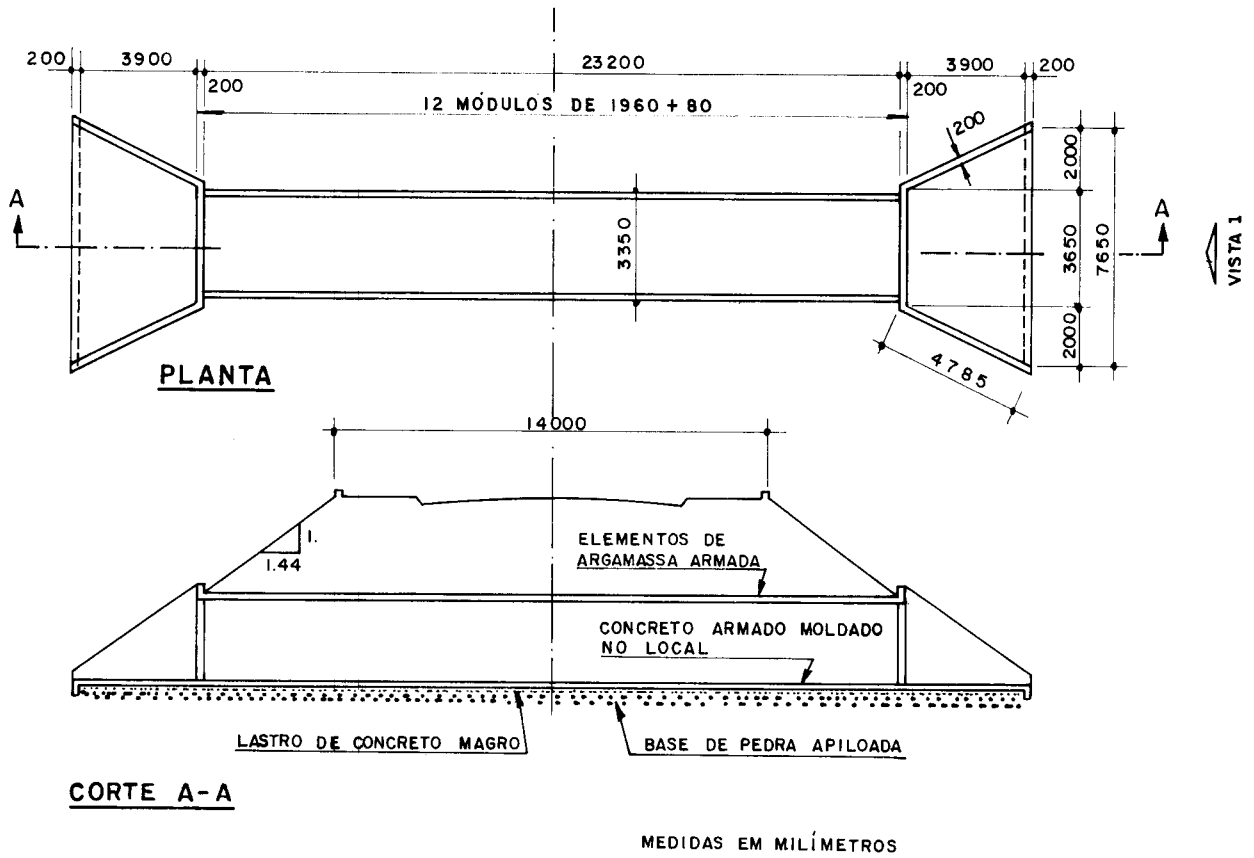


Figura 7.5 - Implantação da galeria

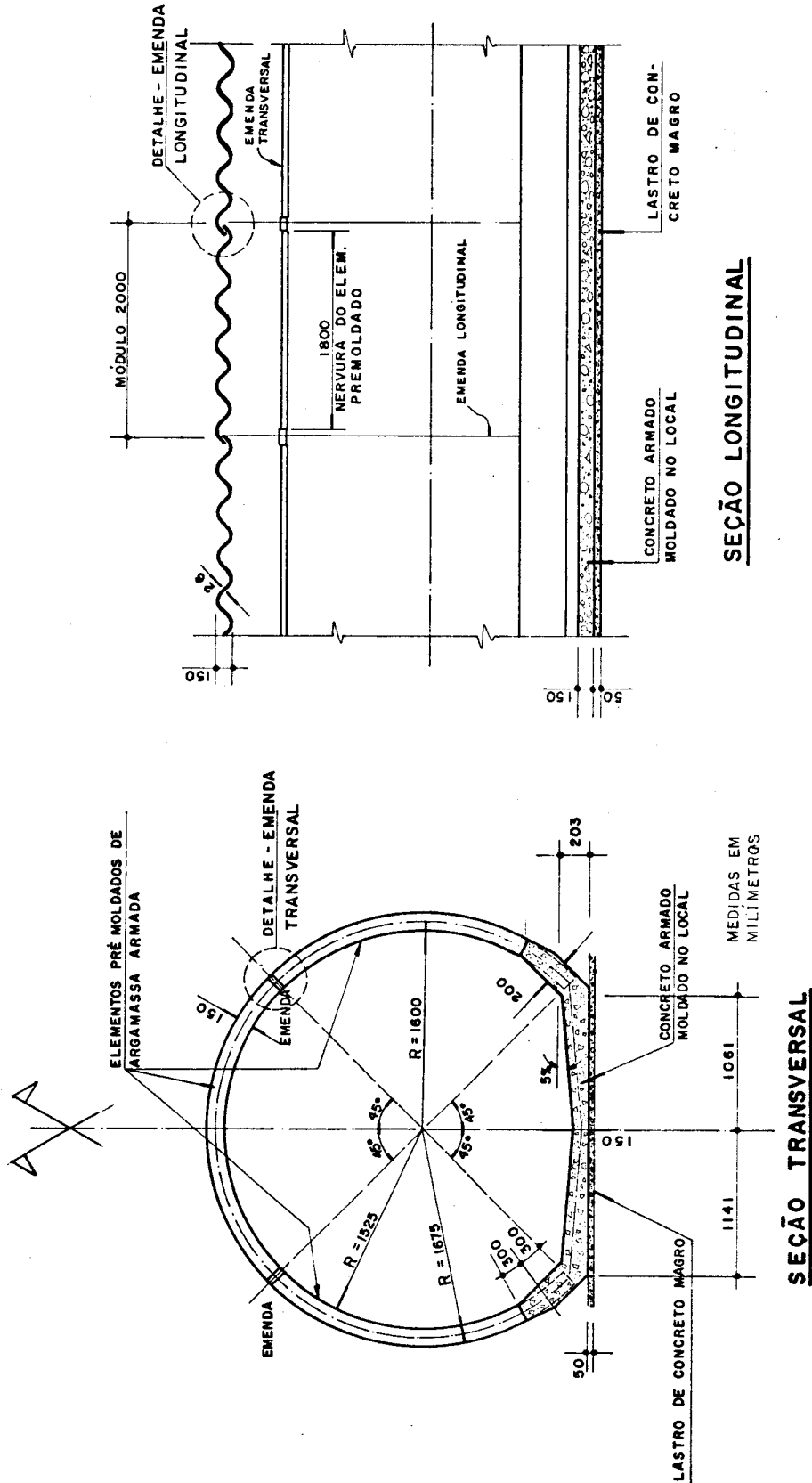
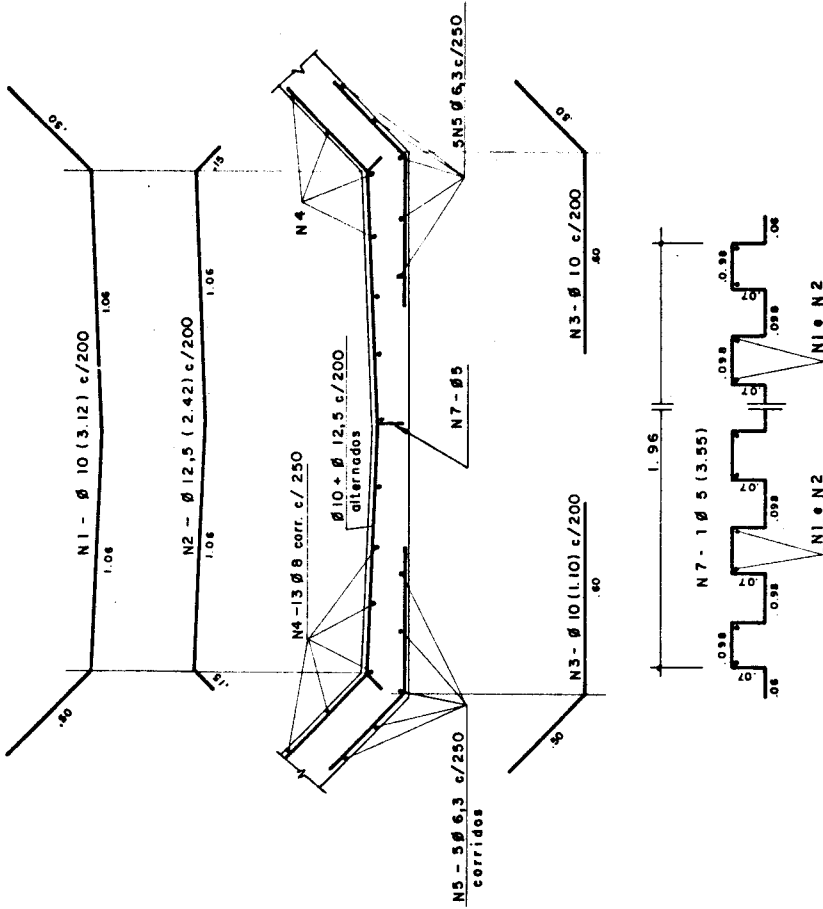
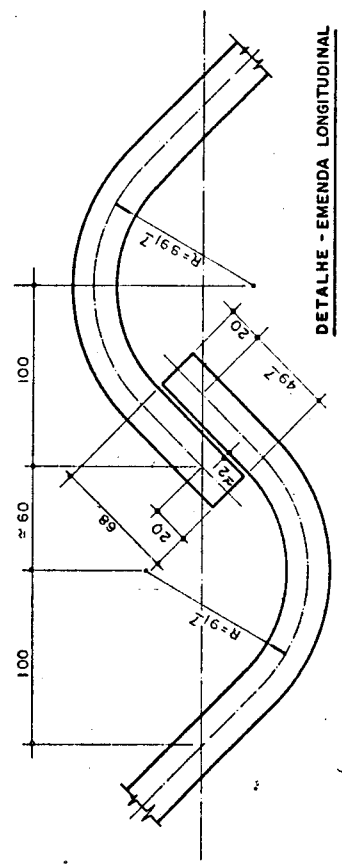


