

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

**Construções de Argamassa Armada:
Situação, Perspectivas e Pesquisas**

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

JOÃO BENTO DE HANAI



SÃO CARLOS, DEZEMBRO DE 1981

Class. TESI
Pia
Cutt. H 194c
.....
.....
Tempo 294/93-SET

CONSTRUÇÕES DE ARGAMASSA ARMADA:
SITUAÇÃO, PERSPECTIVAS E PESQUISAS

JOÃO BENTO DE HANAI

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

Orientador: DANTE A.O. MARTINELLI

COMISSÃO EXAMINADORA

SUPLENTES

PROF. R.L.A. BARBATO
PROF. L.G. DE CASTRO LIMA
PROF. J.H. ALBIERO
PROF. J.L.B.A. CASTANHO

PROF. D.A.O. MARTINELLI
PROF. I. MONTANARI
PROF. L. PETRONI
PROF. A.F. MARGARIDO
PROF. W.M. DE CAMARGO

SÃO CARLOS, DEZEMBRO DE 1981

AGRADECIMENTOS

Como registrar os meus agradecimentos a tantas pessoas, pela sua contribuição tão variada, no círculo de amigos, no ambiente de trabalho, na família, nas instituições? É difícil avaliar como o apoio técnico, a orientação, o estímulo, as discussões esparsas, o apoio financeiro, a assunção prestativa, e silenciosa, de alguns dos meus encargos, e sobretudo, a amizade, tiveram a sua influência no presente trabalho.

Agradeço, pois, de maneira geral, a todos que direta ou indiretamente contribuíram na realização deste trabalho:

- à equipe de técnicos do Laboratório de Estruturas e aos funcionários da administração do Departamento de Estruturas da EESC;
- aos funcionários do Departamento de Engenharia de Produção da Universidade Federal de São Carlos;
- aos colegas da USP e da UFSCar;
- à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo;
- ao meu orientador;
- aos meus familiares, e especialmente, ao meu pai, "in memoriam".

RESUMO

Apresentam-se neste trabalho, uma revisão crítica dos estudos efetuados sobre as características de desempenho da argamassa armada ("ferrocement") e sua aplicação em construções, a nível internacional e nacional; as perspectivas de desenvolvimento no Brasil, e as diretrizes para o estabelecimento de pesquisas, a serem desenvolvidas no âmbito universitário; apresentam-se também os resultados obtidos pelo autor em pesquisas específicas, sobre reservatórios com parede ondulada, destinados ao armazenamento de líquidos, e sobre pontilhões rodoviários e passarelas para pedestres, onde se empregam elementos pré-moldados de argamassa armada. Descrevem-se os critérios de cálculo e o processo de construção utilizados na execução de um reservatório com parede ondulada, com capacidade de 2.700m^3 , e de outros dois, com 900m^3 cada; descrevem-se e apresentam-se resultados de ensaios efetuados sobre um modelo de viga de ponte, no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

ABSTRACT

Based on a critical review of current knowledge of ferrocement performance characteristics and applications, both in Brazil and worldwide, the thesis analyses and argues the need for programmed research in accelerating its applications and use.

The requirements for clear research policy in this area are established and suggestions presented for the content of this policy in Brazil.

Within this perspective, research results are presented on the use of ferrocement elements in undulated wall reservoirs and small road and pedestrian bridges. In the first, calculation criteria and construction methods are presented for ground reservoirs of 2,700 and 900 cubic meter. In the second, results are presented of laboratory tests on an experimental bridge beam.

CONTEÚDO

Capítulo 1 - A ARGAMASSA ARMADA E SUAS APLICAÇÕES PELO MUNDO. OBJETIVOS

INTRODUÇÃO	1-1
1.1 - Histórico	1-2
1.2 - A argamassa armada, após a retomada de Nervi	1-4
1.3 - Aplicações e estudos realizados pelo "Grupo de São Carlos"	1-28
1.4 - Considerações sobre a definição da argamassa armada	1-46
1.5 - Objetivos do presente trabalho	1-50

Capítulo 2 - MATERIAIS

INTRODUÇÃO	2-1
2.1 - Argamassa	2-1
2.2 - Armaduras	2-9
2.3 - Materiais complementares	2-15

Capítulo 3 - TÉCNICAS DE CONSTRUÇÃO

INTRODUÇÃO	3-1
3.1 - Preparação do canteiro de obras	3-2
3.2 - Preparação das fôrmas	3-2
3.3 - Preparação e montagem das armaduras ..	3-5
3.4 - Equipamentos para mistura da argamassa e moldagem	3-11
3.5 - Moldagem	3-14
3.6 - Cura	3-17
3.7 - Conformação pós-moldagem	3-17
3.8 - Montagem de componentes estruturais ..	3-20
3.9 - Proteção superficial	3-21

Capítulo 4 - DESEMPENHO

INTRODUÇÃO	4-1
4.1 - Critérios de avaliação	4-2
4.2 - Notação e principais parâmetros de ava liação	4-2
4.3 - Aspectos sobre a mecânica de fratura da argamassa e o efeito da armadura na limitação da propagação de fissuras ..	4-6
4.4 - Tração simples	4-10
4.5 - Compressão simples	4-25
4.6 - Flexão	4-29
4.7 - Cisalhamento e torção	4-49
4.8 - Fadiga	4-54
4.9 - Impacto	4-59
4.10 - Durabilidade	4-61

Capítulo 5 - PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO E NECESSIDA- DES DE PESQUISA

INTRODUÇÃO	5-1
------------------	-----

5.1 - Análise retrospectiva da atuação do "Grupo de São Carlos"	5-2
5.2 - Estratégia geral	5-3
5.3 - Análise dos materiais constituintes ..	5-4
5.4 - Análise das características de desempenho	5-8
5.5 - Análise das aplicações potenciais	5-24
5.6 - O papel do ensino de graduação e de pós-graduação	5-36
5.7 - Centro de Informação e Documentação ..	5-37
 Capítulo 6 - RESERVATÓRIOS COM PAREDE ONDULADA	
INTRODUÇÃO	6-1
6.1 - Antecedentes	6-2
6.2 - Cálculo aproximado da parede ondulada.	6-6
6.3 - Os reservatórios de São Carlos e Americana, SP	6-10
6.4 - Desenvolvimento	6-28
 Capítulo 7 - PONTILHÕES E PASSARELAS	
INTRODUÇÃO	7-1
7.1 - Antecedentes	7-1
7.2 - Projeto da ponte experimental	7-2
7.3 - Análise experimental: objetivos e programação	7-18
7.4 - Projeto de instrumentação	7-21
7.5 - Construção do modelo de viga pré-moldada	7-33
7.6 - Construção do elemento de compensação de temperatura	7-48
7.7 - Execução da laje colaborante	7-49
7.8 - Equipamentos utilizados nos ensaios ..	7-50
7.9 - Ensaios dos materiais utilizados	7-51

7.10 - Ensaio e outras medições efetuadas sobre a viga pré-moldada	7-62
7.11 - Ensaio e outras medições efetuadas sobre a viga ampliada	7-74
7.12 - Conclusões parciais	7-90
7.13 - Continuidade da pesquisa	7-100
Capítulo 8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	8-1
BIBLIOGRAFIA	B-1

CAPÍTULO 1

A ARGAMASSA ARMADA E SUAS APLICAÇÕES PELO MUNDO. OBJETIVOS

Argamassa armada é um material que pode ser visto como tipo particular de concreto armado, composto por armadura finamente subdividida e distribuída em argamassa de cimento e areia, o qual por suas peculiares características de desempenho, constitui classe especial de material, merecendo tratamento à parte daquele normalmente dispensado ao concreto armado.