Figura 7.6 - Fôrmas da galeria

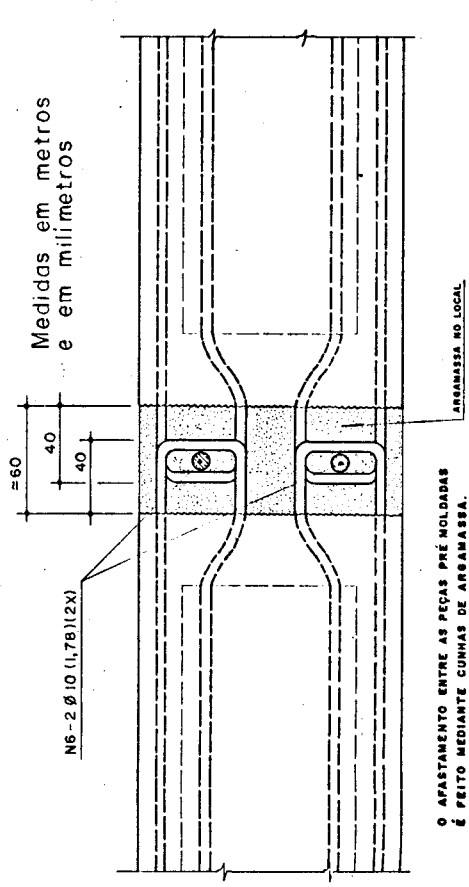


OBS: COBRIMENTO DA ARMADURA NAS PARTES DE CONCRETO = 40 mm

ARMAÇÃO DA BASE



Medidas em metros e em milímetros



O AFASTAMENTO ENTRE AS PEÇAS PRÉ MOLDADAS É FEITO MEDIANTE CUNHAS DE ARMASSA. OBSERVAR A CURVATURA DOS ELEMENTOS

Figura 7.7 - Armação da base e detalhes das emendas

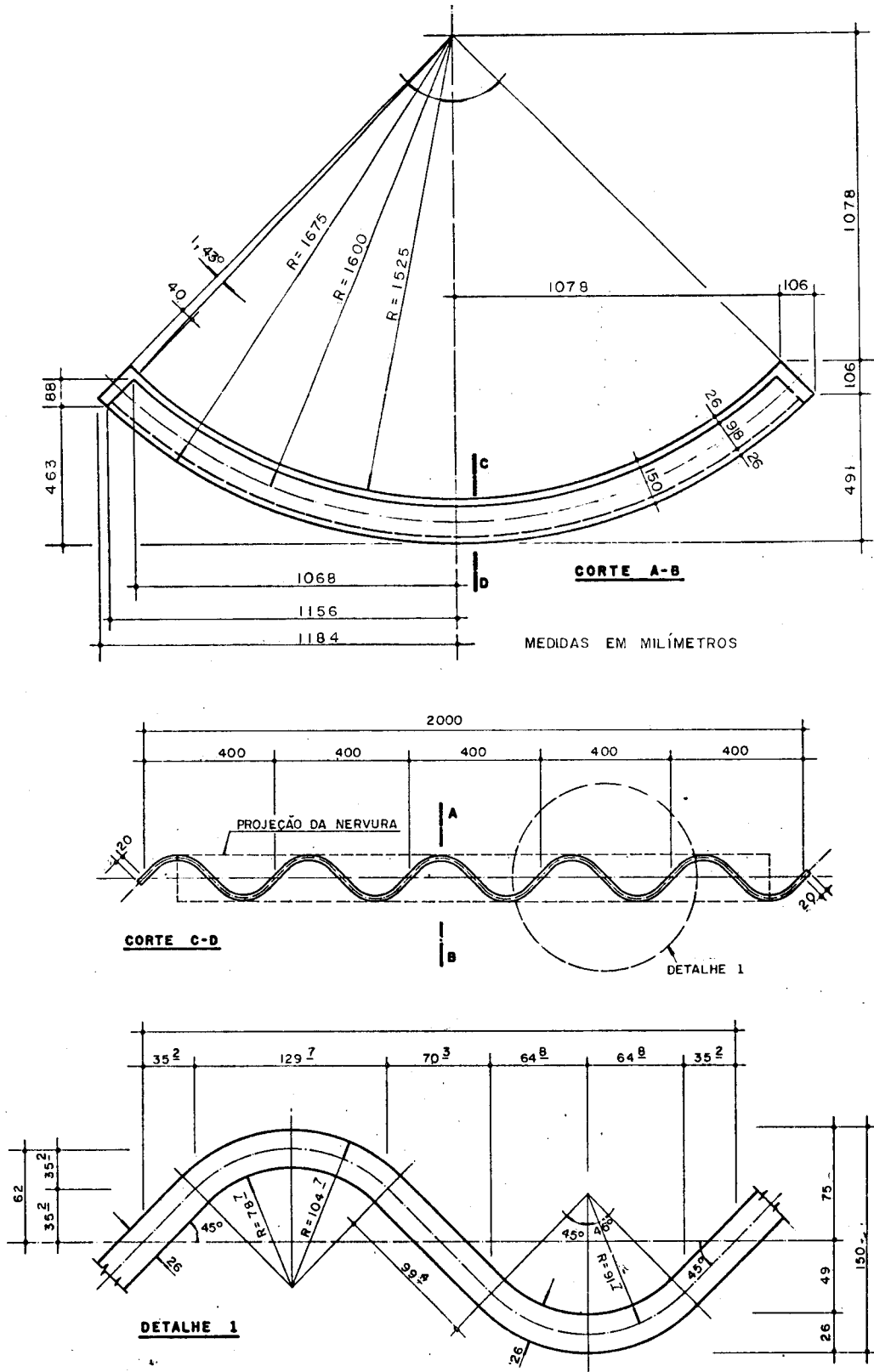
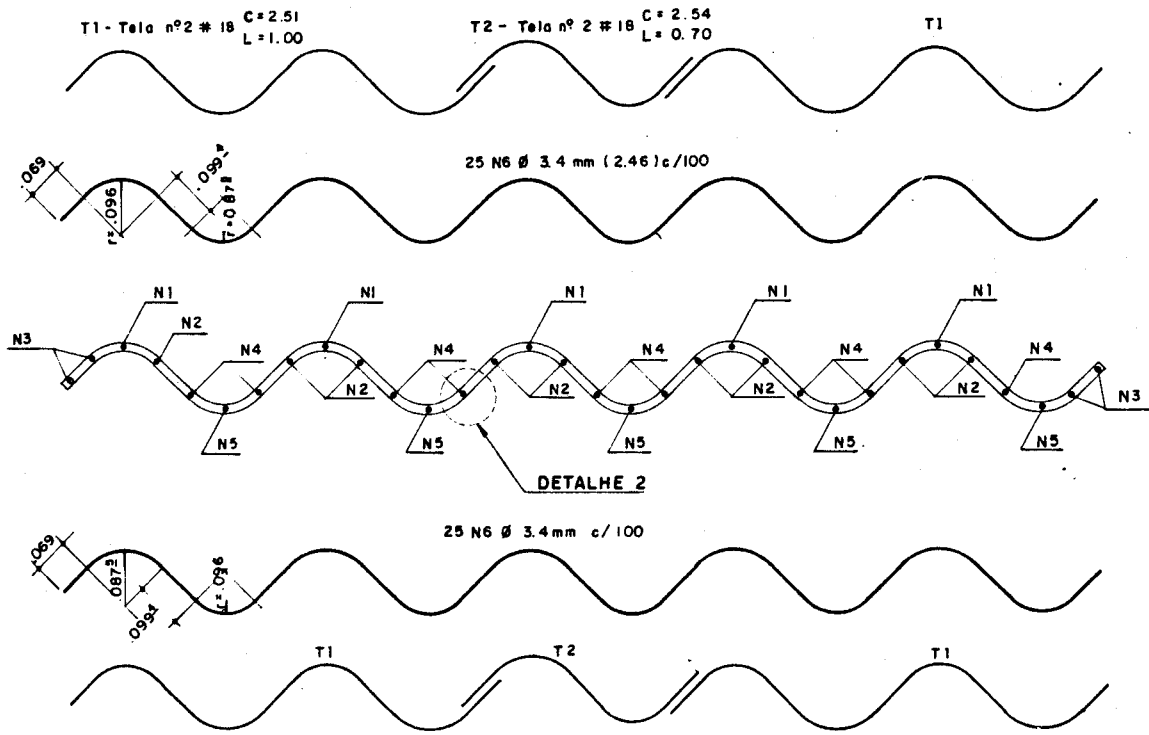
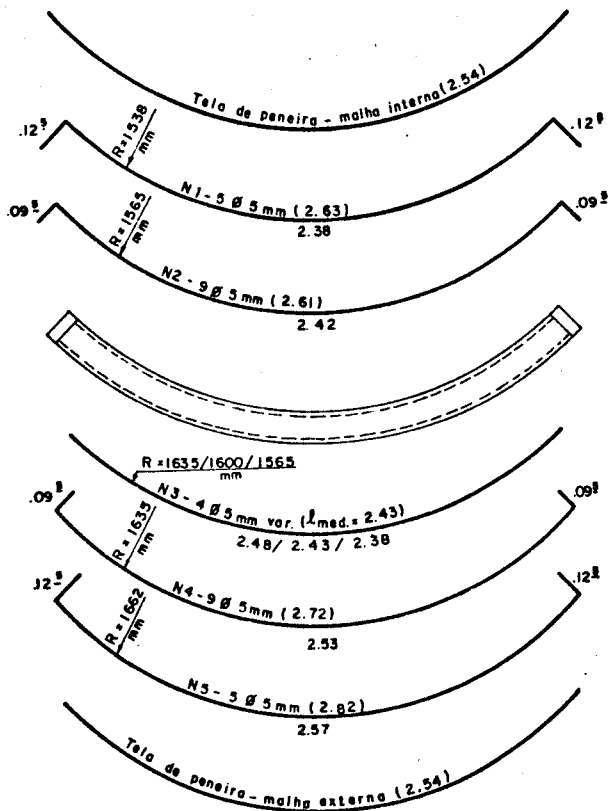


Figura 7.8 - Fôrmas dos elementos pré-moldados.

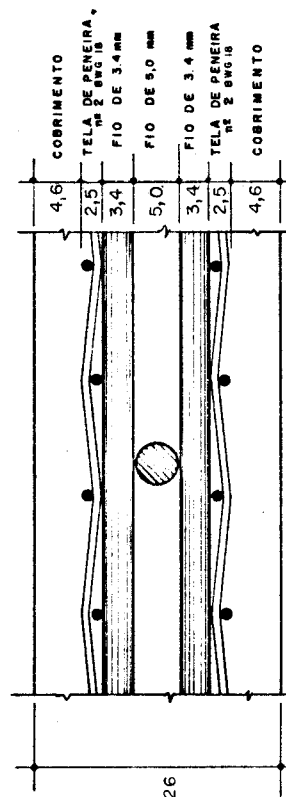


ARMAÇÃO TRANSVERSAL (3x)

Medidas em milímetros e em metros

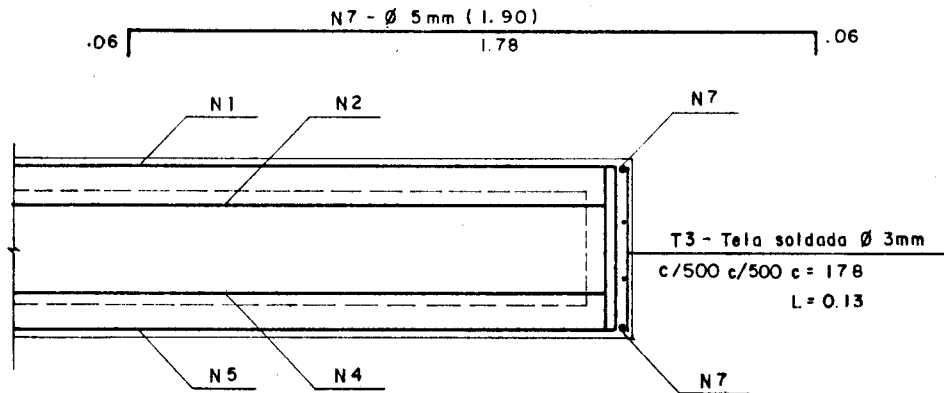


ARMAÇÃO LONGITUDINAL (3x)



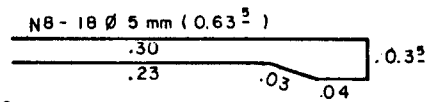
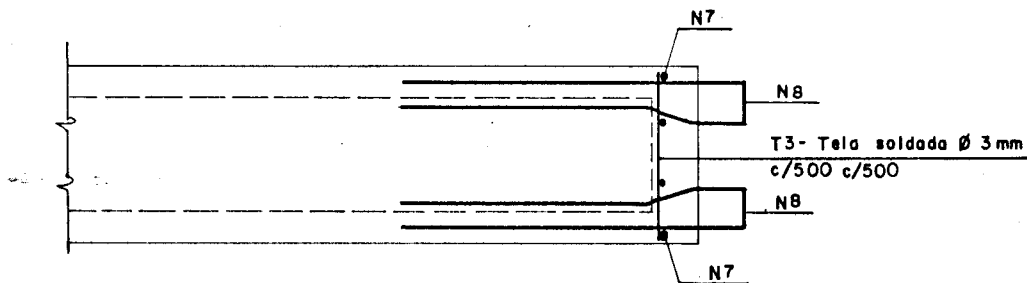
DETALHE 2

Figura 7.9 - Armação dos elementos pré-moldados.



ARMAÇÃO DA NERVURA (6X)

MEDIDAS EM MILÍMETROS E EM METROS
 OBSERVAR CURVATURA DOS ELEMENTOS



**ARMAÇÃO SUPLEMENTAR PARA NERVURAS DE LIGAÇÃO
 ENTRE ELEMENTOS PRÉ MOLDADOS (4X)**

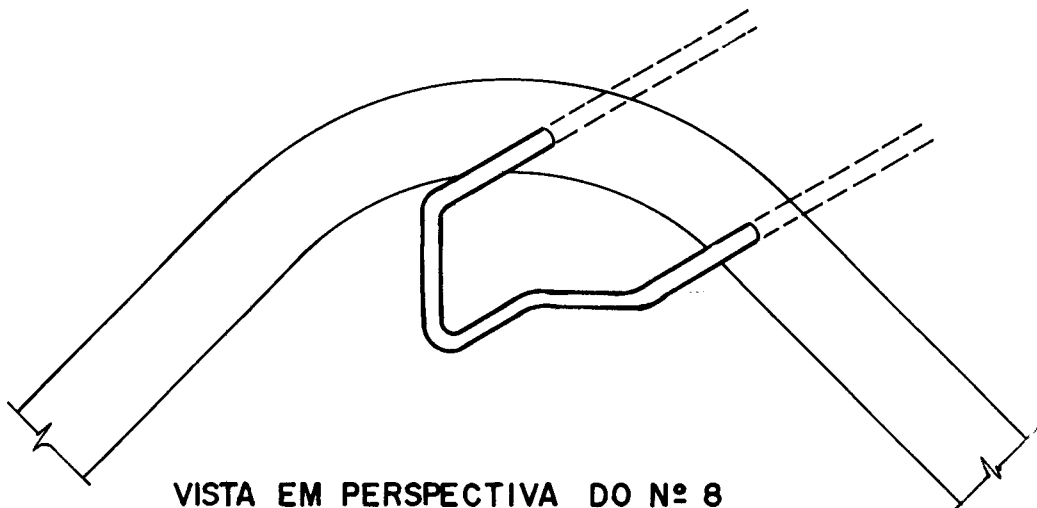
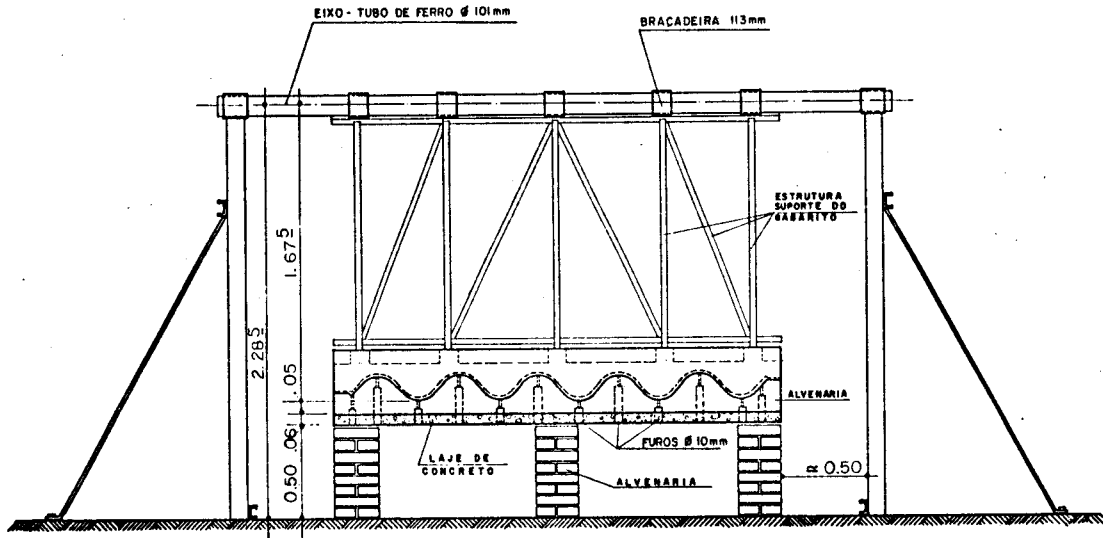


Figura 7.10 - Armação da emenda entre elementos pré-moldados.



FORMA E ESTRUTURA SUPORTE DO GABARITO

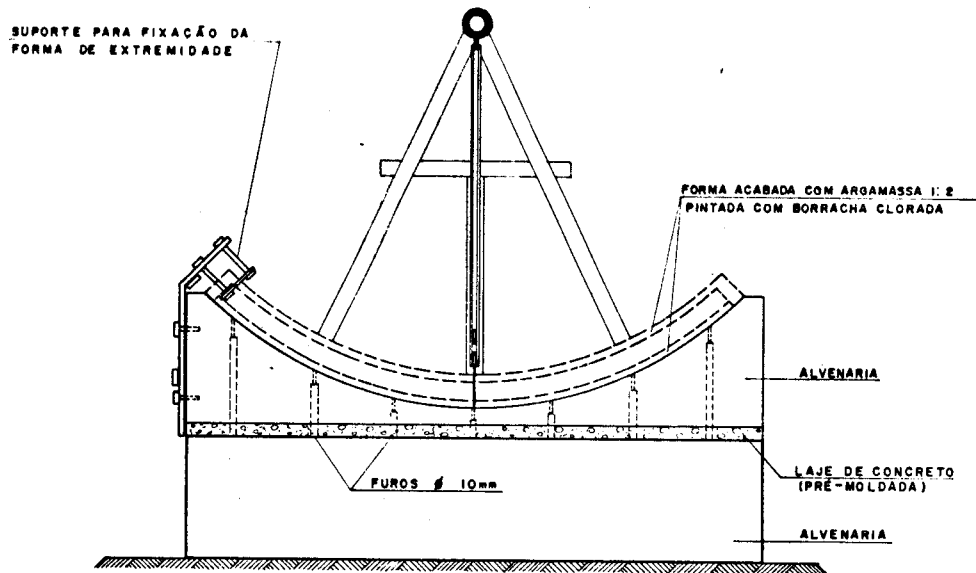


Figura 7.11 - Esquema das fôrmas para a execução dos elementos pré-moldados.

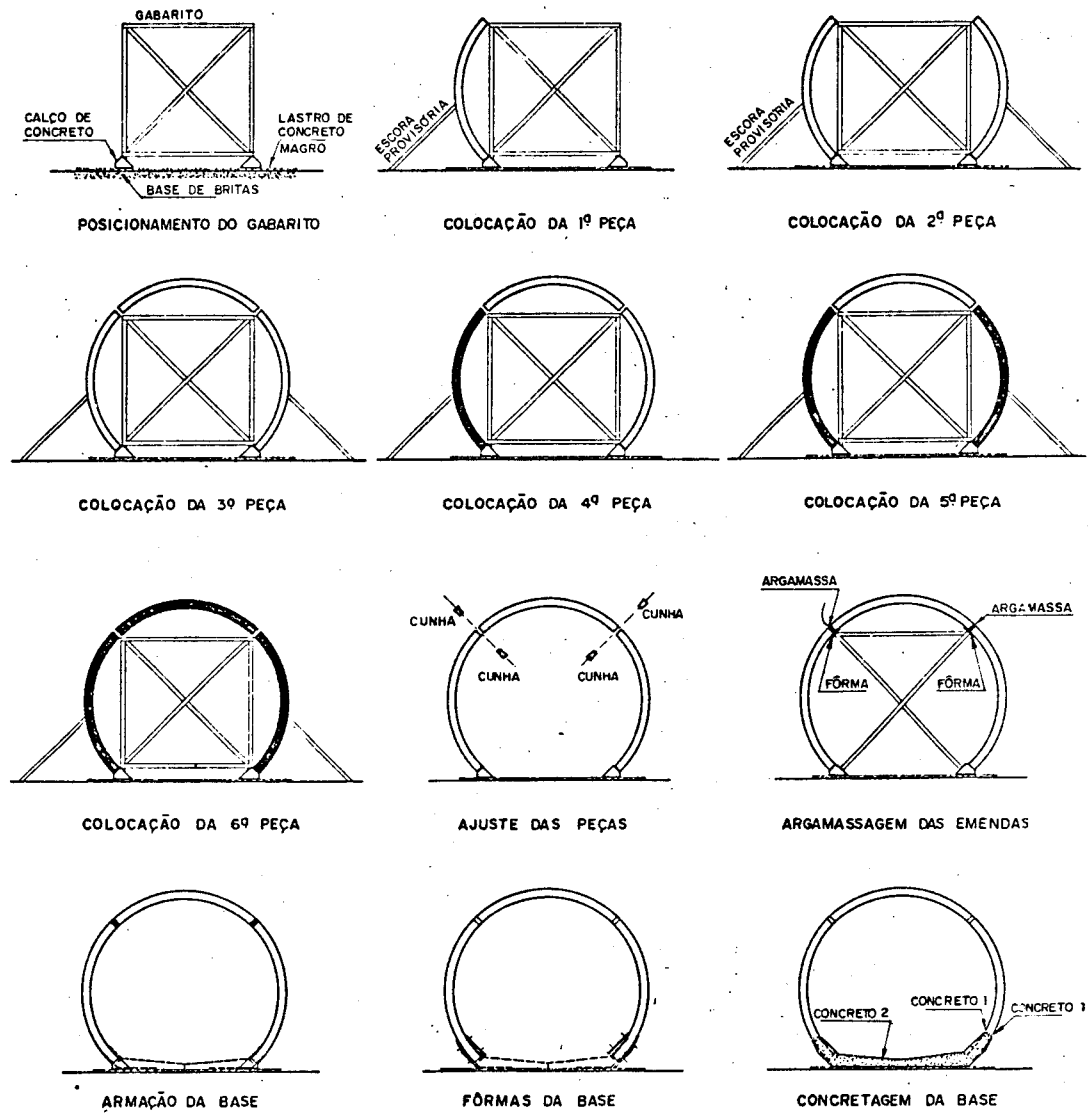


Figura 7.12 - Seqüência de montagem.