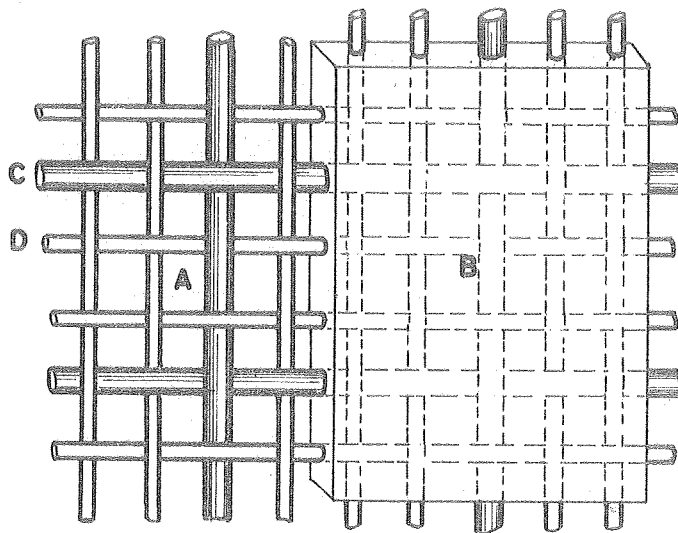
Embora como elementos da armadura "subdividida e distribuída" possam ser empregadas fibras de diversos tipos, como as fibras de vidro, fibras curtas metálicas e fibras orgânicas, estas não serão consideradas neste trabalho, tratando-se apenas das armaduras compostas por fios, telas e barras de aço.

A argamassa armada, também designada por "ferrocímento" no Brasil, recebe internacionalmente as denominações "ferro-cemento" (língua italiana), "ferrocement" (língua inglesa) e "armocimento" (tradução de termo em língua russa).

A seguir, apresenta-se uma retrospectiva histórica do desenvolvimento do material, em termos de aplicações em construções diversas, no mundo, e em particular, no Brasil; mais adiante, efetuam-se considerações complementares sobre a definição da argamassa armada. Finalmente, no item 1.5, descrevem-se os objetivos do presente trabalho.

1.1 - HISTÓRICO

Reconhecido como um dos pais do concreto armado, *Jean-Louis Lambot* (1814-1887) desenvolvia em 1848 na França "um aperfeiçoado material de construção a ser usado como um substituto da madeira em construções navais e arquitetônicas e também para finalidades domésticas onde a umidade deve ser evitada", como definiria nas patentes requeridas em 1856. Era o "ferciment", que descrevia como sendo constituído por "uma rede ou conjunto de arames ou barras metálicas encaixadas ou cimentadas juntas com cimento hidráulico de tal maneira a formar vigas ou pranchas de qualquer tamanho desejado" (fig. 1.1)



A - malha durável C - barra metálica
B - envolvimento com cimento D - tela de ferro

FIG. 1.1 - REPRODUÇÃO PARCIAL DOS DESENHOS DE LAMBOT.

Sediado em sua fazenda em Miraval, Lambot construiu vasos para plantas, reservatórios de água e, surpreendentemente, pequenos barcos, um dos quais seria exposto na Feira Mundial de Paris em 1855; um desses barcos estaria ainda flutuando no lago da fazenda, cinquenta anos após sua

construção, fato documentado fotograficamente por Gassier de Bastide. Em 1955, dois barcos de Lambot foram resgatados do fundo do pequeno lago, em condições relativamente boas, passando a fazer parte do acervo do Museu de Brignoles. Esses barcos foram construídos com cerca de 3,60m de comprimento e 1,20m de largura máxima, e espessura de casco entre 25mm e 38mm.

Curiosamente, o material desenvolvido por Lambot teria ascendência direta sobre a moderna argamassa armada, como se pode observar na fac-simile da patente requerida para o "ferciment" mostrada por Jackson¹⁰⁸; contudo, seu emprego conforme a concepção original ficaria restrito a exemplos esparsos de construção de barcos distribuídos ao longo de quase cem anos, até a efetivação da contribuição marcante de Nervi, a partir de 1943, sem a qual possivelmente boa parte da potencialidade de aplicação do material estaria ainda esquecida.

Pier Luigi Nervi (1891~1980), engenheiro italiano, notável projetista e construtor, imprimiria em todas as suas realizações a sua marca arquitetônica, como "resultado direto de considerações estruturais ou construtivas", considerando que "a aparência externa de uma edificação não pode, e não deve ser, nada mais que a expressão visível de uma eficiência estrutural ou uma realidade construtiva".¹⁶¹

Em meio à conturbada situação reinante na Europa durante a Segunda Guerra Mundial, Nervi realizou em 1943 experiências sobre o chamado "ferro-cimento", principalmente com vistas ao seu emprego na construção naval, iniciando nesse ano a construção de três barcos de 150t e um de 400t para a Marinha Italiana, logo em seguida suspensa por causa da guerra.

O "ferro-cimento", assim denominado por Nervi independentemente de Lambot, tinha como base conceitual a constatação da maior alongabilidade do material como decorrência da maior subdivisão e distribuição da armadura metálica na argamassa. Nas suas primeiras experiências, Nervi anali

sava o comportamento de lajes armadas com várias telas de a rame de aço doce, do tipo comumente empregado em forros e em artefatos de cimento, com fios de diâmetro de 0,5mm a 1,5mm e malha de abertura de 1cm e com massa de $0,6 \text{ kg/m}^2$ a $1,5 \text{ kg/m}^2$; a argamassa era constituída por areia e cimento em proporções variando entre 950 kg e 1200 kg por metro cú bico de areia. Nervi obtinha assim lajes de pequena espessura (cerca de 10mm) excepcionalmente flexíveis, elásticas e de grande capacidade resistente. Para aumentar a espessura e a capacidade resistente das placas delgadas, sem ultrapas sar o número de 10 a 12 telas metálicas sobrepostas, colocava no meio das telas barras de 6mm a 10mm de diâmetro, ating indo assim espessuras de 6cm a 10cm.

"Todavia as duas qualidades mais importantes e de maior fecundidade construtiva, evidenciadas por essas expe riências, foram a grande alongabilidade e infissurabilidade adquirida pela argamassa em consequência da extrema subdivição e difusão da armadura metálica, e o fato de que a argama ssa pôde ser aplicada sem a necessidade de fôrmas..."¹⁶³

Após o término da Segunda Guerra Mundial, ainda em 1945, Nervi construiria o motoveleiro "Irene" (fig. 1.2),

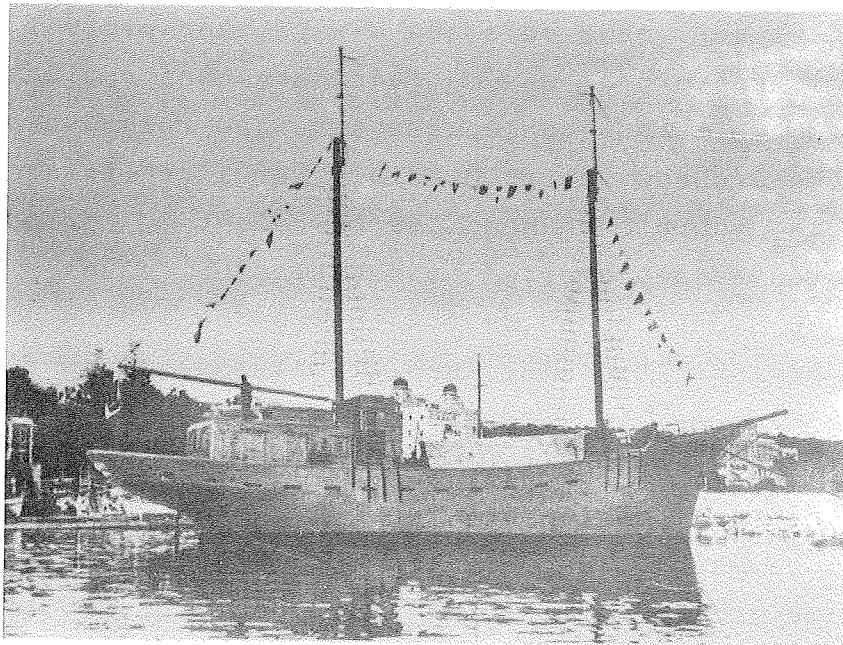


FIG. 1.2 - MOTOVELEIRO "IRENE"¹⁶²

de 165t, com casco de argamassa armada de 35mm de espessura, cujo peso total seria estimado 5% menor que o equivalente com casco de madeira, e com custo cerca de 40% menor. Com projeto de Nervi, seriam realizadas ainda a balsa "Toscana", de 20t, o barco de pesca "S.Rita" e o veleiro "Nennelle" (fig. 1.3). Este último, com 12,5m de comprimento e casco com cerca de 12mm de espessura, seria construído em 1948.

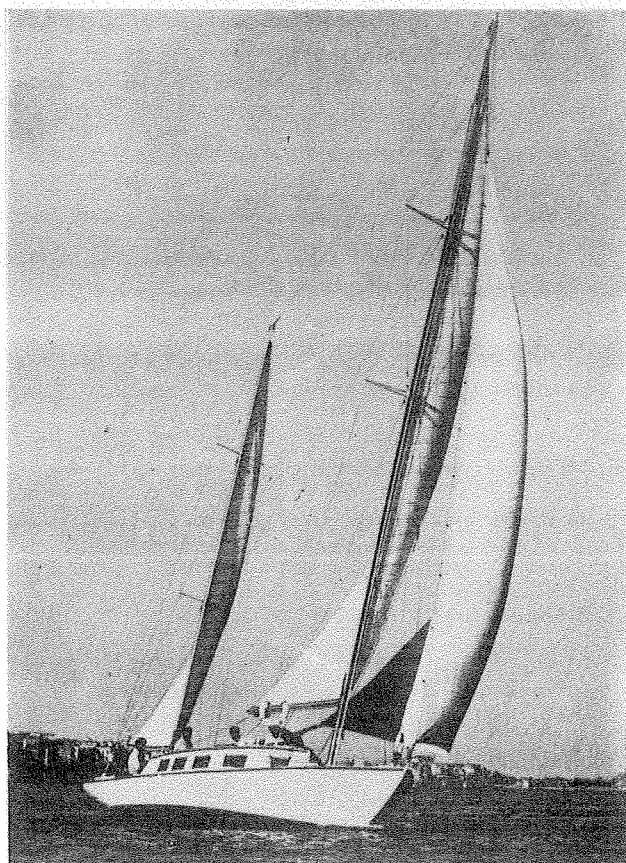


FIG. 1.3 - VELEIRO NENELLE¹⁶²

Porém seria no campo da construção civil, onde Nervi já se destacava pela construção de obras notáveis, como por exemplo a cobertura do Estádio de Esportes em Florença, os hangares de Orvieto e Orbetello, é que a utilização do "ferro-cimento" alcançaria a incontestável importância histórica.

A primeira realização nesse campo foi feita em

1946, quando se construiu um pequeno armazém com dimensões 11m por 22m em planta, com paredes e cobertura constituídas por elementos com 3cm de espessura (fig. 1.4).

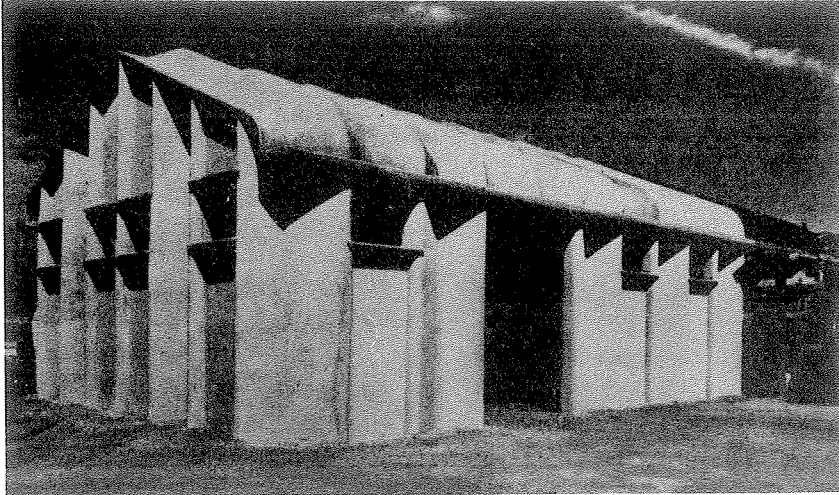


FIG.1.4 - ARMAZÉM CONSTRUÍDO COM ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS
(1946)¹⁶²

Em 1947, na construção do edifício da Feira de Milão, previu-se a cobertura da galeria central de 16m de largura com estrutura ondulada em "shed" de argamassa armada, que foi estudada experimentalmente pelo prof. Guido Oberti, da Escola Politécnica de Milão. Oberti realizou também nessa época ensaios de caracterização do "ferro-cimento", observando então que para consumos de telas metálicas compreendidos entre 100 e 200 kg/m³ de argamassa, a alongabilidade desta permanecia praticamente igual à da argamassa não armada, enquanto que para consumo de 400kg a 500kg de telas por metro cúbico de argamassa essa alongabilidade chegava a quintuplicar, quando se alcançava então a "porcentagem espontânea do sistema", ficando o "pacote" de telas sobrepostas preenchido pela argamassa com alguns poucos milímetros de cobrimento.

A aplicação mais importante do "ferro-cimento" e efetuada por Nervi, e certamente ainda uma das mais expressivas até o momento, foi a cobertura do salão central do Palácio de Exposições de Turim, com vão de 95m, realizada em

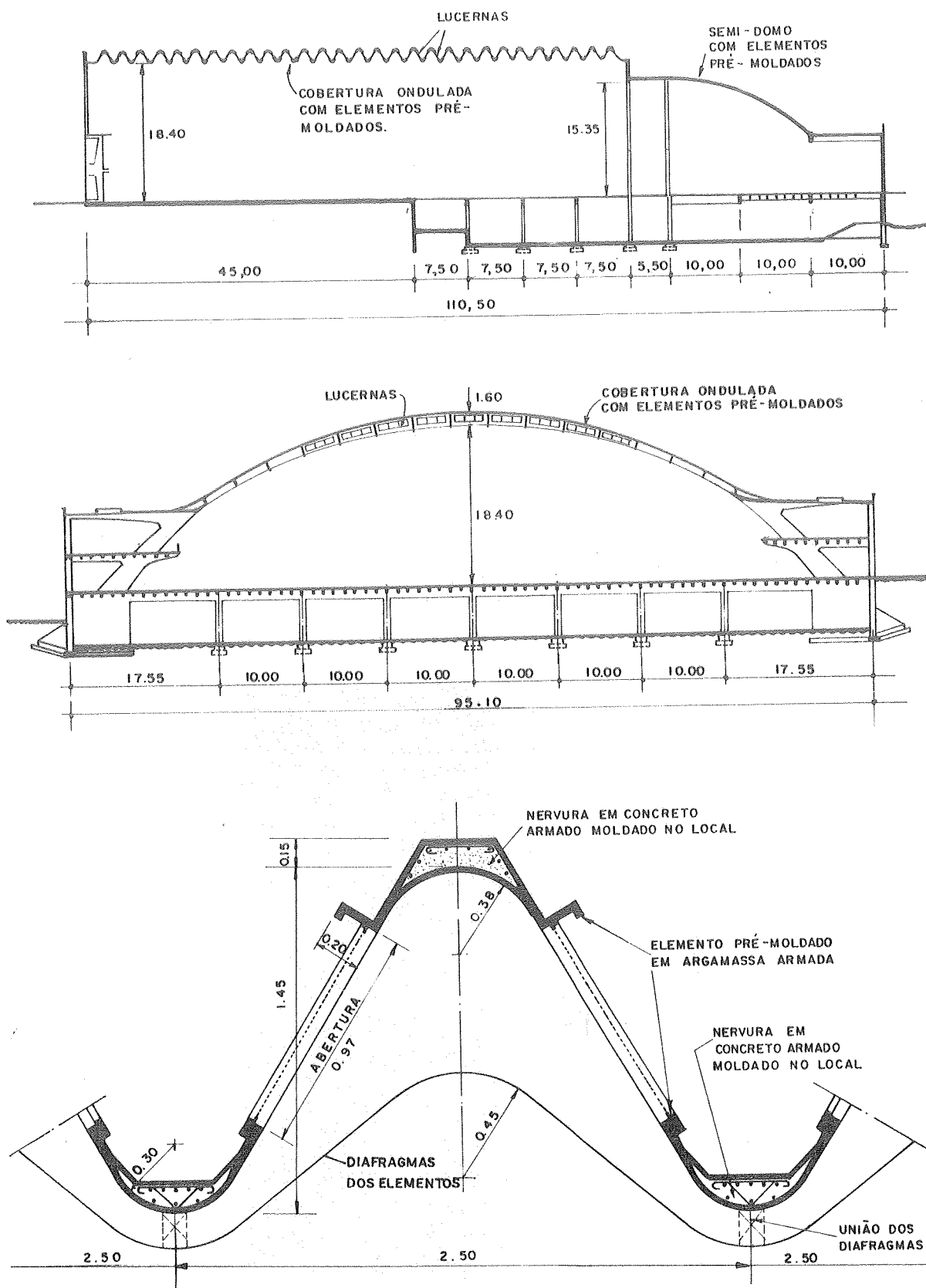


FIG. 1.5- PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO PALÁCIO DE EXPOSIÇÕES DE TURIM (1949)¹⁶²

1948 e 1949. Não apenas devido às dimensões da obra, mas também devido ao reduzido prazo de execução (cerca de 8 meses), o emprego de elementos pré-moldados de argamassa armada constituiu fator decisivo para se chegar a uma solução simples e eficiente.