LEGENDA

- ① COMPACTAÇÃO COM EQUIPAMENTO PESADO
- ② COMPACTAÇÃO COM EQUIPAMENTO MANUAL
- ③ COMPACTAÇÃO COM EQUIPAMENTO MANUAL
- ④ COMPACTAÇÃO COM EQUIPAMENTO PESADO

OBS : UTILIZAR MATERIAL ARENOSO,
COMPACTAÇÃO 85% DO PROCTOR
NORMAL. (NO MÍNIMO)

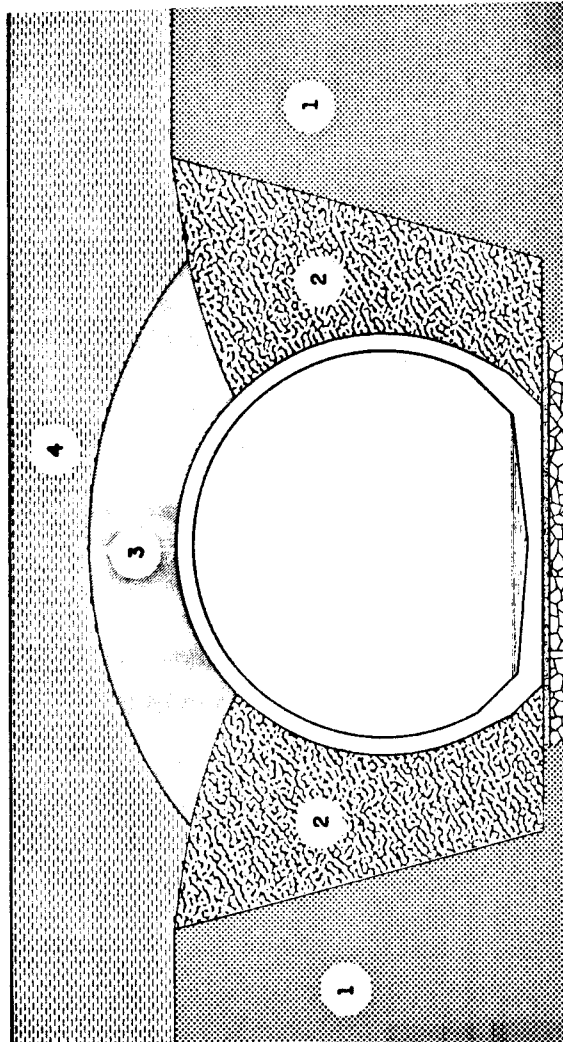


Figura 7.13 - Execução do aterro

7.3 - ALTERNATIVA COM PAREDE LISA

A alternativa que foi exposta anteriormente foi elaborada logo após a conclusão dos ensaios experimentais, calcada na experiência da construção e nos resultados obtidos nos modelos experimentais 2 e 3. Posteriormente, no desenvolvimento dos trabalhos, resolveu-se elaborar outra alternativa utilizando elementos pré-moldados sem corrugação, na qual buscou-se melhorar as condições hidráulicas e construtivas.

No que se refere às condições hidráulicas, a utilização de superfície sem corrugação resultou numa sensível redução na abertura necessária, como poderá ser observado logo a seguir.

Embora o processo construtivo dos elementos pré-moldados e a sua montagem, indicados para a alternativa anterior, pudessem ser absorvidos sem grandes dificuldades pela divisão de obras da PMSC, a utilização de elementos pré-moldados sem corrugação melhora as condições para a construção, permitindo ainda o emprego de tela eletro-soldada, que além de **ser de custo mais baixo, é de aplicação mais fácil.**

Como já foi comentado no capítulo 5, o emprego de elementos pré-moldados de seção transversal retangular reúne vantagens hidráulicas e construtivas, porém o peso dos elementos pré-moldados deve ser equacionado para viabilizar a construção com a técnica da pré-moldagem. A análise desta alternativa e o seu confronto com a anterior permitirão medir a influência destes parâmetros.

A forma da seção transversal empregada é igual à da alternativa anterior, com as medidas da abertura, calculadas para permitir escoar a mesma vazão e com altura de lâmina de água a 71% do diâmetro, o que corresponde à mesma posição daquela fixada para a alternativa anterior. Considerando um coeficiente de rugosidade igual a 0,015, resultou um diâmetro interno de aproximadamente 2,40 metros.

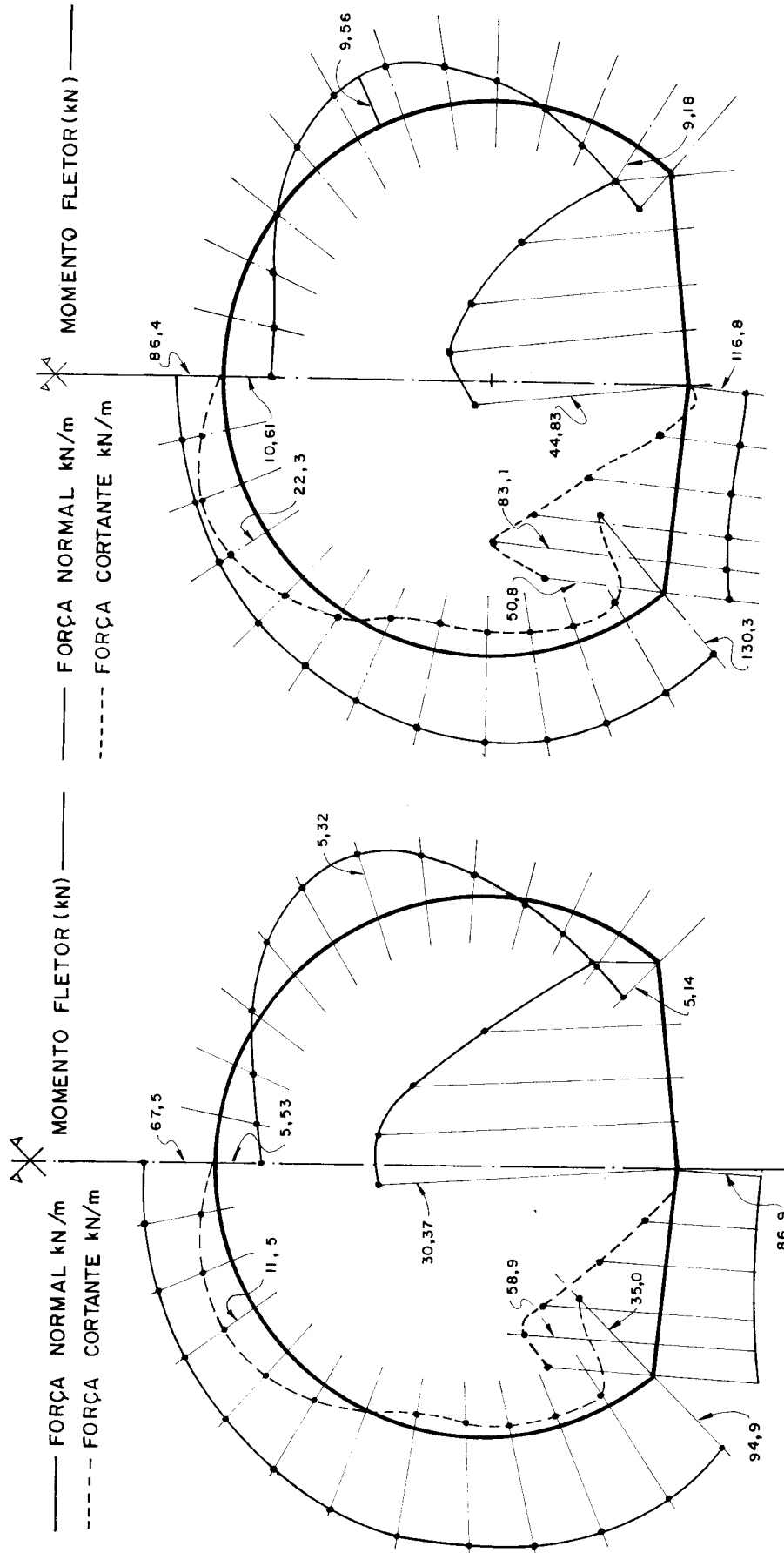
A geometria da seção transversal dos elementos pré-moldados foi adotada objetivando: (1) garantir a resistência mecânica necessária; (2) utilização das telas eletrosoldadas com mínimas perdas por corte e (3) adequar o peso e o tamanho dos elementos.

As ações consideradas na análise estrutural desta alternativa foram as mesmas da alternativa anterior, modificando apenas a altura de solo sobre a galeria, em face da redução de altura da mesma.

No cálculo dos esforços solicitantes foi empregado o mesmo procedimento da alternativa anterior, porém utilizando o módulo de reação do solo E' igual a 10 MPa . Este valor para o módulo de reação do solo foi adotado a partir de indicações apresentadas em HOWARD (1977), que fornece o valor deste parâmetro em função do material empregado e de seu grau de compactação, e que foi julgado mais ajustado que o adotado para a alternativa anterior, já que infelizmente na época de sua elaboração não se dispunha de tal referência bibliográfica.

Estão apresentados na figura 7.14 os diagramas de momento fletor, força normal e força cortante correspondentes aos Estados Limites de Utilização e Estado Limite Último, empregando coeficientes de majoração idênticos aos da alternativa anterior.

As verificações de seções e cálculo de armadura na parte em concreto armado foram feitas a partir das indicações de NB-1/78, com os materiais, concreto e aço, de mesmas resistências dos empregados no caso anterior. Na parte da galeria em argamassa armada, resultou uma tensão máxima de tração de $8,09 \text{ MPa}$ ($80,9 \text{ kgf/cm}^2$) na face interna, e de $7,22 \text{ MPa}$ ($72,2 \text{ kgf/cm}^2$) na face externa. Embora se encontrem na literatura várias expressões para avaliar a abertura das fissuras em peças de argamassa armada, elas conduzem a resultados muito discrepantes, dificultando um julgamento



ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Figura 7.14 - Diagrama de esforços solicitantes - alternativa parede lisa.

satisfatório. Por isto resolveu-se analisar a questão de abertura das fissuras de duas formas: (1) empregando expressão da NB-1/78 para avaliar este parâmetro, pois neste caso a argamassa armada que seria utilizada apresenta características bem próximas às do concreto armado, tendo sido obtido valor da ordem de 0,1mm; (2) um exame dos resultados obtidos em modelo de viga de ponte, armada com tela soldada, apresentada em HANAI(1981); indicam para estes níveis de tensões de tração aberturas de fissuras da ordem de 0,05mm. A abertura das fissuras para esta situação deverá estar situada próxima a este intervalo, o que foi julgado aceitável.

A verificação do estado limite último, feita de acordo com orientação da NB-1/78, é apresentada na figura 7.15, mediante o diagrama de interação momento fletor - força

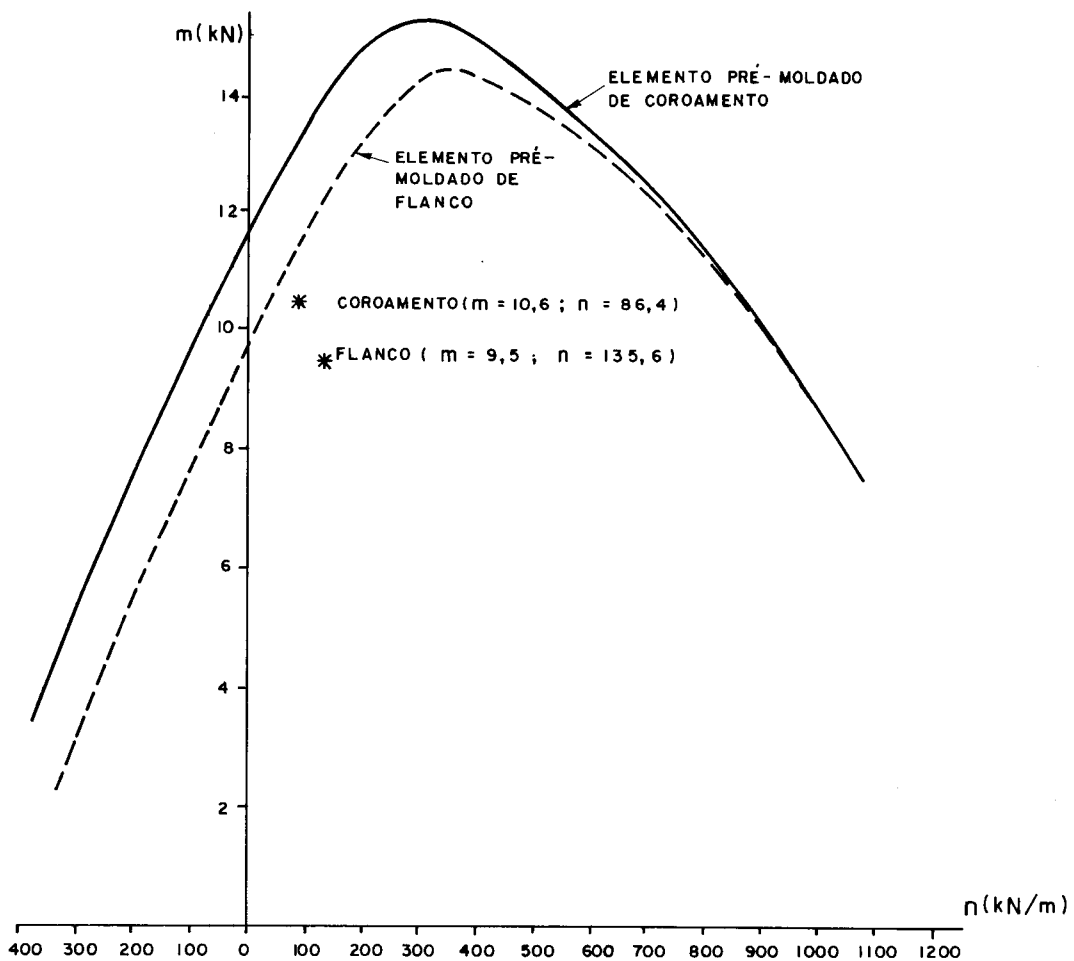


Figura 7.15 - Diagrama de interação momento fletor-força normal: alternativa parede lisa.

ça normal, a partir do qual podem ser tecidas as seguintes considerações:

- (1) a resistência do elemento de coroamento é um pouco maior que a resistência do elemento de flanco;
- (2) como as solicitações no coroamento são mais críticas resulta em segurança adicional bastante próxima para os dois elementos;
- (3) esta segurança adicional - o que ultrapassou o nível exigido pela NB-1 - é justificada em face do caráter experimental da obra.