Essa cobertura, de forma cilíndrica, cujas características geométricas principais são esquematizadas na fig. 1.5, foi construída com elementos pré-moldados com espessura de 3,8cm e comprimento de 4m, conectados entre si por arcos de concreto armado no topo e na parte inferior das ondulações. Os elementos eram fechados nas extremidades por diafragmas e as unidades adjacentes eram juntadas por argamassa moldada no local, com espessura de 4cm. Esses elementos foram moldados com formas unilaterais e desformados com dois ou três dias de idade; o processo de transporte e colocação dos elementos permitia a construção de até 300m² de cobertura por dia.

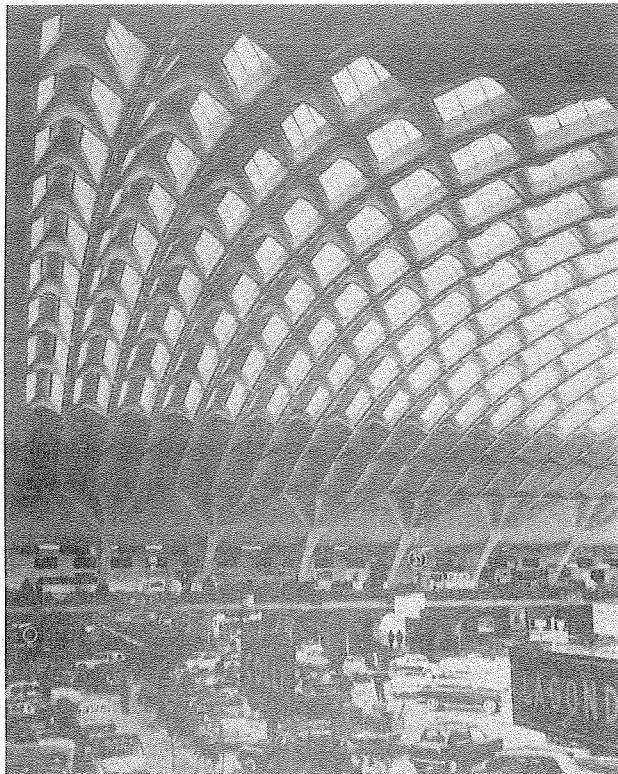


FIG. 1.6 - PALÁCIO DE EXPOSIÇÕES DE TURIM
VISTA INTERNA DA COBERTURA¹⁶²

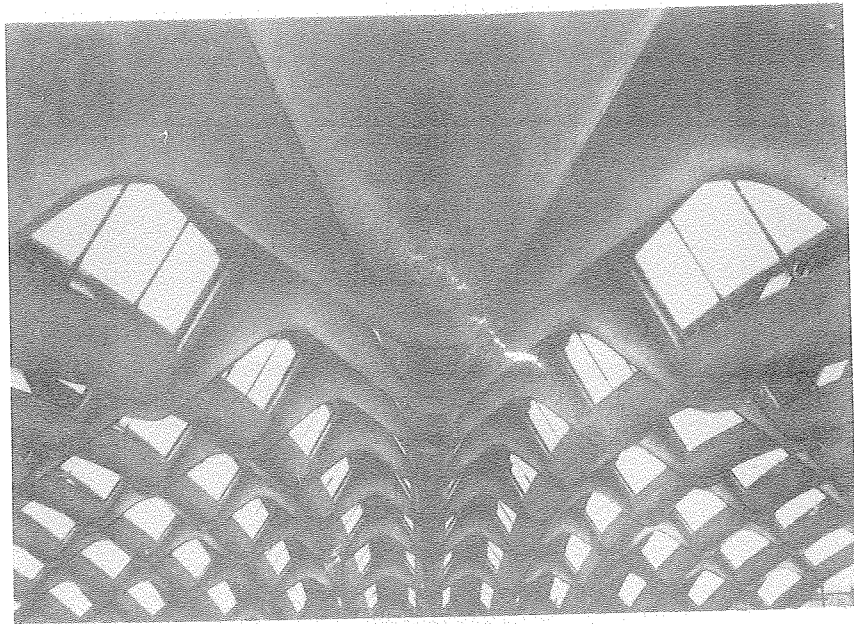


FIG. I.7 - PALÁCIO DE EXPOSIÇÕES DE TURIM - VISTA INTERNA DA COBERTURA¹⁶²

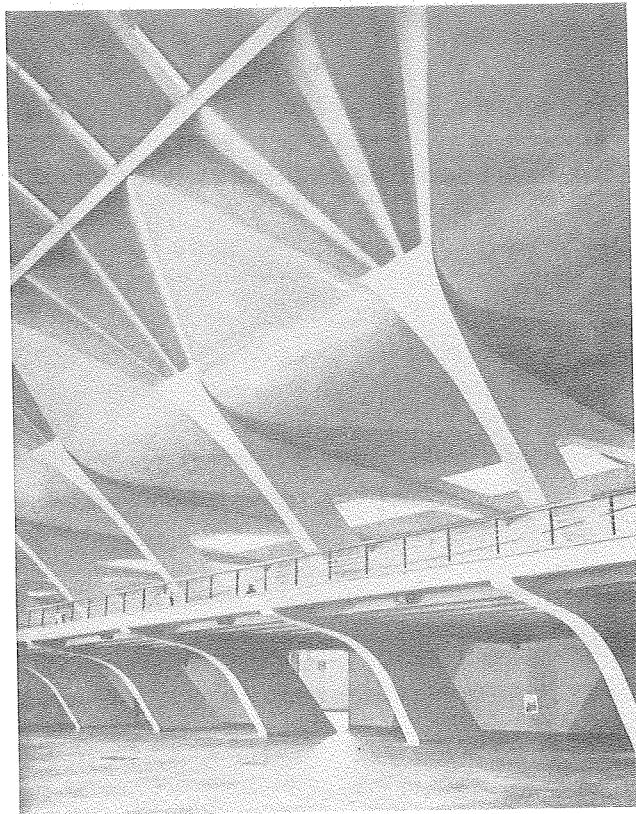


FIG. I.8 -- PALÁCIO DE EXPOSIÇÕES DE TURIM
VISTA INTERNA DA ESTRUTURA DE
APOIO¹⁶²

Para a construção da cobertura da extremidade do salão principal, constituída por metade de cúpula esférica com 40m de diâmetro, Nervi empregou elementos de argamassa armada com 2cm de espessura com função de fôrma e acabamento para a estrutura principal de concreto armado (fig. 1.9).

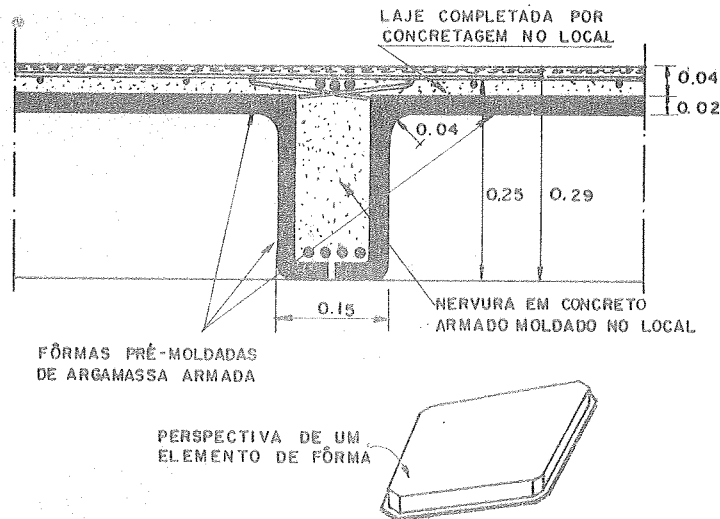


FIG. 1.9 - PALÁCIO DE EXPOSIÇÕES DE TURIM - ESQUEMA DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS EMPREGADOS NA CONSTRUÇÃO DO SEMI-DOMO DA EXTREMIDADE DO SALÃO PRINCIPAL.¹⁶²

Pouco mais tarde, Nervi projetou e construiu o salão C do mesmo Palácio das Exposições de Turim, com dimensões 55m por 165m em planta, onde empregou para a construção da cobertura em forma de abóbada o mesmo processo utilizado na construção do semi-domo da extremidade do salão principal. Para a cobertura plana perimetral à cobertura em forma de abóbada, lançou mão de perfis com seção transversal senoidal e espessura de 2cm para vencer vão de 9m, com laje superior concretada no local, como se vê na fig. 1.12.

Solução análoga à da fig. 1.12 foi adotada para a estrutura do piso de um centro náutico e depósito de embarcações, com 10m de vão, e sobrecarga distribuída de 10 kN/m^2 ($\sim 1.000 \text{ kgf/m}^2$) e carga concentrada móvel de 25 kN ($\sim 2.500 \text{ kgf}$). Passando do perfil longitudinalmente retilí