Estão apresentados nas páginas subseqüentes os desenhos desta alternativa com a seguinte relação:

Fôrmas da galeria	figura 7.16
Armação da base e detalhe das emendas	figura 7.17
Fôrmas e armação do elemento do coroamento	figura 7.18
Fôrmas e armação do elemento do flanco	figura 7.19
Esquema das fôrmas para a construção dos elementos pré-moldados	figura 7.20
Esquema de montagem dos elementos pré-moldados	figura 7.21

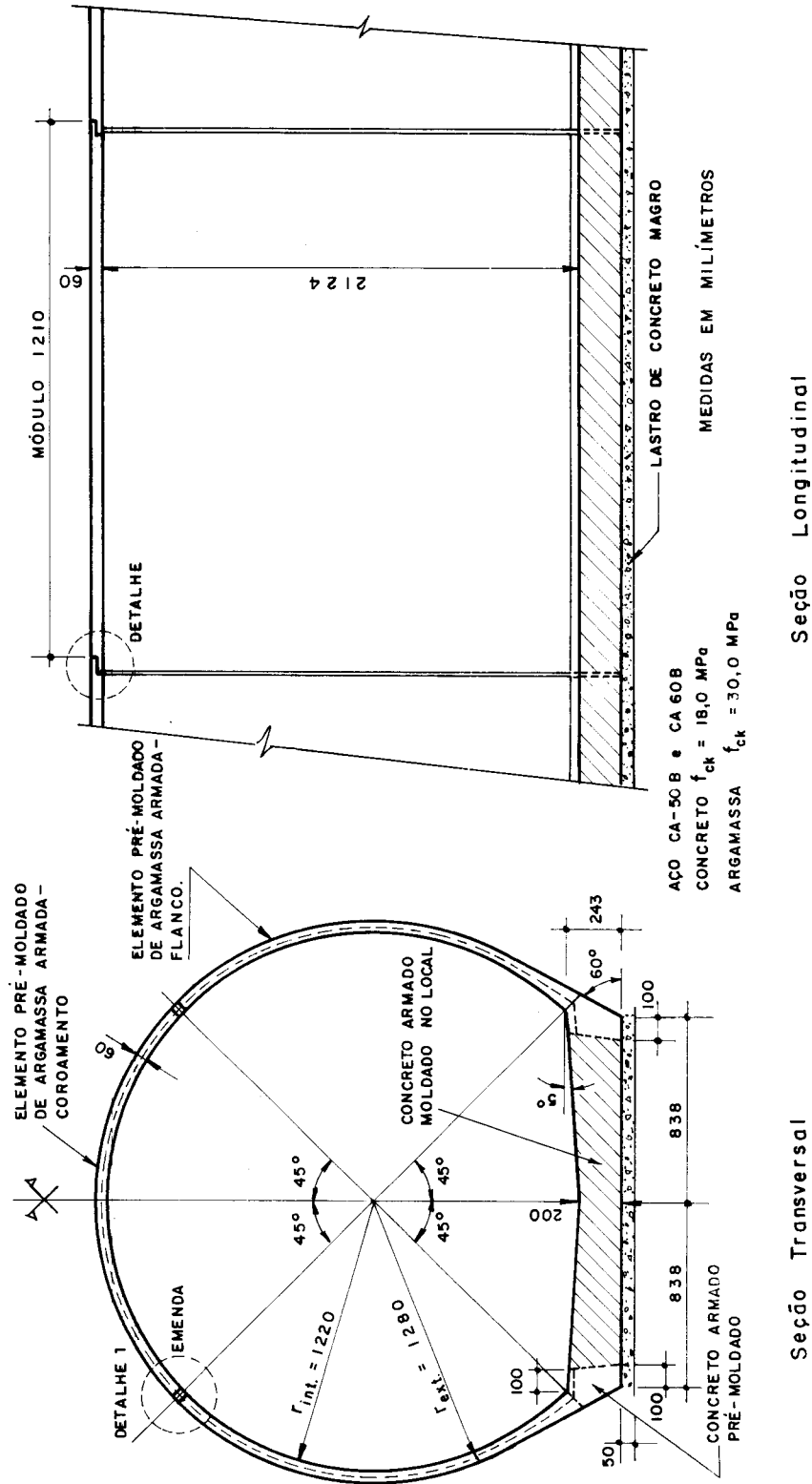
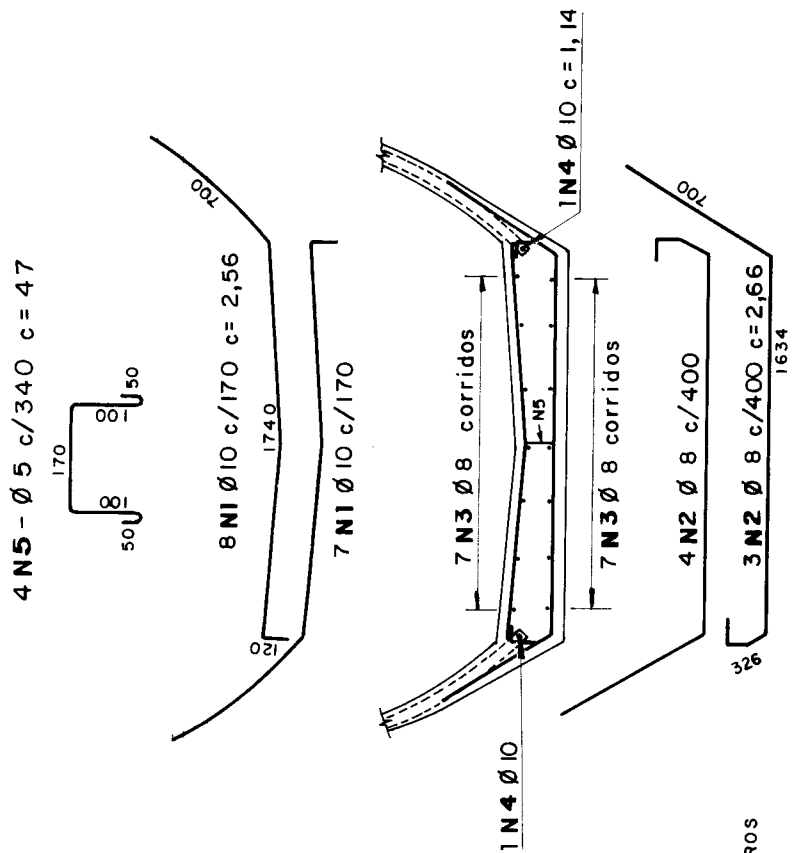


Figura 7.16 - Fôrmas da galeria.



4 N 5 - Ø 5 c/340 c = 47

8 N 1 Ø 10 c/170 c = 2,56

7 N 1 Ø 10 c/170

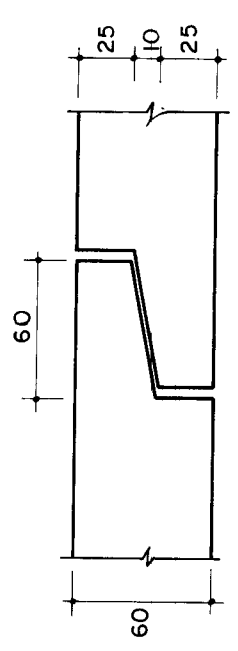
7 N 3 Ø 8 corridos

7 N 3 Ø 8 corridos

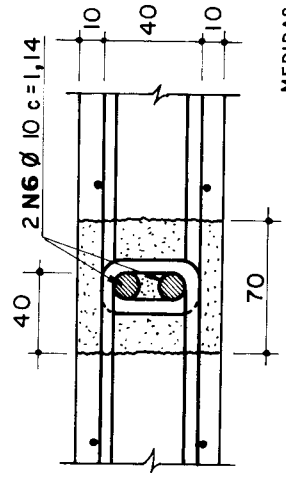
4 N 2 Ø 8 c/400

3 N 2 Ø 8 c/400 c = 2,66

1634



EMENDA TRANSVERSAL - DETALHE 2

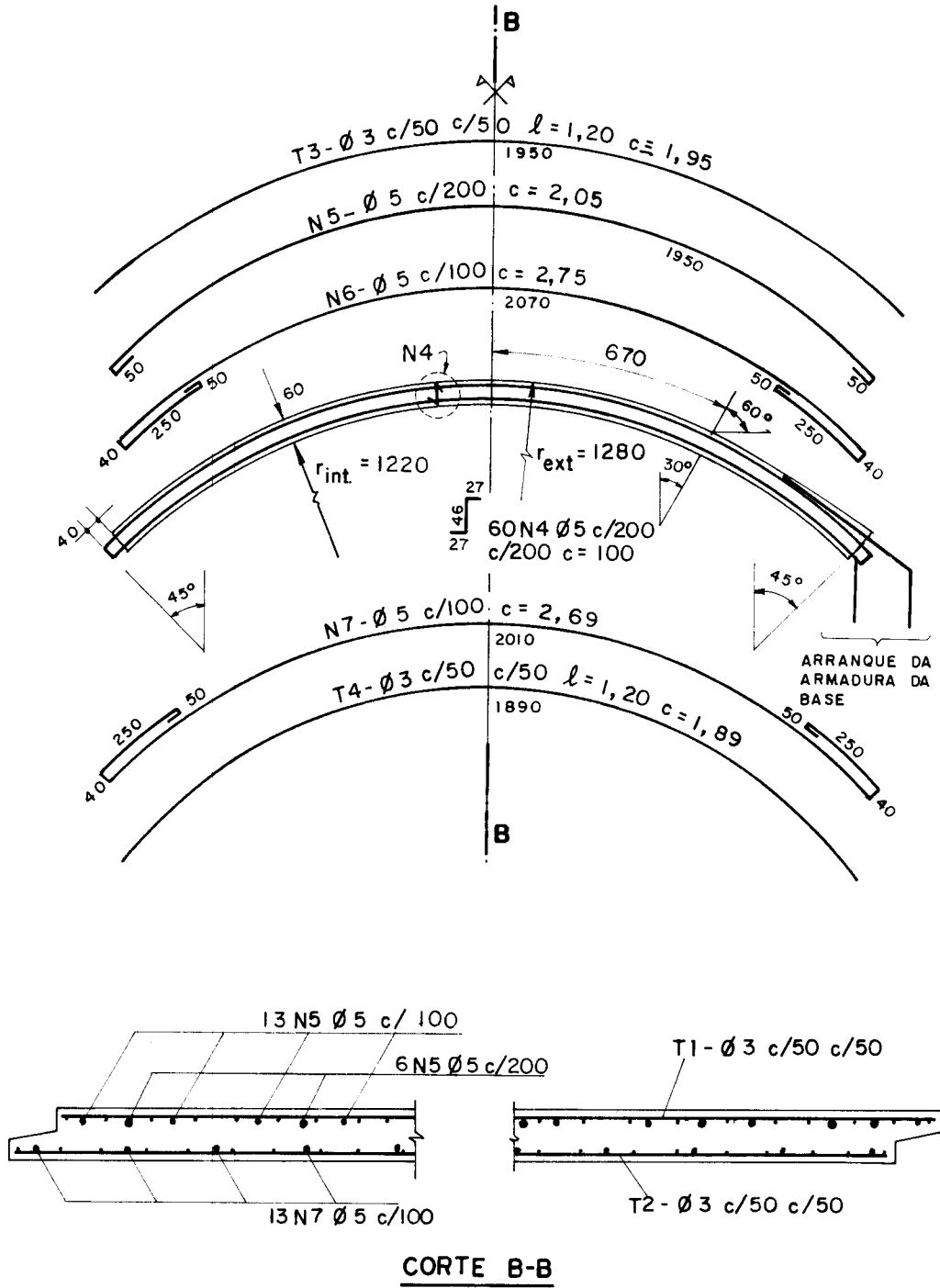


MEIDAS EM MILÍMETROS
E EM METROS

EMENDA LONGITUDINAL - DETALHE 1

ARMAÇÃO DA BASE DA GALERIA

Figura 7.17 - Armação da base e detalhes da emenda.



Cobrimento 7mm
 Argamassa $f_{ck} = 30$ MPa
 Aço CA - 60 B

MEDIDAS EM MILÍMETROS
 E EM METROS

Figura 7.19 - Fôrmas e armação do elemento do flanco.

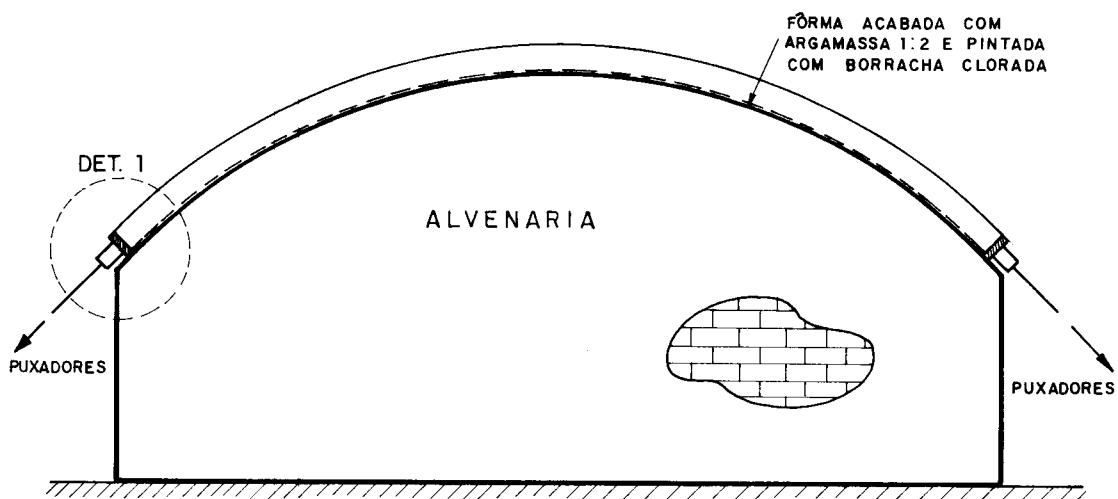
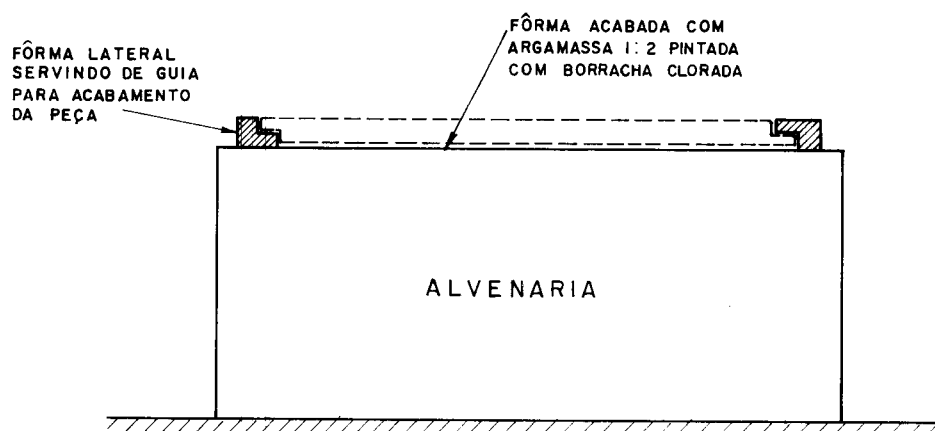
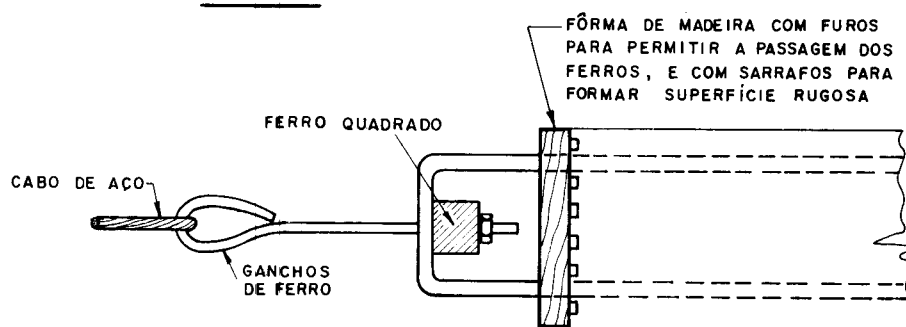
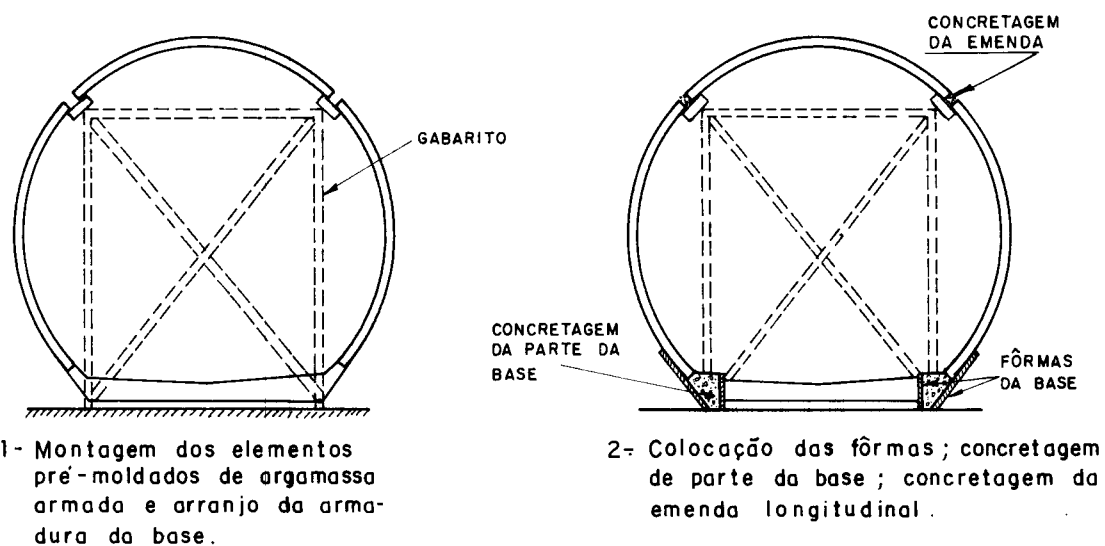
VISTACORTEDETALHE 1

Figura 7.20 - Esquema da fôrma para a construção dos elementos prẽ-moldados.