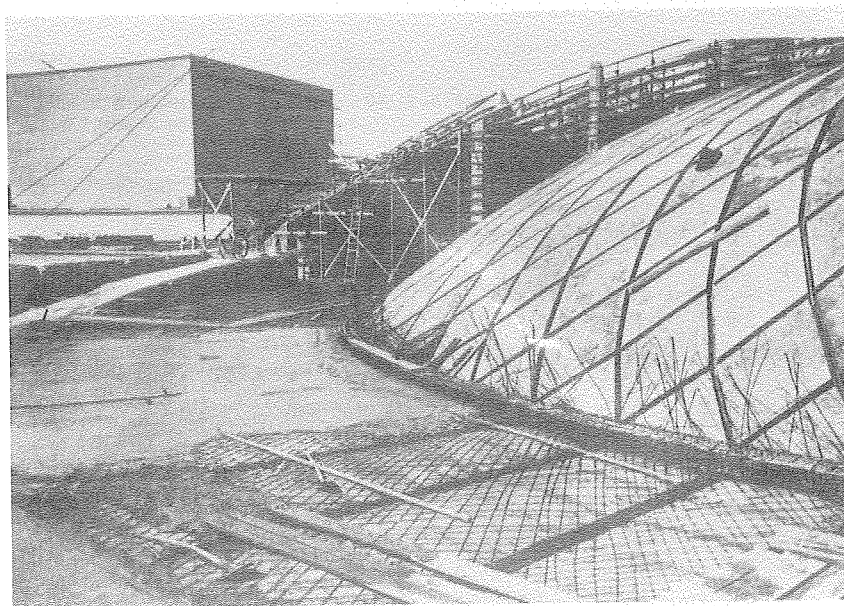


FIG. I.10 - PALÁCIO DE EXPOSIÇÕES DE TURIM - VISTA EXTERNA DO SEMI-DOMO DE EXTREMIDADE, EM FASE DE CONSTRUÇÃO ¹⁶²

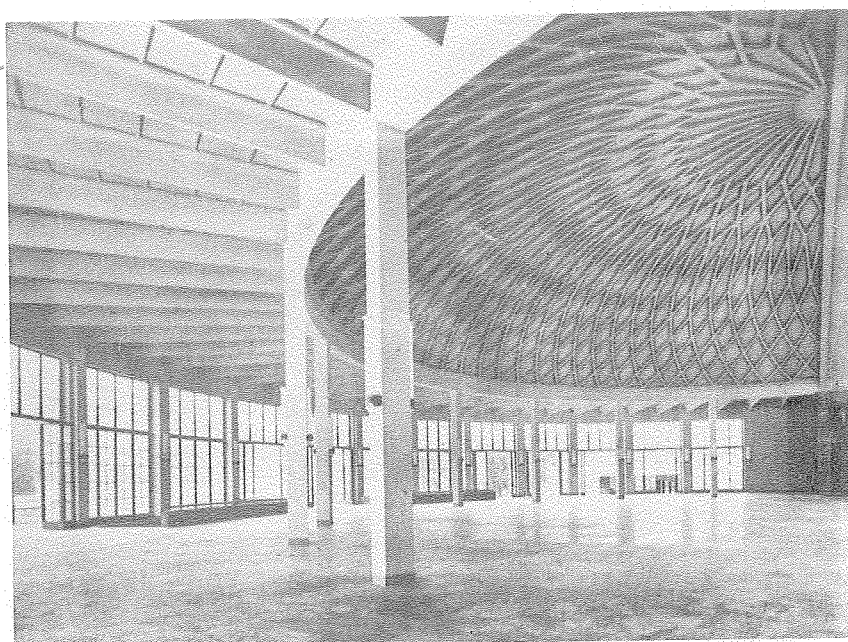


FIG. I.11 - PALÁCIO DE EXPOSIÇÕES DE TURIM - VISTA INTERNA DO SEMI-DOMO DE EXTREMIDADE ¹⁶²

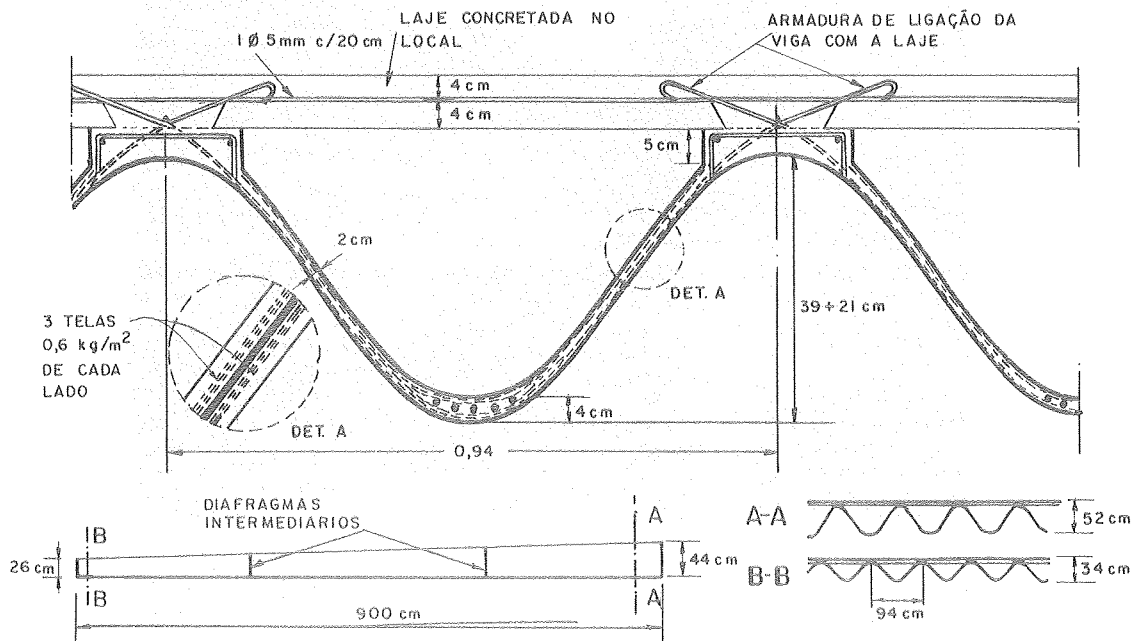


FIG. I.12 - PALÁCIO DE EXPOSIÇÕES DE TURIM - SALÃO C - PERFIS PRÉ-MOLDADOS DA COBERTURA PLANA PERIMETRAL.¹⁶²

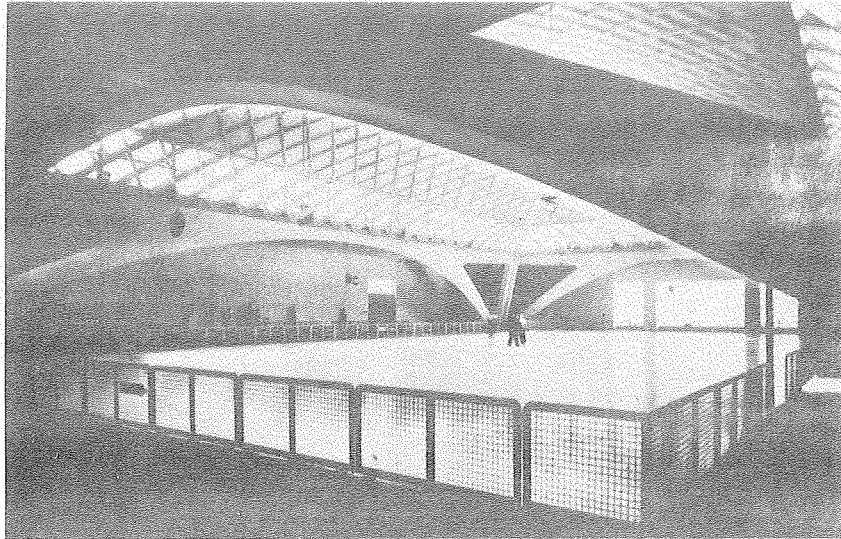


FIG. I.13 - PALÁCIO DE EXPOSIÇÕES DE TURIM - VISTA INTERNA DO SALÃO C.¹⁶²

neo para perfil curvo, Nervi projetou a cobertura cilíndrica da piscina da Academia Naval de Livorno.

Outro exemplo de cobertura com perfis pré-moldados é o da marquise do edifício da Feira de Milão, construída em 1953, cujas características são mostradas nos esquemas da fig. 1.14.

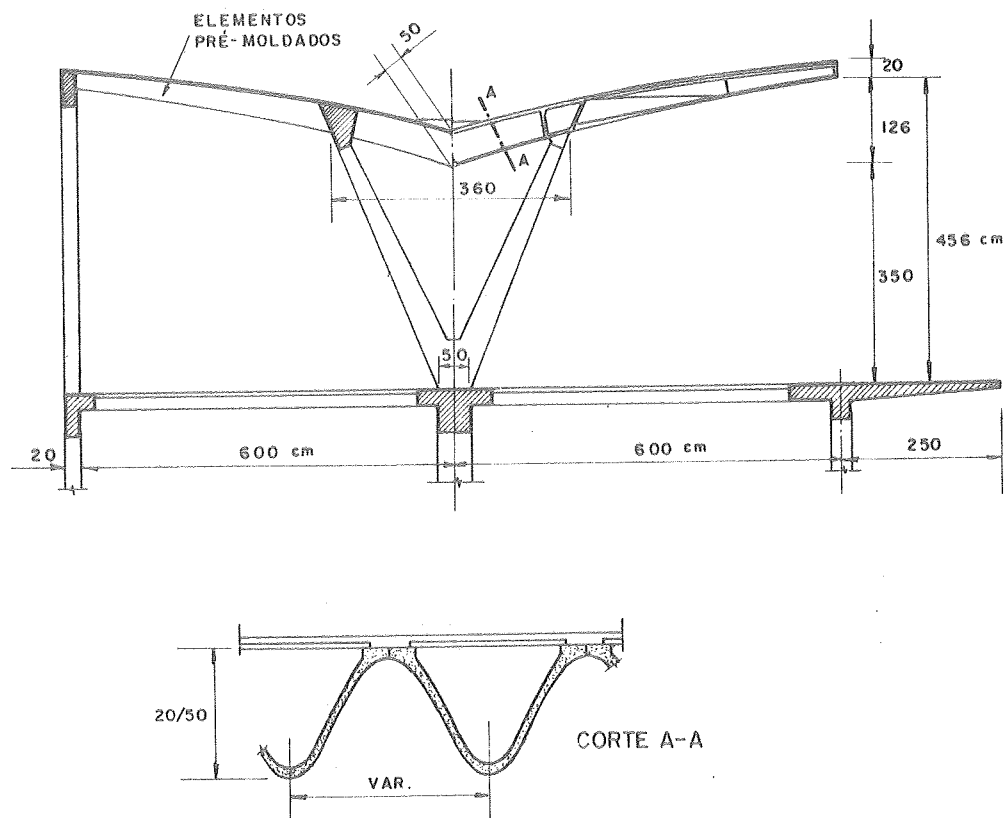


FIG. 1.14 - MARQUISE DA FEIRA DE MILÃO (1953).
ESQUEMAS DA ESTRUTURA¹⁶²

Nervi realizaria ainda outras obras notáveis, com emprego da argamassa armada como material da estrutura portante, ou como material complementar na conformação das estruturas em concreto armado. Apenas para citar alguns exemplos, destacam-se o depósito de sal em Tortona (1950-51), a fábrica de tabaco em Bolonha (lajes nervuradas de concreto armado, com fôrmas de argamassa armada, 1949), o lanifício Gatti, em Roma (lajes nervuradas, com nervuras seguindo as isotáticas, 1951), o Palácio de Esportes de Florença (cober

tura cilíndrica com 60m de vão, 1955-56), o Palácio Galbani, em Milão (pisos com vigas pré-moldadas de 15m de vão e alma com espessura de 3cm, 1955-56), o Palacete de Esportes de Roma (cúpula esférica com diâmetro interior de 60m, 1957), a Catedral de New Norcia, Austrália (1958), o Palácio de Esportes de Roma (cúpula esférica de cerca de 100m de diâmetro, 1958-60), o viaduto da Av. França, em Roma (duas pistas de 1km de extensão, tramos de cerca de 16m, vigas pré-moldadas protendidas, 1960).

Além disso, efetuaria diversos estudos, alguns não concretizados, como por exemplo, o Palácio de Esportes de Viena (cúpula com 128m de diâmetro, 1953), e uma cobertura cilíndrica com 300m de vão); analisaria também a possibilidade de utilização da argamassa armada em outros vários tipos de estruturas, tais como condutos forçados, dormentes para trilhos ferroviários e mantas superficiais flexíveis para pistas de aeroportos.

Descrever o trabalho de Nervi é tarefa difícil, senão impossível; até hoje, quem melhor o fez, foi o próprio Nervi. Portanto, a leitura de seus livros é obrigação, aliás fascinante, a ser cumprida pelos engenheiros civis e arquitetos.

"Creio que estes primeiros resultados, à parte do meu justificável otimismo, autorizam a previsão de um grande desenvolvimento do "ferro-cimento". Sobretudo este tornará construtivamente possível a exploração de todo o fecundíssimo campo das estruturas resistentes pela forma ..."¹⁶³

1.2 - A ARGAMASSA ARMADA, APÓS A RETOMADA DE NERVI

Embora a argamassa armada viesse sendo empregada ainda que de modo pouco significativo, mesmo sem a contribuição de Nervi, havendo notícias de que os chineses construíam embarcações antes da Segunda Guerra Mundial, a sua divulgação a nível internacional efetuada pelo próprio Nervi em publi

cações lançadas nos anos 50, despertou o interesse mais acentuado dos profissionais do campo da construção naval ecivil.

A prova da grande versatilidade de emprego da argamassa armada começaria a se consolidar a partir do final da década de 1950, pela constatação de sua paulatina aceitação tanto nos países subdesenvolvidos, onde predominariam as aplicações em barcos, silos e reservatórios de pequena capacidade e artefatos de uso doméstico, com uso intensivo de mão-de-obra, como nos países desenvolvidos, onde a leveza e amplas possibilidades de pré-moldagem de peças de argamassa armada, à maneira de Nervi, constituíram fortes atrativos para sua utilização na Engenharia Civil, ocorrendo também nesses países o incremento da construção de barcos passando-se das experiências isoladas e amadorísticas à produção com caráter industrial.

Na União Soviética, os estudos mais intensivos sobre a argamassa armada ou o "armocimento" iniciaram-se em 1957, como relata *Khaidukov*¹²⁰ (1968), sendo a primeira apliação na construção civil efetuada em 1958, a cobertura de um mercado em Leningrado (*Mironkov*¹⁴⁹); a partir daí, cerca de dez milhões de metros quadrados de área coberta por estruturas de argamassa armada até o presente atestam o estado de desenvolvimento da tecnologia em argamassa armada naquela nação (figs. 1.15 e 1.16). Técnicas requintadas de construção permitiram a mecanização e a produção de elementos pré-fabricados de alta qualidade, com a rigorosa precisão geométrica. *Khaidukov*¹²¹ (1981) descreve em publicação mais recente, de modo sumário, os avanços soviéticos nas pesquisas sobre o desempenho e as aplicações da argamassa armada; é interessante salientar que inspeções efetuadas em estruturas com 15 anos de idade revelaram que o progresso de carbonatação avançou apenas cerca de 1 a 2mm, na argamassa densa e rica em cimento, enquanto que o cobrimento usualmente adotado na URSS é de 2 a 4mm, para a tela mais externa. As aplicações desenvolveram-se também na construção de

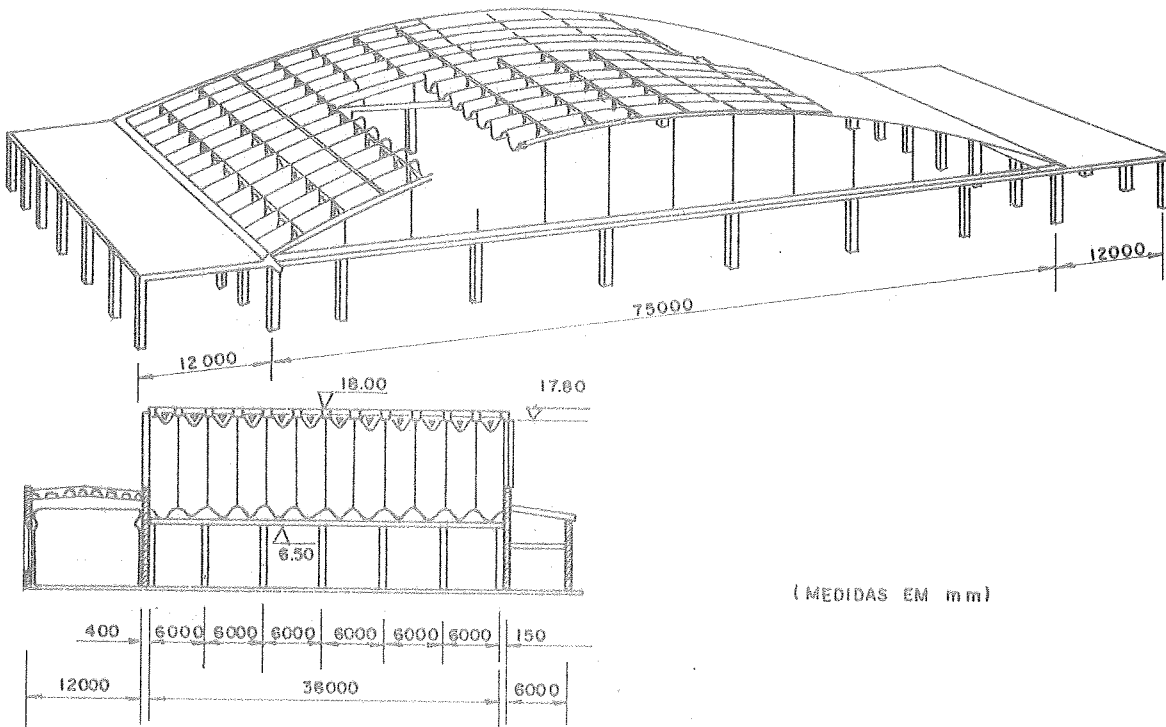


FIG. I.15- COBERTURA EM KRASNOYARSK (URSS)¹²⁰

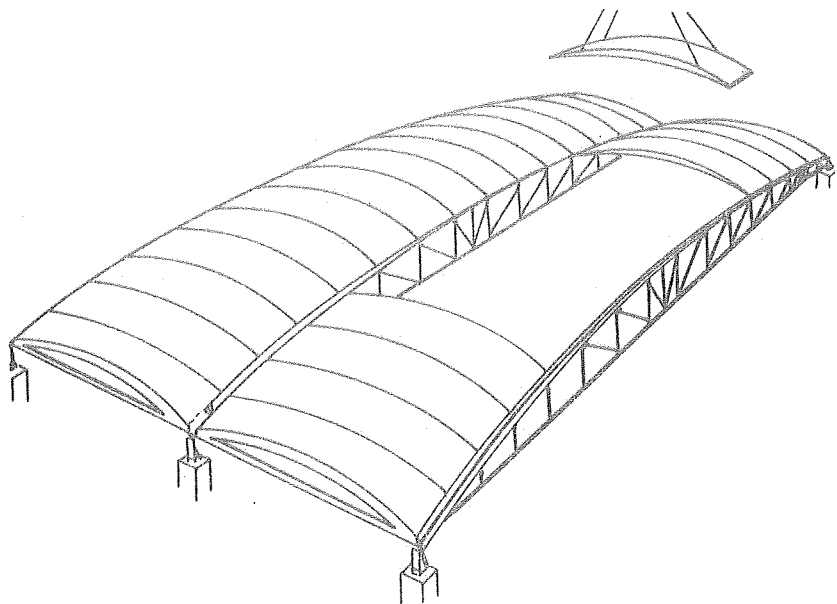


FIG. I.16- COBERTURA COM DUPLA CURVATURA DESENVOLVIDA PELO INSTITUTO TEPLOELECTROPROJECT (URSS).¹²⁰

reservatórios de líquidos e gases, pontilhões de até 18m de vão, barcos e chatas, com economia de até 30% com relação às opções em concreto armado; a construção naval ganhou novo alento, com a perspectiva de uma aplicação diferente dos relativamente pesados e menos práticos na operação barcos de concreto armado e mesmo protendido, cujas experiências tiveram lugar na história a partir da Primeira Guerra Mundial. Com relação ao estudo de características de desempenho da argamassa armada e sua aplicação na construção naval, é significativo o estudo apresentado por *Bezukladov*³² (1968). Aliás, já em 1967 existiam na União Soviética as "*Instruções para o Uso de Estruturas de Armocimento*"²⁷², as primeiras recomendações oficiais sobre o emprego da argamassa armada em edificações. Daí em diante, os estudos progrediram, havendo inclusive versão mais recente dessas instruções (1978).

Na Checoslováquia, segundo *Smola*²⁴⁷ (1981), a argamassa armada estaria sendo utilizada desde os primeiros anos 50; a partir de 1958, seriam estabelecidos programas de pesquisa sobre desempenho e aplicações, e em 1978 seria lançada a norma "Projeto de estruturas de argamassa armada". Exemplos de coberturas em casca, coberturas pênseis, vigas para pontes rodoviárias de até 21m de vão, podem ser vistos na referência citada, onde se salientam os estudos em andamento sobre aplicações em canais de irrigação, "guard-rails," tubos para água, reservatórios de até 1000m³ e vigas de pontes até 30m de vão.

Na Polônia, a argamassa armada já estaria em uso nos anos 60, na construção de barcos, em peças pré-moldadas de cobertura, tubos e reservatórios, segundo *Walkus*²²⁰, seu porta-voz presente em nossa bibliografia, que entretanto não fornece maiores informações sobre datas e outras aplicações nesse país.