PARTE A SER EXECUTADA NA FÁBRICA DE PRÉ-MOLDADOS

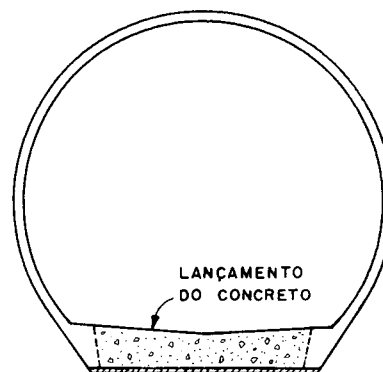
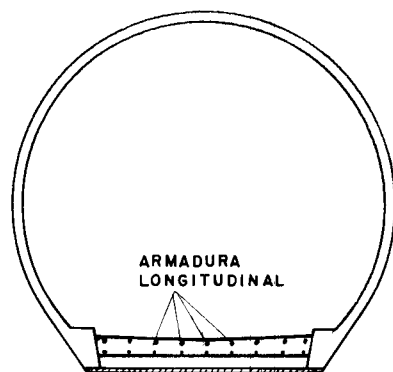
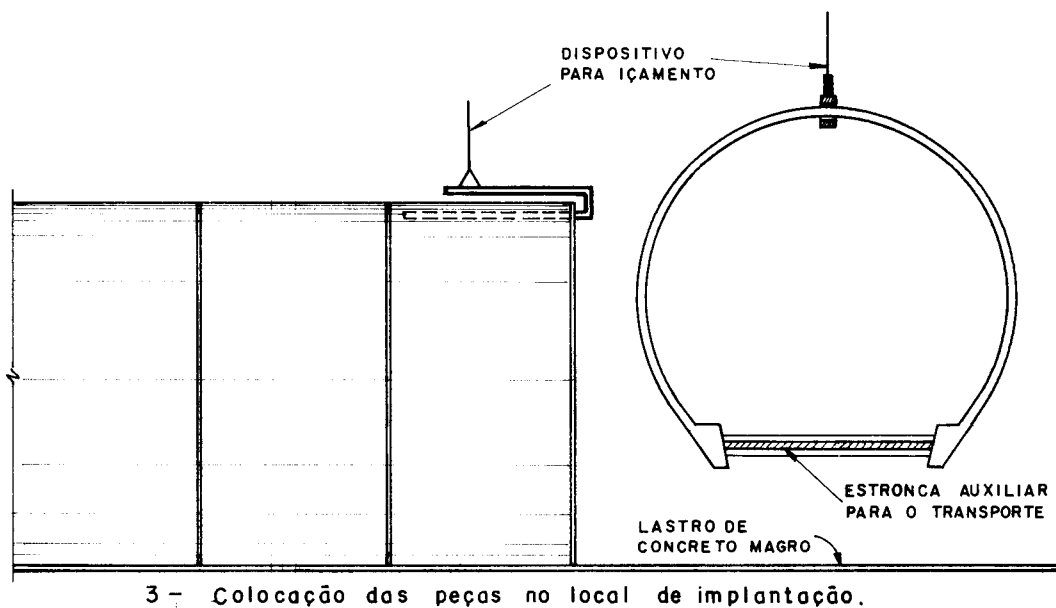


Figura 7.21 - Esquema de montagem dos elementos pré-moldados.

7.4 - CONFRONTO ENTRE AS ALTERNATIVAS

Apresenta-se aqui uma comparação das duas alternativas do sistema construtivo proposto, em relação aos outros tipos construtivos correntes que poderiam ser empregados nesta situação, e que foram relacionados na introdução deste capítulo.

Para a alternativa em concreto armado moldado no local com seção transversal retangular, alternativa (c), o dimensionamento da abertura foi feito impondo altura de lâmina de água igual a 2,20m, que é aproximadamente a altura da lâmina de água da alternativa com parede corrugada, obtendo-se então largura igual a 1,75m. A espessura das paredes, avaliada a partir das solicitações, é de 180mm. Está apresentado na figura 7.22 o desenho da seção transversal para esta alternativa.

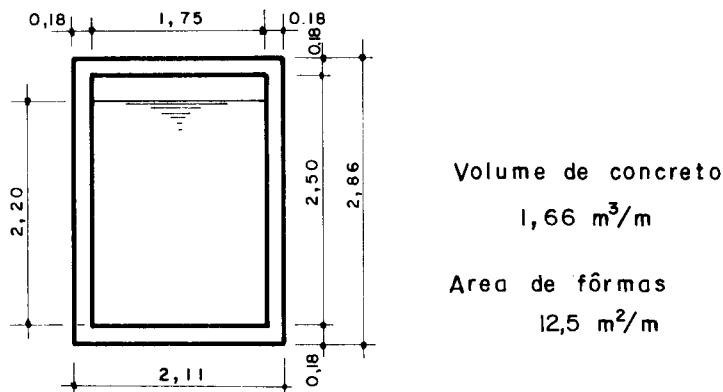


Figura 7.22 - Alternativa em concreto moldado no local

Na alternativa utilizando tubos de concreto de seção circular, alternativa (e), é conveniente a utilização de tubos de diâmetro 1,50 metros, os maiores encontrados co

mercialmente. Para satisfazer a vazão, é necessária a utilização de linha tripla, obtendo-se altura de lâmina de água igual a 1,25 metros, como ilustra a figura 7.23.

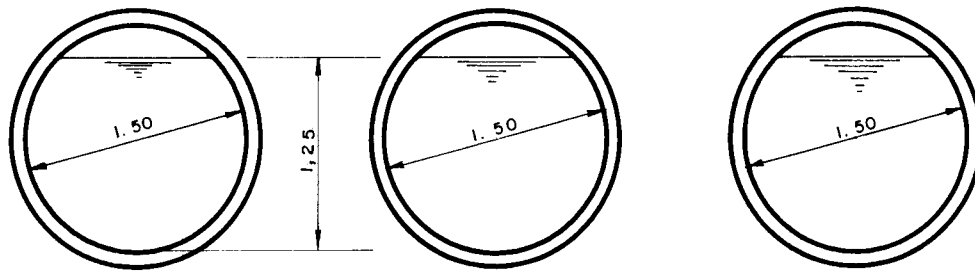


Figura 7.23 - Alternativa em tubos de concreto de seção circular

Para a alternativa com tubos ovóides de concreto, alternativa (f), resulta uma linha dupla com tubos de área da seção transversal de $3,0\text{m}^2$, encontrados comercialmente, com altura da lâmina de água igual a 1,40 metros. Observa-se que a galeria estará relativamente folgada para a vazão solicitante, como mostra a figura 7.24.

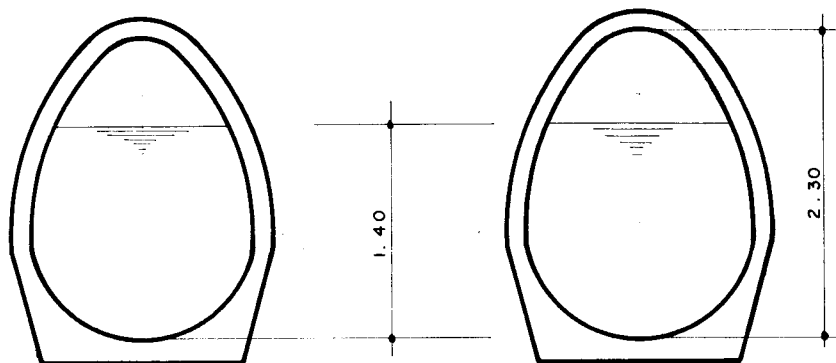


Figura 7.24 - Alternativa em tubos ovóides de concreto

No que se refere aos aspectos construtivos, uma primeira comparação pode ser feita para as alternativas que empregam elementos pré-moldados, confrontando o peso dos elementos, já que a vazão foi imposta igual para todas.

Deve ser salientado que nas alternativas (e) e (f) em que se utiliza mais de uma abertura, ocorrem maiores perdas na entrada da galeria, as quais não foram computadas, além do risco de entupimento devido a materiais sólidos arrastados para dentro da galeria ser maior.

Apesar das várias alternativas apresentarem comportamento estrutural diferente — como as alternativas (a), (b) e (d) que se comportam como condutos flexíveis, e as alternativas (c), (e) e (f) que se comportam como condutos rígidos, sendo que a galeria de seção retangular apresenta forma estrutural pouco adequada — não cabe aqui fazer maiores comparações, já que todas estas alternativas deverão ser projetadas para satisfazerem às condições de resistência, com o bom ou mau comportamento estrutural se refletindo nos custos.

No que se refere aos aspectos construtivos, uma primeira comparação pode ser feita para as alternativas que empregam elementos pré-moldados, confrontando o peso dos elementos, como ilustra a tabela 7.1. Nota-se que o peso dos elementos correspondentes às alternativas (a) e (b) são bem menores, o que permite a sua colocação com equipamentos comuns compatíveis com o porte da obra. Esta afirmação poderá ser melhor entendida, fazendo-se a comparação do peso destes elementos com o peso de tubos apresentados na tabela 2.1. O peso dos elementos correspondentes à alternativa (f) é bastante elevado o que poderá acarretar dificuldades na sua instalação.

ALTERNATIVA	ALTURA DA LÂMINA DE ÁGUA	ALTURA DA ABERTURA
(a) seção transversal em falsa ferradura com elementos pré-moldados de argamassa armada com corrugação.	2,16	2,60
(b) seção transversal em falsa ferradura com elementos pré-moldados de argamassa armada sem corrugação.	1,73	2,08
(c) seção transversal retangular de concreto armado moldado no local.	2,20	2,50
(d) seção transversal circular de chapa corrugada de aço.	2,39	2,80
(e) tubos circulares pré-moldados de concreto armado, em linha tripla.	1,25	1,50
(f) tubos ovóides pré-moldados de concreto armado, em linha dupla.	1,40	2,30

Figura 7.25 - Comparação entre a altura da lâmina de água para as várias alternativas

Tabela 7.1 - Peso dos elementos pré-moldados

ALTERNATIVA	PESO DO ELEMENTO (kN)	COMPRIMENTO ÚTIL (m)
(a) seção transversal em falsa ferradura com elementos pré-moldados de argamassa armada com corrugação.	4,50	1,96
(b) seção transversal em falsa ferradura com elementos pré-moldados de argamassa armada sem corrugação.	12,5	1,21
(e) tubo circular pré-moldado de concreto armado com diâmetro interno de 1,50m.	19,4	1,0
(f) tubo ovóide pré-moldado de concreto armado de área da seção transversal de 3,0m ² .	31,4	1,0

Outro parâmetro importante é o tempo de construção. Embora muitos fatores influenciem esta variável, como condições topográficas, disponibilidade de equipamentos, etc, pode-se ordenar as alternativas, numa primeira aproximação, da seguinte forma: (1) as alternativas (d), (e) e (f) estão num mesmo nível; (2) a alternativa (b), em que é necessário concretar a base da galeria no local; (3) a alternativa (a), em que é necessário concretar a base e as emendas no local e (4) a alternativa (c) em que a galeria é moldada totalmente no local. Salienta-se ainda que a alternativa (c) é bem mais demorada que as anteriores.

Ainda com relação à construção, deve ser destacado que para as alternativas que apresentam comportamento de

condutos flexíveis devem ser tomados maiores cuidados na execução do aterro, principalmente ao lado do conduto; a importância desta medida já foi comentada anteriormente.

Finalmente, está apresentada a avaliação de custos para os vários tipos construtivos, ressaltando que para as alternativas do sistema construtivo proposto os custos estão discriminados.

(a) seção transversal em falsa ferradura com elementos pré-moldados de argamassa armada com corrugação.

consumo e custo de materiais para 1,96m

tela tipo peneira	42 m ²	x 0,316	= 13,3
aço de construção	165 kg	x 0,0513	= 8,5
argamassa	0,54 m ³	x 7,42	= 4,0
concreto estrutural	1,22 m ³	x 5,96	= 7,3
concreto magro	0,24 m ³	x 5,07	= 1,2
fôrma de madeira	5,2 m ³	x 0,55	= <u>2,8</u>
			37,1 ORTN (*)

custo da galeria para 1,96m

materiais	37,1
mão de obra	17,1
outros (fôrma de alvenaria, equipamento, transporte, etc)	<u>14,3</u>
	68,5 ORTN

custo da galeria por metro

34,9 ORTN

(*) ORTN - Obrigações Reajustáveis do Tesouro Nacional
1 ORTN = US\$ 7,35 - em novembro de 1984.

(d) seção transversal circular em chapa corrugada de aço.

Foi considerado o preço dos materiais (chapas e parafusos) mais o custo da montagem.

custo da galeria por metro

56,6 ORTN

Para galeria sem emenda na seção transversal, cujo maior diâmetro comercial é desta ordem.

custo da galeria por metro

39,6 ORTN

(e) tubos circulares pré-moldados em concreto armado encontrados comercialmente.

A estimativa de custos foi feita considerando-se o custo dos tubos mais a colocação e o seu rejuntamento.

custo da galeria por metro

41,7 ORTN

(f) tubos ovóides pré-moldados em concreto armado encontrados comercialmente.

Foram feitas as mesmas considerações da alternativa anterior.

custo da galeria por metro

47,4 ORTN

(b) seção transversal em falsa ferradura com elementos pré-moldados de argamassa armada sem corrugação.

consumo e custo de materiais para 1,21m

tela eletro-soldada	14 m ²	x 0,225	=	3,2
aço de construção	97 kg	x 0,0513	=	5,0
argamassa	0,45 m ³	x 7,43	=	3,3
concreto estrutural	0,47 m ³	x 5,96	=	2,8
concreto magro	0,11 m ³	x 5,07	=	<u>0,7</u>
				15,0 ORTN

custo da galeria para 1,21m

materiais	15,0
mão de obra	8,5
outros (fôrma de alvenaria, equipamentos, transporte, etc)	<u>6,9</u>
	30,4 ORTN

custo da galeria por metro

25,1 ORTN

(c) seção transversal retangular em concreto armado moldado no local.

Foi considerado concreto $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$ (150 kgf/cm^2), e aço CA-50, com consumo de armadura de 100 kg/m^3 , e fôrma de madeira, o que resultou em:

custo da galeria por metro

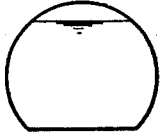


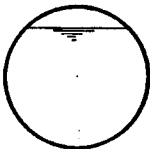


40,1 ORTN

custo da galeria por metro

47,4 ORTN

Apresentam-se na tabela 7.2 o custo para as várias alternativas e a proporção entre elas, tomando-se a de menor custo como referência.

Tabela 7.2 - Comparação de custo para as várias alternativas

ALTERNATIVA		CUSTO (ORTN)	PROPORÇÃO
(a) seção transversal em falsa ferradura com elementos pré-moldados de argamassa armada com <u>cor</u> rugação, pesando 4,5 kN cada elemento, montada no local		34,9	1,39
(b) seção transversal em falsa ferradura com elementos pré-moldados de argamassa armada sem <u>cor</u> rugação, pesando 12,5 kN cada elemento, pré-montada.		25,1	1,0
(c) seção transversal retangular de concreto armado moldado no local.		40,1	1,59
(d) seção transversal circular de chapa corrugada de aço.		56,6/39,6	2,25/1,57
(e) tubos circulares pré-moldados de concreto armado, em linha tripla, pesando 19,4 kN cada elemento.	(3x) 	41,7	1,66
(f) tubos ovóides pré-moldados de concreto armado, em linha dupla, pesando 31,4 kN cada elemento.	(2x) 	47,4	1,89

Com relação a estes valores, deve ser salientado: (1) que a quantificação da mão de obra para as alternativas (a) e (b), tanto na construção do elemento como na sua montagem, foi estimada a partir de poucos dados, e que uma melhor avaliação só é possível mediante a construção de um trecho experimental; (2) não está computado o custo do aterro em todas as alternativas, porém, em face dos cuidados na sua execução para as alternativas (a), (b) e (d), o seu custo deverá ser um pouco maior, além de mais demorado que para as alternativas (c), (e) e (f).

Apesar dessas ressalvas, o confronto entre as várias alternativas, quanto aos aspectos hidráulicos, construtivo e econômico indica que a alternativa (b), galeria de seção transversal em falsa ferradura com elementos pré-moldados em argamassa armada sem corrugação, reúne as maiores vantagens, sendo o seu emprego recomendado para construção do trecho experimental.

CAPÍTULO 8

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

As principais considerações e recomendações no que se refere à análise estrutural de condutos enterrados, aos programas elaborados e suas utilizações, e à análise experimental, já foram externadas quando da apresentação destes assuntos nos capítulos 3, 4 e 6, respectivamente, por se julgar que naquelas posições elas atingiriam melhor os seus objetivos. Assim serão tratadas neste capítulo as considerações, recomendações e conclusões do trabalho como um todo.

O objetivo principal do trabalho, inicialmente, era fornecer diretrizes para a elaboração do projeto de galerias empregando elementos pré-moldados de argamassa armada, o que incluía a definição da faixa em que o sistema construtivo proposto seria viável técnica e economicamente, em comparação com os sistemas construtivos correntemente empregados, em função da abertura necessária e da altura de cobrimento da galeria. Mesmo para situações em que o sistema construtivo não fosse viável economicamente, pretendia-se também fornecer indicações para a escolha do sistema construtivo a ser empregado.

No desenvolvimento do trabalho, contudo, percebeu-se que esta tarefa seria bastante difícil, pois se evidenciou que não bastaria fixar-se na abertura e na altura de cobrimento como variáveis principais. Outras variáveis não podem ser deixadas em segundo plano na escolha do sistema

construtivo, como equipamentos disponíveis, condições de acesso, disponibilidade de materiais ou componentes, bem como as suas distâncias do local da obra, o comprimento da galeria e o prazo, e que poderiam invalidar os resultados pretendidos. Isto poderá ser melhor compreendido, por exemplo, comparando as galerias destinadas à drenagem urbana com as galerias destinadas à drenagem de estradas. Enquanto as primeiras são de comprimento considerável, e comumente apresentam limitações de acesso, as segundas são normalmente curtas e em geral não apresentam essas limitações. Como consequência destas ponderações deduz-se que, para mesma abertura e mesma altura de cobrimento, galerias destinadas à drenagem urbana ou à drenagem de estradas podem ser executadas judiciosamente com sistemas construtivos totalmente distintos.

Embora se devam considerar essas ressalvas, uma primeira indicação para a utilização do sistema construtivo proposto, em função da abertura, será fornecida de forma um pouco mais conclusiva do que a apresentada no capítulo 5:

1. Para galerias em linha simples, de abertura compatível com a dos tubos de concreto encontrados comercialmente, dispondo-se de equipamentos de elevação e transporte, o sistema construtivo proposto não deverá ser, em princípio, vantajoso.

2. Nas situações em que a abertura requerida é maior que a definida anteriormente, é indicada a utilização de galeria de argamassa armada com seção transversal em falsa ferradura, com parede lisa, armada com tela soldada, totalmente pré-moldada ou parcialmente pré-moldada com a concretagem da base no local. Esta última alternativa pode ser executada assentando a galeria já montada ou fazendo a sua montagem no local da implantação, dependendo do equipamento para a colocação e das condições de transporte. Para estas situações poderão ser atingidos, em princípio, os maiores

diâmetros que se obtêm com as galerias metálicas, que são da ordem de 7 metros.

3. Quando o peso dos elementos ou condicionantes de natureza topográfica inviabilizarem a alternativa anterior, é indicada a utilização de galeria de argamassa armada com seção transversal em arco, com parede corrugada, sendo os elementos pré-moldados de seção transversal trapezoidal ou composta, com eixo reto, armados com tela soldada, com montagem da estrutura no local da obra, com concretagem adicional, como indicado na figura 5.5, ou não. Nestes casos também poderão ser atingidos, em princípio, valores da abertura conseguidos com as galerias metálicas, que são da ordem de 12 metros, ou até mais.

Essas indicações são para a escolha da melhor alternativa dentre as que estão englobadas no sistema construtivo proposto, e que deve ser considerada como uma alternativa que se soma às outras que são correntemente empregadas. A escolha do sistema construtivo mais indicado para a execução de uma galeria deve ser feita sempre a partir do confronto das alternativas tecnicamente viáveis para a situação em questão. Esta escolha deverá sempre estar fundamentada na análise dos aspectos estruturais, hidráulicos, de durabilidade, e principalmente construtivos, como já foi comentado no início do trabalho e ao longo de todo o qual se procurou transmitir a importância desta abordagem integrada, principalmente no desenvolvimento do capítulo 7.

Como o cobrimento da armadura utilizado na argamassa armada é pequeno, em comparação com o normalmente empregado no concreto armado, cabem aqui algumas considerações quanto ao relacionamento deste parâmetro com o fenômeno da corrosão das armaduras, visto que existem algumas construções em argamassa armada com este tipo de problema.

A inspeção preliminar de parte destas construções existentes revelou que várias regiões das peças não apresentassem cobrimento ou ele é muito menor que o previsto. Também se constatou nestes casos o emprego de aditivos à base

de cloreto de cálcio, que é possivelmente o fator mais importante para a ocorrência dos problemas.

A fixação de um valor para o cobrimento da armadura que assegure a sua proteção está vinculada à profundidade atingida pela carbonatação da argamassa, cujo valor depende de sua qualidade. Quanto mais rica em cimento e quanto mais densa for a argamassa menor será a profundidade da carbonatação. Estas qualidades devem ser sempre observadas na utilização da argamassa armada. Embora não se tenham conhecimentos precisos sobre a profundidade da carbonatação, as poucas informações indicam que cobrimento mínimo de 5mm é suficiente para argamassas ricas em cimento e bem adensadas, em meio não agressivo. Para que seja garantido um cobrimento mínimo de 5mm é recomendado que se empregue um cobrimento nominal da ordem de 7mm na utilização do sistema construtivo proposto, que foi o valor indicado para a execução da argamassa armada para a construção do trecho experimental, desenvolvido no capítulo anterior.

Dois fatores fundamentais concorrem para a viabilização e difusão do sistema construtivo proposto. O primeiro, e mais importante, é a conscientização, por parte dos construtores e dos órgãos fiscalizadores, de que a execução cuidadosa da base da galeria e do reaterro lateral não aumentam o custo da obra; ao contrário, a garantia de que a execução será de acordo com níveis judiciosamente estabelecidos resultará em economia da obra. O segundo fator é que a análise estrutural considerando a interação solo-revestimento, de forma razoavelmente precisa, se torne mais acessível para ser empregada correntemente na elaboração de projetos deste tipo de construção. Para isto, é necessário um melhor conhecimento das características dos materiais, tanto o de revestimento quanto do solo, o que deverá ser alcançado mediante ensaios de caracterização das propriedades mecânicas desses materiais.

Pretende-se dar prosseguimento ao trabalho com a construção do trecho experimental, cujos estudos foram

apresentados no capítulo 7. Nesta construção deverão ser feitos ensaios de caracterização dos materiais empregados, o solo e a argamassa armada, e auscultação da estrutura, medindo-se as pressões de contacto solo-revestimento, os deslocamentos e as deformações. Os resultados obtidos deverão ser comparados com valores determinados mediante modelos matemáticos. Também se procurará avaliar melhor o processo produtivo, com a quantificação dos custos e a apropriação da tecnologia empregada.

Pretende-se também, dentro do Grupo São Carlos, no qual o autor está integrado, dar continuidade ao estudo da argamassa armada, principalmente a pouco armada e de cobrimento um pouco maior que o empregado usualmente, como a utilizada na alternativa proposta para a execução do trecho experimental, apresentada no capítulo 7, e de sua aplicação na construção de infra-estrutura urbana, como reservatórios, canais, muros de arrimo e pontilhões.

Salienta-se que, para dar continuidade à pesquisa como está proposta, devido à quantidade de trabalho e à sua diversificação, pretende-se executar essa tarefa em conjunto com outros pesquisadores das áreas de geotecnia, dos métodos numéricos e de instrumentação, principalmente a nível de co-orientação.

Finalizando, espera-se que o trabalho, correspondendo ao seu título, tenha apresentado uma contribuição para a elaboração do projeto de galerias enterradas.

BIBLIOGRAFIA

- 1 - AADNESEN, L. & HUSEVAAG, E. Standard prefabricated culverts and bridges in Norway. Nordisk Betong, 26: 175-78, 1982.
- 2 - ABDELHAFES, A.M.; KHAIDUKOV, G.; KACHANOVKSY, E. Studies of diagonal section strength of thin-walled (folded plate units) reinforced with welded meshes. In IASS SYMPOSIUM ON FOLDED PLATES AND PRISMATIC STRUCTURES, Vienna, Sept-Oct. 1970.
- 3 - ALLDOOD, J.R. The behaviour of shallow-buried cylinders. SYMP. ON SOIL STRUCTURE INTERACTION, Univ. of Arizona, 1964. p. 189-210. Proceedings.
- 4 - ALLGOOD, J.R. & CIANI, J.B. The influence of soil modulus on the behaviour of cylinders in sand. Highway Research Record, 249, 1968.
- 5 - AHLVIN, R.G. Rigid pipe under heavy wheed loads. Civil Engineering. ASCE :62-3, mar. 1962.
- 6 - AHLVIN, R.G. Effects of heavy-load traffic on a shallow-buried flexible pipe. Highway Research Board. 39: 372-84, 1960.
- 7 - AHMED, S.; McMIKIE, R.W.; BRASSOW, C.L. Soil-pipe interaction and pipeline design. Transportation Engineering. ASCE, 107: 45-58, Jan. 1981
- 8 - AMARAL, N.A. Construções de concreto I: (notas de aula). São Paulo, Gremio Politécnico, 1969. v.2.

- 9 - AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. Concrete pipe design manual. Arlington, 1970.
- 10- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. Manual de instalação de tubos de concreto. Trad. de Premoldados Star. São Paulo, 1975. 52 p.
- 11- AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. Significance of cracks in concrete pipe. C.P. Info. [Arlington, s.d.].
- 12- AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. Handbook of steel drainage & highway construction products. Washington, 1971.
- 13- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. c 76-41: Especificações para tubos de concreto armado para bueiros. In: ESCOREL, F.J. Tubos de concreto. Boletim ABCP (56), 1949.
- 14- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. c 361M-78. Standard specification for reinforced concrete low-head pressure pipe. Philadelphia, 1981.
- 15- ANAND, S.C. Stresses distribution around shallow buried rigid pipes. Journal of the Structural Division. ASCE, 100 (1): 161-74, Jan. 1974.
- 16- ANGELO CINTRA, J.C. Carregamento lateral em estacas. São Carlos, EESC-USP, 1983.
- 17- ARMCO STEEL. Drainage and construction aids. Catalog MP-1674. Middletown, ARMCO STEEL, 1975.
- 18- ARMCO STEEL. Manual de drenaje y productos de construcción. Middletown, ARMCO STEEL, 1958.
- 19- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. EB-6/43 Tubos de concreto simples de seção circular. [Rio de Janeiro], 1943.
- 20- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. EB-103/57 Tubos de concreto armado de seção circular. [Rio de Janeiro], 1957.

- 21 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. MB-113 R: método de ensaio, dos três cutelos, para compressão diametral de tubos de concreto armado. [Rio de Janeiro, s.d.].
- 22 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. MB-227/59 Ensaio de absorção de água em tubos de concreto armado. [Rio de Janeiro], 1959 .
- 23 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. MB-228/59 Ensaio de permeabilidade em tubos de concreto armado. [Rio de Janeiro], 1959.
- 24 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB-1/78: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978.
- 25 - ATHAYDE, A.C. Estudos sobre argamassa armada. São Carlos, EESC-USP, 1977. 118 p. Dissertação de Mestrado.
- 26 - AZEVEDO NETTO, J.M. de. Manual de hidráulica. 4.ed. São Paulo, E. Blücher, 1966.
- 27 - BABCOCK, D.P. Simplified design method for reinforced concrete pipe under earth fills. Highway Research Board, 35: 210-221, 1956. Proceedings.
- 28 - BAYKOV, V.N. & SIGALOV, E.E. Estructuras de hormigon armado. Moscow, Mir, 1980.
- 29 - BEAL, D.B. Field test of long-span aluminum culvert. Journal of the Geotechnical Engineering. ASCE, 108: 873-90, Jun. 1982.
- 30 - BREITFUSS, T.K. Evaluating four type of soil-structure conduit systems. CONCRETE PIPE AND THE SOIL-STRUCTURE SYSTEM. ASTM STP 630. American Society for Testing and Material, 1977. p. 48-65. Proceedings.
- 31 - BROCKENBROUGH, R.L. Influence of wall stiffness on corrugated metal culvert design. Highway Research Record, 56, 1964.

- 32 - BROWN, C.D.; GREEN, D.R.; PAWSEY, S. Flexible culverts under high fills. Journal of the Structural Division. ASCE, 94 (4): 905-17, Apr. 1968.
- 33 - BUENO, B.S. Análise pelo método dos elementos finitos, do comportamento de uma galeria sob uma barragem de terra com fundação compressível. São Carlos, EESC-USP, 1979. Dissertação de Mestrado.
- 34 - BULSON, P.S. Buried tubes under surface pressure. SYMP. ON SOIL STRUCTURE INTERACTION, Univ. of Arizona, 1964. p. 211-238. Proceedings.
- 35 - BURNS, J.Q. & RICHARD, R.M. Attenuation of stresses for buried cylinders. SYMP. ON SOIL STRUCTURE INTERACTION, Univ. of Arizona, 1964. p. 278-392. Proceedings.
- 36 - CANTANHEDE, H.C.W. & MOURTHÉ, P.M. Drenagem pluvial em bacias urbanas - II. Saneamento, Rio de Janeiro, 51 (1-2): 34-41, Jan/Jun, 1977.
- 37 - CANTANHEDE, H.C.W. & MOURTHÉ, P.M. Drenagem pluvial em bacias urbanas - II: projeto estrutural - conclusões. Saneamento, Rio de Janeiro, 52 (1-2): 12-43, Jan/Jun, 1978.
- 38 - CARVAJAL, C.C. Formulario para el uso de tuberías de hormigón en conducciones de agua. Barcelona, Materiales y Tubos Bonna, 1958.
- 39 - CARVALHO FILHO, A. Procedimento para instalação de tubulações flexíveis enterradas. São Paulo, Ocfibras, 1978. 35 p.
- 40 - CASTANHO, J.L.B.A. Flexão normal em secções transversais de peças de concreto protendido. São Paulo, Escritório Técnico J.C. de Figueiredo Ferraz, 1972. [Tese de Doutorado apresentada à EPUSP].
- 41 - CATES, W.H. Design of flexible steel pipe under external loads. Journal of the Pipeline Division. ASCE, 90 (1): 21-31, Jan., 1964.

- 42 - CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION. Concrete pipes and conduits. 2.ed. London, [s.d.], 28 p.
- 43 - CHOW, V.T. Open-channel hydraulics. Tokyo, McGraw-Hill; Kogakusha, 1959.
- 44 - DAVIS, R.E. & BACHER, A.E. California's culvert research program - description, current status, and observed peripheral pressures. Highway Research Record, 249, 1968.
- 45 - DAVIS, R.E. & BACHER, A.E. Concrete arch culvert behaviour - phase 2. Journal of the Structural Division. ASCE, 98 (11): 2329-350, Nov., 1972.
- 46 - DAVIS, R.E.; BACHER, A.E.; OBERMULLER, J.C. Concrete pipe culvert behaviour - part 1. Journal of the Structural Division. ASCE, 100 (3): 599-614. Mar., 1974.
- 47 - DAVIS, R.E.; NIX, H.D.; BACHER, A.E. Arch culvert research - phase 3. Journal of Structural Division, ASCE, 105: 739-749, Apr. 1979.
- 48 - DEEN, R.C. & HAVENS, J.H. Some effects of fabrications practices on strength characteristics of reinforced concrete culvert pipe. Highway Research Record, 56, 1964.
- 49 - DONNELLAN, B.A. The response of buried cylinders to quasi-static overpressures. SYMP. ON SOIL STRUCTURE INTERACTION, Univ. of Arizona, 1964. p. 449-463. **Proceedings**.
- 50 - DOYLE, J.M. & CHU, S.L. Plastic design of flexible conduits. Journal of the Structural Division. ASCE 94 (4): 905-17, Apr., 1968.
- 51 - DUNCAN, J.M. Soil-culvert interaction method for design of metal culverts. Transportation Research Record, (678): 53-59, 1978.
- 52 - DUTRUEL, F. Pose de canalisations en béton manufacturé sous remblais de grande hauteur. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, (90): 71-80, Jui./Août. 1977.

- 53 - ESCOREL, F.J. Tubos de concreto. Boletim ABCP (56), 1949.
- 54 - FEDER, G. Design of soil surrounded flexible pressure pipes by theory of second order stresses. Bulletin of the International Association for Shell and Spatial Structures, (59): 53-59, Dec. 1975.
- 55 - FERREIRA, P. Critérios de dimensionamento de tubulações flexíveis - caso dos condutos de adução. Revista DAE, (129): 14-44, Jun., 1982.
- 56 - FERROCEMENT: applications in developing countries. Washington, D.C., National Academy of Sciences, 1973.
- 57 - FOLQUE, J. Nota sobre solicitações em condutas enterradas: o caso concreto de Lisboa. Lisboa, LNEC, 1954. 10 p.
- 58 - FORTIER, C.E. Cast-in-place concrete pipe cuts time and cost. Civil Engineering, ASCE: 65-67, Dec., 1961.
- 59 - FRAENKEL, B.B. Engenharia rodoviária. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1980.
- 60 - FUSCO, P.B. Estruturas de concreto: solicitações normais. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1981.
- 61 - GERE, J.M. & WEAVER, W. Analysis of framed structures. New York, Van Nostrand Reinhold, 1965.
- 62 - GRATTESAT, G. Concepcion de puentes: tratado general. Barcelona, Técnicos Asociados, 1981.
- 63 - GREKOW, A. et alii. Formulario del ingeniero. Bilbao, Urmo, 1971.
- 64 - GUERRIN, A. & DANIEL, G. Traité de béton armé. (s.l.p.). Dunod, 1969. V.8.
- 65 - GUMBEL, J.E. & WILSON, J. Interactive design of buried flexible pipes - a fresh approach from basic principles. Ground Engineering, 14 (4), May, 1981.

- 66 - HANNA, M.M. Stresses in circular pipes buried in open cuts. Institute Civil Engineering. London, 26: 587-98, Dec. 1963.
- 67 - HANAI, J.B. de. Construções de argamassa armada: situação, perspectivas e pesquisas. São Carlos, EESC-USP, 1981. 370 p. Tese de doutorado.
- 68 - HEGER, F.J. & LONG, K.N. Structural design of precast concrete box sections for zero to deep earth cover conditions and surface wheel loads. CONCRETE PIPE AND THE SOIL-STRUCTURE SYSTEM. ASTM STP 630. American Society for Testing and Materials, 1977. p. 3-16. Proceedings.
- 69 - HENDRICKSON, J.G. Experience with shear reinforcement in reinforced concrete pipe. Highway Research Board. 39: 385-388, 1960. Proceedings.
- 70 - HÖEG, K. Stresses against under ground structural cylinders. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE., 94: 844-58, Jul., 1969.
- 71 - HORN, D.A. Van. A study of loads on underground structures. SYMP. ON SOIL STRUCTURE INTERACTION, Univ. of Arizona, 1964. p. 256-284. Proceedings.
- 72 - HOWARD, A.K. Modulus of soil reaction values for buried flexible pipe. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE., 33-43, jan. 1977.
- 73 - JOHNSON, A.M. & HESS, J.D. Load testing of no-joint cast-in-place concrete pipe. Highway Research Record, 30, 1963.
- 74 - KATONA, M.G. Analysis of long - Span Culverts by the finite element method. Transportation Research Record, (678): 59-66, 1978.
- 75 - KATONA, M.G. Discussion and application of CANDE computer program to design of reinforced concrete culverts. CONCRETE PIPE AND SOIL-STRUCTURE SYSTEM. ASTM STP 630. American Society for Testing and Materials, 1977. p. 17-40. Proceedings.

- 76 - KHAIDUKOV, G.K. The principle of behaviour and experience of applications of armocement structures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergano, Jul. 22-24, 1981.
- 77 - KOVACH, E.M. Protection of pipelines subject to surcharge loads. Transportation Engineering. ASCE, 108: 540-49, nov. 1982.
- 78 - KRIZEK, R.J. & ATMATZIDIS, D.K. Assessment of soil constitutive models for numerical analysis of buried concrete pipes system. CONCRETE PIPE AND THE SOIL-STRUCTURE SYSTEM. ASTM STP 630. American Society for Testing and Material, 1977. p. 76-90. Proceedings.
- 79 - KRIZEK, R.J. & COROTIS, R.B. Analysis and measurement of soil behaviour around buried concrete pipe. CONCRETE PIPE AND SOIL-STRUCTURE SYSTEM. ASTM STP 630. American Society for Testing and Material, 1977. p. 91-104. Proceedings.
- 80 - KRIZEK, R.J. & McQUADE, P.V. Behaviour of buried concrete pipe. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 104: 815-836, Jul., 1978.
- 81 - KRIZEK, R.J. et alii. Structural analysis and design of pipe culverts. Highway Research Board. Program Report 116, 1971. 155 p.
- 82 - KUDDER, R.J. A simplified design method for buried concret pipe. Dissertation Abstracts Internatio
nal. 39 (8), Feb., 1979.
- 83 - LARSEN, N.G. A practical method for constructing rigid conduits under high fills. Highway Research Board. 41: 273-280, 1962. Proceedings.
- 84 - LEONHARDT, F. Construções de concreto: verificação da capacidade de utilização. Rio de Janeiro, Interciência, 1979. v. 4.

- 85 - LEONHARDT, F. Construções de concreto: Princípios básicos da construção de pontes de concreto. Rio de Janeiro, Interciência, 1979. v. 6.
- 86 - LIMA, R.L.R. Contribuição ao estudo experimental da ruína de estruturas laminares. São Carlos, EESC-USP, 1974. Tese de doutorado.
- 87 - LINGER, D.A. & FERNANDEZ, P. Soil pressure distribution on buried structures. Highway Research Record, 249, 1968.
- 88 - LOVING, M.W. Concrete pipe drainage structures for highways and Railroads. Chicago, American Concrete Pipe Association, 1937.
- 89 - LUONG, M.P. Buried structures-surrounding soil interaction. In: MARTINS, J.B., ed. Numerical methods in geomechanics. [s.l.p.], Reidel Publishing Company, 1982. p. 541-546.
- 90 - LUSCHER, U. & HÖEG, K. The beneficial action of the surrounding soil on the load-carryng capacity of buried tubes. SYMP. ON SOIL STRUCTURE INTERACTION, Univ. of Arizona, 1964. p. 393-402. Proceedings.
- 91 - MACHADO JUNIOR, E.F. Piscinas e reservatórios de argamassa armada. São Carlos, EESC-USP, 1978. Dissertação de mestrado.
- 92 - MAFFEI, C.E.M. Processo construtivo de uma galeria pré-moldada. São Paulo, EPUSC, 1980. Tese de Livre-docência.
- 93 - MARINO, R.L. & RILEY, F. Response of buried structural models to static and dynamic overpressures. SYMP. ON SOIL STRUCTURE INTERACTION, Univ. of Arizona, 1964. p. 464-486. Proceedings.
- 94 - MARTINELLI, D.A.O. Contribuição ao emprego de extensômetros elétricos de resistência no estudo de estruturas. São Carlos, EESC-USP, 1961. Tese de doutorado.

- 95 - MARTINELLI, D.A.O. & DEBS, M.K.E. Galerias de elementos pré-moldados de argamassa armada. São Carlos (s.c.p.), 1984. Relatório apresentado à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo.
- 96 - MARTINELLI, D.A.O. & HANAI, J.B. de. Pontilhões e passarelas de argamassa armada. São Carlos, (s.c.p.), 1979. Plano de pesquisa apresentado à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo.
- 97 - MARTINELLI, D.A.O. & MONTANARI, I. [Projeto de galeria para o córrego Marepe], não publicado.
- 98 - MARTINELLI, D.A.O. & TAKEYA, T. Ruína das ligações laje pilar nas bordas de lajes-cogumelo. São Carlos (s.c.p.), 1974. Relatório parcial apresentado à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo.
- 99 - MARTINELLI, D.A.O. et alii. "Ferro-cimento" Structures by the São Carlos group (Brasil). In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 100- MEYERHOF, G.G. & BAIKIE, L.D. Strength of steel culvert sheets bearing against compacted sand backfill. Highway Research Record, 30, 1963.
- 101- MUNGER, C.G. Sewer corrosion and protective coatings. Civil Engineering. ASCE: 57-9, May, 1960.
- 102- MUELLER, R.L. Probable life of pipe culverts. Engineering News-Records. New York, 155 (12), Sept., 1955.
- 103- NAAMAN, A.E. Ferrocement: an extension of reinforced concrete technology. Concrete International, ACI, 5 (11): 9-11, Nov., 1983.
- 104- NAAMAN, A.E. Performance criteria for ferrocement. Journal of Ferrocement, 9 (2): 75-92, Apr. 1979.
- 105- NAAMAN, A.E. Reinforcing mechanisms in ferrocement. (s.l.p.), Massachusetts Institute of Technology, 1970, 152 p. Tese de mestrado.

- 106- NAAMAN, A.E. & RAMOS, C. Propriedades mecanicas del ferrocemento en traccion, flexion y compression. Boletin IMME, 9 (33/39): 3-50, Jun., 1971.
- 107- NATARAJA, M.S. Redistribution of stresses around a culvert due to compressible backpacking. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., Buenos Aires, 1975. v. 3, p. 95-104.
- 108- NERVI, P.L. Il ferro-cemento; sue caratteristiche e possibilitã. L'Ingegnere, 25 (1): 17-25, gen.1951.
- 109- NERVI, P.L. Structures. (Construire Correttamente). Trad. by Giuseppina and Mario Salvadori. New York, F.W. Dodge, 1956.
- 110- NIELSON, F.D. Modulus of soil reation as determined by the triaxial shear test. Highway Research Record, 185, 1967.
- 111- NIELSON, F.D.; BAHNDHAUSAVEE, C.; YEB, K.S. Determination of modulus of soil reation from standard soil test. Highway Research Record, 284, 1969.
- 112- NIMIR, W.A. Sobre o cálculo de parede-diafragma em valas de metrôs. São Carlos, EESC-USP, 1979. Te se de doutorado.
- 113- PARMELEE, R.A. A new design method for buried concrete pipe. CONCRETE PIPE AND THE SOIL-STRUCTURE SYSTEM, ASTM STP 630. American Society for Testing and Material, 1977. p. 119-130. Proceedings.
- 114- PARMELEE, R.A. A study of soil-structure interaction of buried concrete pipe. CONCRETE PIPE AND THE SOIL-STRUCTURE SYSTEM. ASTM STP 630. American Society for Testing and Materials, 1977. p. 66-75. Proceedings.
- 115- PATEL, K.R. Design of reinforced concrete arch culverts under fill. Journal of the American Concrete Institute, 60 (3): 433-38, Mar. 1963.

- 116 - PAUL, B.K. & PAMA, R.P. Ferrocement. Bangkok, International Ferrocement Information Center, 1978. 149 p.
- 117 - PAWSEY, S. & BROWN, C.B. The modification of the pressures on rigid culverts with fill procedures. Highway Research Record, 249, 1968.
- 118 - PEEKWORTH, H.F. & HENDRICKSON, J.C. Gravity flow reinforced concrete pipe design. Journal of the Pipeline Division. ASCE. 90 (1): 33-48, Jan., 1964.
- 119 - PETRONI, L. Aplicação da argamassa armada na construção de lajes. São Carlos, EESC-USP, [1970]. Tese de doutorado.
- 120 - PETRONI, L. Vigas de argamassa armada. São Carlos, EESC-USP, 1974. 105 p. Tese de livre-docência.
- 121 - PEURIFOY, R.L. Construction planning, equipment, and methods. Tokyo, McGraw-Hill; Kogakusha, 1970.
- 122 - PFEIL, W. Pontes: curso básico. Rio de Janeiro, Campus, 1983.
- 123 - PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Concrete culverts and conduits. Chicago, [s.d.], 54 p.
- 124 - PORTO, R.M. Escoamento em superfície livre - regime permanente. São Carlos, UFSCar, 1983. Notas de aula.
- 125 - POULOS, H.G. Analysis of longitudinal behaviour of buried pipes. In: CONFERENCE ON ANALYSIS AND DESIGN IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. ASCE, Austin, 1974. p. 199-223.
- 126 - RAJAGOPALAN, K. & PARAMESWARAN, V.S. Cracking and ultimate strength characteristics of ferrocement in direct tension and in pure bending. Indian Concrete Journal, 48 (12): 387-395, Dec. 1974.

- 127 - RESEARCH COUNCIL ON PIPELINE CROSSING OF RAILROADS & HIGHWAYS OF THE PIPELINE DIVISION. Development and use of the modpares device: report of the... In: Journal of the Pipeline Division. ASCE, 90 (1): 155-178, Jan., 1964.
- 128 - RESEARCH COUNCIL ON PIPELINE CROSSING OF RAILROADS & HIGHWAYS OF THE PIPELINE DIVISION. Strain-gage analysis for uncased pipeline crossings: report of the... In: Journal of the Pipeline Division. ASCE, 90 (1): 49-81, Jan., 1964.
- 129 - RICARDO, H.S. & CATALANI, G. Manual prático de escavação. São Paulo, McGraw-Hill, 1977.
- 130 - SÃO PAULO (Estado). Departamento de águas e energia elétrica. Drenagem urbana: manual de projeto. São Paulo. DAEE/CETESB, 1980.
- 131 - SCHIEL, F. & MARTINELLI, D.A.O. Argamassas armadas em elementos estruturais. Forum de Engenharia, Técnicas e Equipamentos, 1 (4): 21-29, Jul., 1964.
- 132 - SCHIEL, F.; RACHID, M.; BARREIRO, J.C. Coberturas em argamassa armada. Separata da Revista Acrópole, 31 (368).
- 133 - SELIG, E.T.; LOCKHART, C.W.; LAUTENSLEGER, R.W. Measured performance of Newton Creek culvert. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Set. 1979.
- 134 - SELIG, E.T. et alii. Long-span buried structure design and construction. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Jul. 1978.
- 135 - SHAW, J.A. Understanding the corrosion resistance of concrete pipe. Civil Engineering, ASCE: 39-43. Jun., 1965.
- 136 - SILVA, D.R. da. Instrumentação para ensaio de estruturas: medidas de deformação e deslocamento. São Carlos, EESC-USP, 1977. Não publicado.

- 137 - SILVA, R.S. e. O processo sigma de execução de canais e galerias. Belo Horizonte, Sigma Engenharia, [s.d.].
- 138 - SOUZA PINTO, N.L. et alii. Vazão de dimensionamento de bueiros. Rio de Janeiro, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1975.
- 139 - SPANGLER, M.G. Bedding and backfilling of buried pipe conduits. CONCRETE PIPE AND THE SOIL-STRUCTURE SYSTEM ASTM STP 630. American Society for Testing and Materials, 1977. p. 41-47. Proceedings.
- 140 - SPANGLER, M.G. Factors of safety in the design of buried pipelines. Highway Research Record, 269, 1969.
- 141 - SPANGLER, M.G. Culverts and conduits. In: LEONARDS, G.A., ed. Foundation engineering, New York, McGraw-Hill, 1962. Chapter 11, p. 965-999.
- 142 - SPANGLER, M.G. Protection of underground structures by arch action associated with the imperfect ditch method of construction. SYMP. ON SOIL STRUCTURE INTERACTION, Univ. of Arizona, 1964. p. 531-546. Proceedings.
- 143 - SPANGLER, M.G. Soil engineering. Scranton, International Textbook, 1951.
- 144 - SPANGLER, M.G. Discussion of. DEEN, R.C. & HAVEMS, J.H. Some effects of fabrications practices on strength characteristics of reinforced concrete culvert pipe. Highway Research Record, 56, 1964.
- 145 - STANCATI, G. Estudo dos parâmetros hiperbólicos da curva tensão-deformação de solos compactados. São Carlos, EESC-USP, 1978. Dissertação de mestrado.
- 146 - STEKELENBURG, P.J.V.; MATHEWS, M.S.; WALRAVEN, J.C. Development of a semi cylindrical roofing system in ferrocement. Delft, Delft University of Technology, [s.d.] Report 5-78-11.

- 147 - SURYA KUMAR, G.V. & SHARMA, P.C. An investigation of the ultimate and first crack strengths of ferrocement in flexure. Roorke, U.P., Structural Engineering Research Centre, 1976. p. 2-7.
- 148 - SWANSON, H.V. & REED, M.D. Structural characteristics of reinforced concrete elliptical sewer and culvert pipe. Highway Research Record, 56, 1964.
- 149 - SZÉCHY, K. The art of tunnelling. Budapest, Akademia Kiadó, 1967.
- 150 - TEIXEIRA, A.H. Apontamentos sobre condutos enterrados. São Carlos, EESC-USP, [s.d.]. Notas de aula.
- 151 - TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. New York, John Wiley & Sons, 1942.
- 152 - TROTT, J.J. et alii. The role of full-scale test pits in buried pipeline research. Pipes & Pipelines International: 11-15. Dec. 1977.
- 153 - TSCHEBOTARIOFF, G.P. Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra. São Paulo, McGraw-Hill, 1978.
- 154 - VARGAS, M. Introdução à mecânica dos solos. São Paulo, McGraw-Hill; Ed. da Universidade de São Paulo, 1977.
- 155 - VALENTINE, H.E. Structural performance and load reaction patterns of flexible aluminum culvert. Highway Research Record, 56, 1964.
- 156 - VENKATESULU, G.; KUMAR, P.; SHARMA, R.S. Economic design of medium and minor highway bridges-3. Indian Concrete Journal: 39-42, Feb., 1980.
- 157 - VENTURINI, W.S. Boundary element method in geomechanics. In: BREBBIA, C.A., ed. & ORSZAG, S.A., ed. Lecture notes in engineering. Berlin, Springer-Verlag, 1983.

- 158 - VILAGUT, F. Prefabricados de hormigon. Barcelona, Gustavo Gilli, 1975. p. 851-929.
- 159 - WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION. Projeto e construção de esgotos sanitários e pluviais. Trad. por Cícero Green. Washington, 1959.
- 160 - WATKINS, R.K. Buried structures. In: WINTERKORN, H.F. & FANG, H.Y. ed. Foundation engineering handbook. New York, Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 649-672.
- 161 - WATKINS, R.K. Failure conditions of flexible culverts embedded in soil. Highway Research Board, 39: 361-371. Proceedings.
- 162 - WATKINS, R.K. Pipeline economy through design of backfill. Journal of the Pipeline Division: 45-57, Nov. 1967.
- 163 - WATKINS, R.K. Structural design trends in buried flexible conduits. SYMP. ON SOIL STRUCTURE INTERACTION, Univ. of Arizona, 1964. p. 246-255. Proceedings.
- 164 - WATKINS, R.K. & SPANGLER, M.G. Some characteristics of the modulus of passive resistance of soil: a study in similitude. Highway Research Board, 37:576-583, 1958. Proceedings.
- 165 - WENZEL, T.H. The design and response of circular concrete pipe. Dissertation Abstracts International, 36 (11), May., 1976.
- 166 - WENZEL, T.H. & PARMELEE, R.A. Computer-aided structural analysis and design of concrete pipe. CONCRETE PIPE AND SOIL-STRUCTURE SYSTEM. ASTM STP 630. American Society for Testing and Material, 1977. p. 105-118. Proceedings.
- 167 - WHITE, H.L. Largest metal culvert designed by ring compression theory. Civil Engineering, ASCE, 31 (1): 53-55, Jan., 1961.

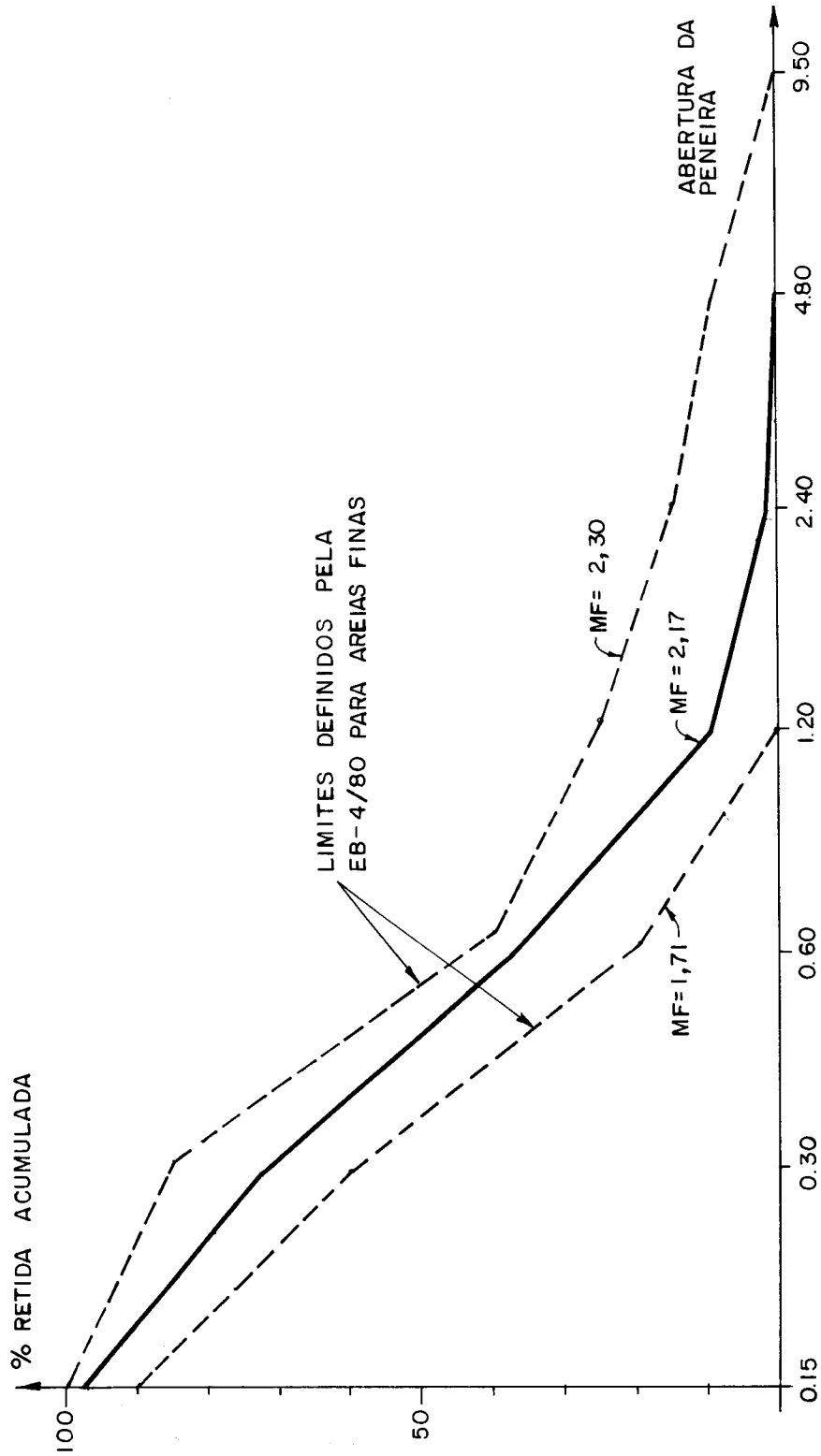
- 168 - WHITE, H.L. & LAYER, J.P. The corrugated metal conduit as a compression ring. Highway Research Board, 39: 389-397, 1960. Proceedings.
- 169 - WINDELS, R. Spannungstheorie zweiter ordnung für den Teilweise gebetteten Kreisring. Die Bautechnik: 265-274, Aug., 1966.

APÊNDICE I

CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Curva granulométrica da areia	I-2
Características mecânicas dos aços	I-3
Características mecânicas das argamassas	I-4

CURVA GRANULOMÉTRICA DA AREIA



CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS AÇOS

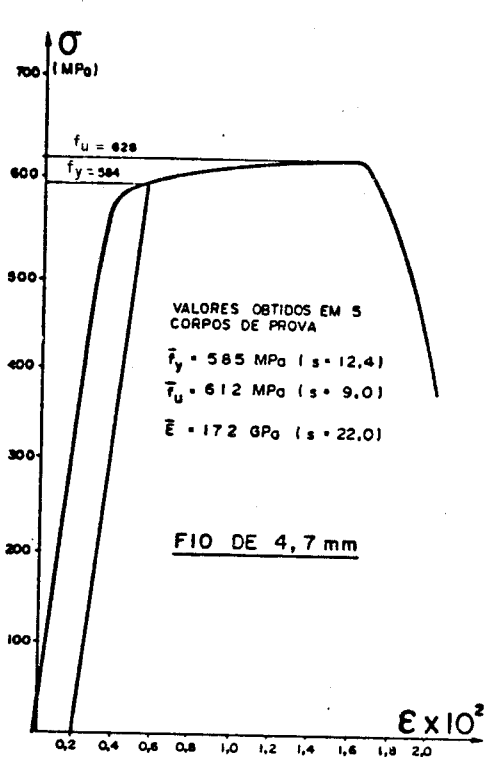


DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TÍPICO DO FIO 4,7 mm.

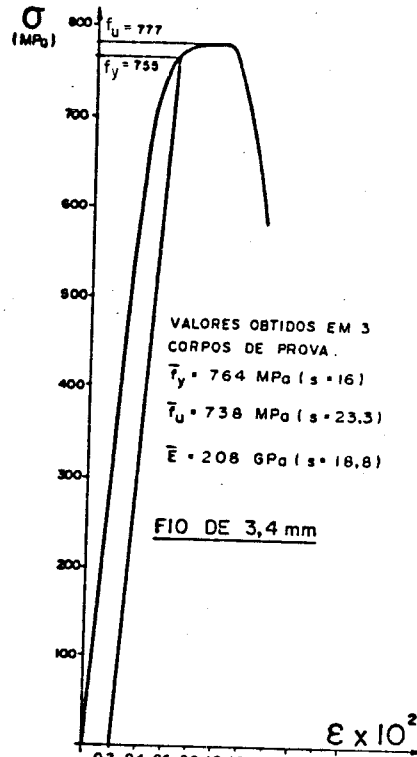


DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TÍPICO DO FIO 3,4 mm.

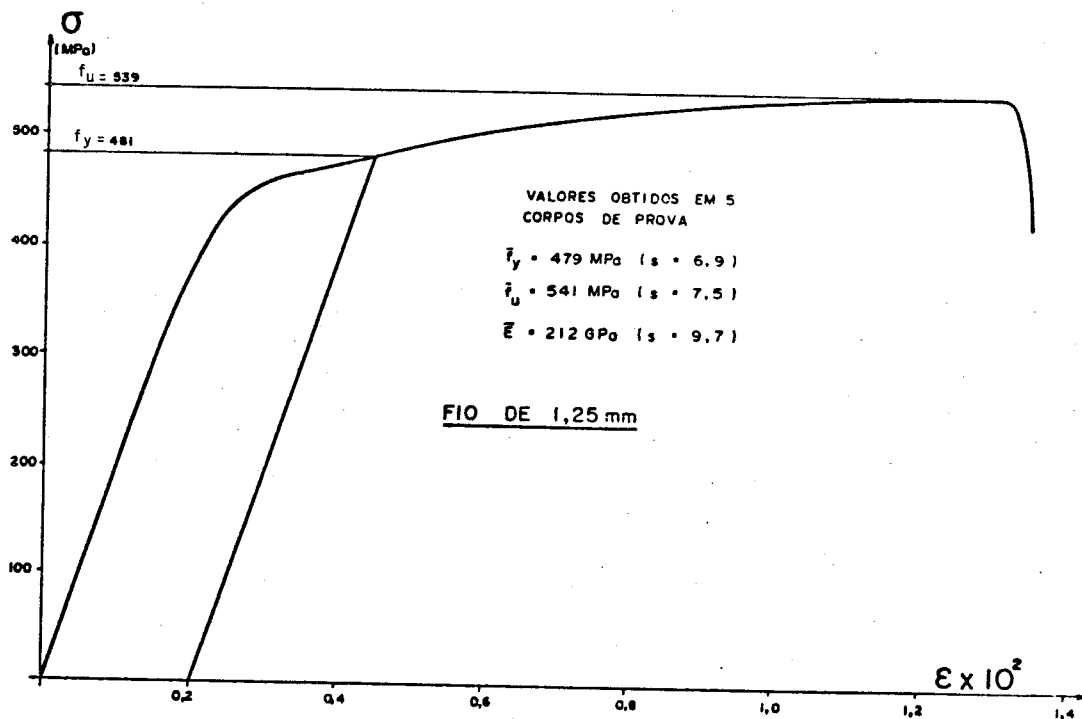


DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TÍPICO DO FIO 1,25 mm

CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS ARGAMASSAS																
MODELO/SÉRIE	f_{c3} (MPa)	f_{c7} (MPa)	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_{cj} (MPa)	f_{tj} (MPa)	E_{co} (GPa)	$\sigma=f(\epsilon)$ (GPa)								
Modelo experimental 1	32,9	2	43,4	3	j=104 46,2	j=104 4,75	j=104 35,4	-5,57	35,4 0,249							
Modelo experimental 2	21,3	4 3,18 0,15	20,4	12 3,46 0,17	35,4	6 5,75 0,16	3,68	0,37	42,2	6,77 0,16	j=83 6	j=28 6	-8,43	33,9	2,45 0,07	33,9 -0,315
Modelo experimental 3	25,9	4 1,60 0,06	4 0,73 0,03	4 41,6	4 1,78 0,04	-	j=58 46,0	6 2,82 0,06	j=58 3,82	6 0,40 0,11	j=28 27,1	6 1,48 0,05	-4,44	27,1	1,200	1,200
Emenda por parafuso (EE-1)	26,1	4 1,0 0,04	4 1,59 0,04	4 47,7	4 4,07 0,09	-	j=37 49,2	6 3,46 0,07	j=37 4,22	6 0,26 0,06	j=28 36,3	2 - -	-8,16	36,3	-0,360	-0,360
Emenda por laço (EE-2)	36,8	4 1,31 0,04	4 6,06 0,16	4 52,6	4 1,08 0,02	-	j=37 57,1	6 2,6 0,05	j=37 3,79	6 0,78 0,21	j=20 35,6	2 - -	-6,04	35,6	-0,291	-0,291
Emenda por laço-argamassa da emenda	17,4	4 2,73 0,16	-	-	-	-	j=15 32,6	6 3,52 0,11	j=15 2,80	6 0,14 0,05	-	-	-	-	-	-
Emenda por solda (EE-3)	33,0	4 1,43 0,04	4 37,8	10 1,57 0,04	57,1	6 3,32 0,07	3,88	0,31	-	-	j=28 33,1	2 - -	-5,47	33,1	0,082	0,082
Caracterização: flexão (MTQ)	19,5	4 2,59 0,13	4 25,6	10 2,23 0,09	32,4	6 2,32 0,07	2,47	0,91	-	-	j=28 28,7	4 2,31 0,08	-6,72	28,7	0,107	0,107
Caracterização: flexão (MOFI)	27,7	2 - -	2 38,2	10 - -	41,3	6 5,68 0,14	2,78	0,40	-	-	j=28 32,6	4 1,12 0,03	-6,03	32,6	0,126	0,126
Caracterização: tração (MTQ)	31,2	4 0,14 0,01	4 40,8	10 2,46 0,06	54,3	6 2,74 0,05	4,13	0,41	-	-	j=28 35,8	4 0,72 0,02	-6,01	35,9	-0,401	-0,401
Caracterização: compressão (MCA)	23,3	4 1,70 0,07	4 34,0	10 0,66 0,02	47,2	6 4,29 0,09	3,16	0,31	-	-	j=28 32,5	4 1,38 0,04	-5,90	32,5	0,363	0,363
Caracterização: compressão (MC)	21,6	4 0,66 0,03	4 29,4	10 1,32 0,05	41,7	6 1,16 0,03	2,84	0,60	-	-	28,1	4 0,56 0,02	-4,68	28,1	0,15	0,15
MÉDIA	28,6		32,7		43,6		3,28		-	-	31,8		-	-		

j	n
\bar{f}	s
	δ

j IDADE EM DIAS
n NÚMERO DE CORPOS DE PROVA
s DESVIO PADRÃO
 δ COEFICIENTE DE VARIAÇÃO
 \bar{f} VALOR MÉDIO

a
b
c

$$\sigma = a\epsilon^2 + b\epsilon + c$$