Na Ásia, Índia, China e países do Sudeste Asiático forneceria exemplos típicos do emprego da argamassa armada em construções realizadas com uso intensivo de mão-de-obra; silos agrícolas e reservatórios de água de pequeno porte, campânulas para gás combustível produzido em biodi

gestores, fossas sépticas, habitações, coberturas e barcos para transporte e pesca seriam as aplicações mais freqüentemente realizadas até os dias de hoje. Segundo *Pama*¹⁷⁵ (1976),

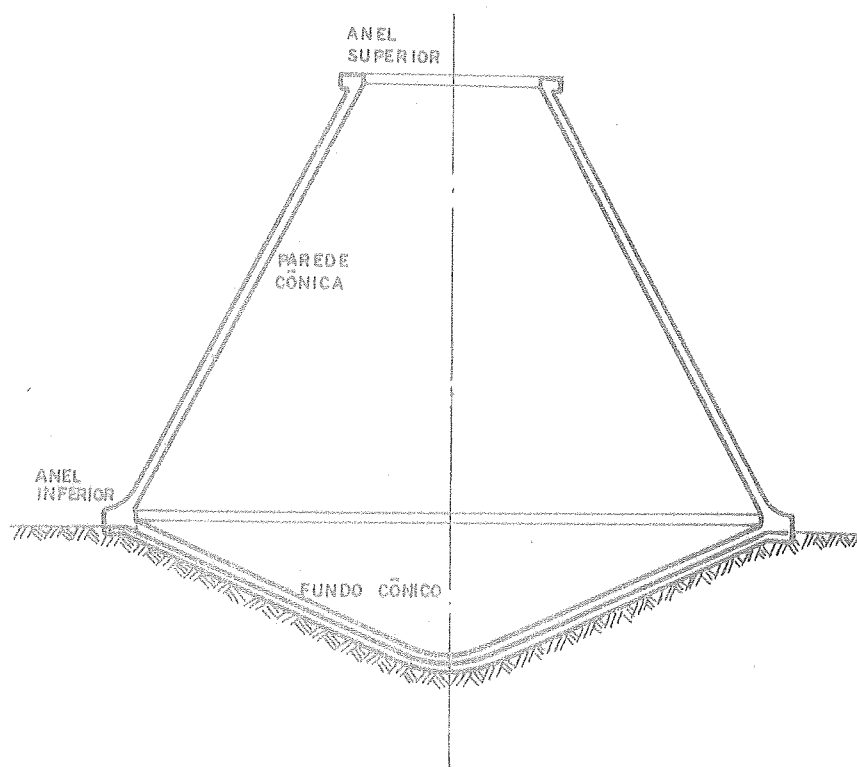


FIG.1.17- SILO EM CASCA TRONCO-CÔNICA (TAILÂNDIA)

o uso da argamassa armada na construção de barcos encontra ria grande repercussão na China, onde a frota de pequenos barcos de 12m a 15m de comprimento seria estimada em 2.000 unidades, construídas em cerca de 30 estaleiros; com exem plos numericamente menos expressivos estariam a Índia, Tai lândia, Vietnan do Sul, e outros países do Sudeste Asiático. Conforme a mesma referência bibliográfica, as aplicações na vais se espalharam por outros países asiáticos, como Coréia do Sul, Japão e Paquistão.

Ainda na China, onde a construção de barcos de senvolveu-se de maneira organizada, havendo códigos de cons trução, especificações técnicas e métodos de inspeção de em barcações, citam-se exemplos de aplicações em construções hidráulicas como comportas, aquedutos, inclusive protendidos

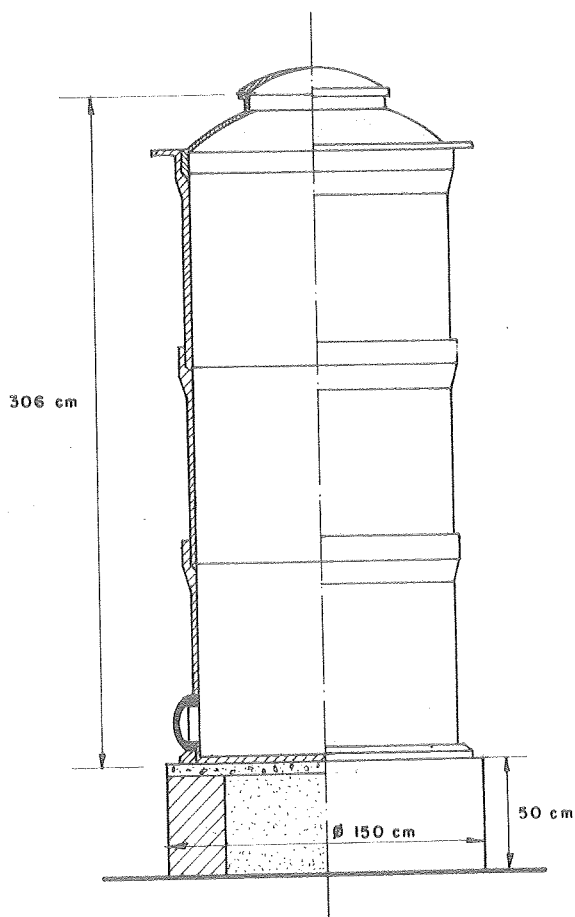


FIG.118 - SILO PARA 3t COMPOSTO POR MÓDULOS PRÉ-FABRICADOS DE FORMA CILÍNDRICA (INDIA)

(Guofan e Shuyao⁹⁶), caixões perfurados de estruturas de quebra-ondas (Su, Kuo e Ijima²⁵³), aplicações diversas em reservatórios, tubos, lajes nervuradas e painéis (Li¹⁰³).

Conforme Paul¹⁸³, as aplicações da argamassa armada na Nova Zelândia tiveram início a partir das atividades pioneiras de M.W. Sutherland, em 1959. A partir daí desenvolveu-se a utilização do material em aplicações terrestres e navais (figs. 1.24 e 1.25), contando a Nova Zelândia, segundo Pama¹⁷⁵ (1976), com a considerável frota de cerca de 500 embarcações com comprimento de 8m a 20m, destinadas ao lazer e à pesca. Austrália e Ilhas Fiji também apresentavam exemplos de utilização, principalmente no setor naval.

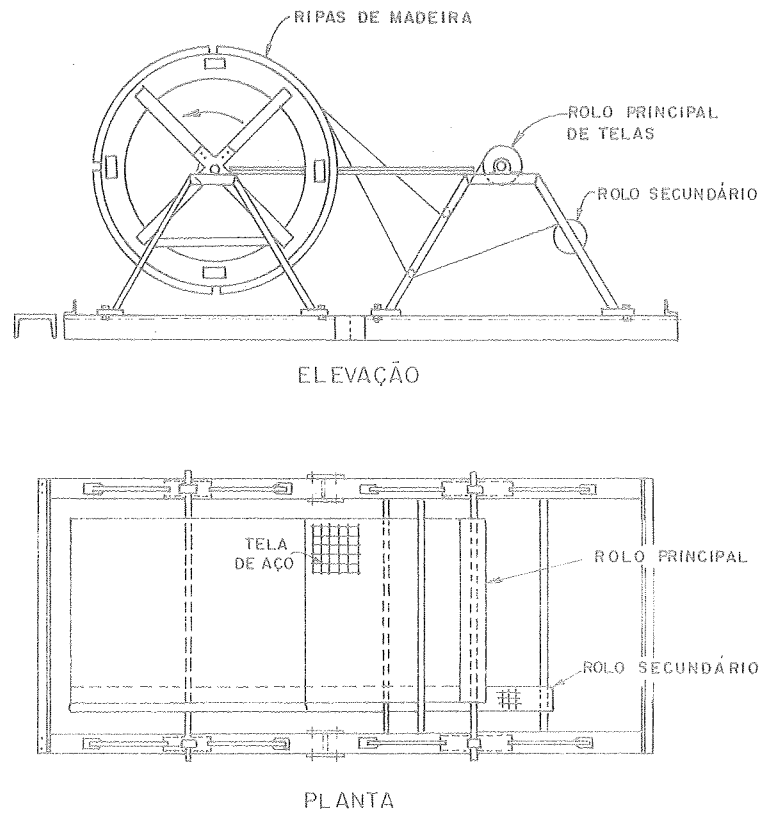


FIG. 1.19 - ESQUEMA DE PROCESSO SEMI-MECANIZADO PARA PRODUÇÃO DE PEÇAS CILÍNDRICAS. (INDIA)

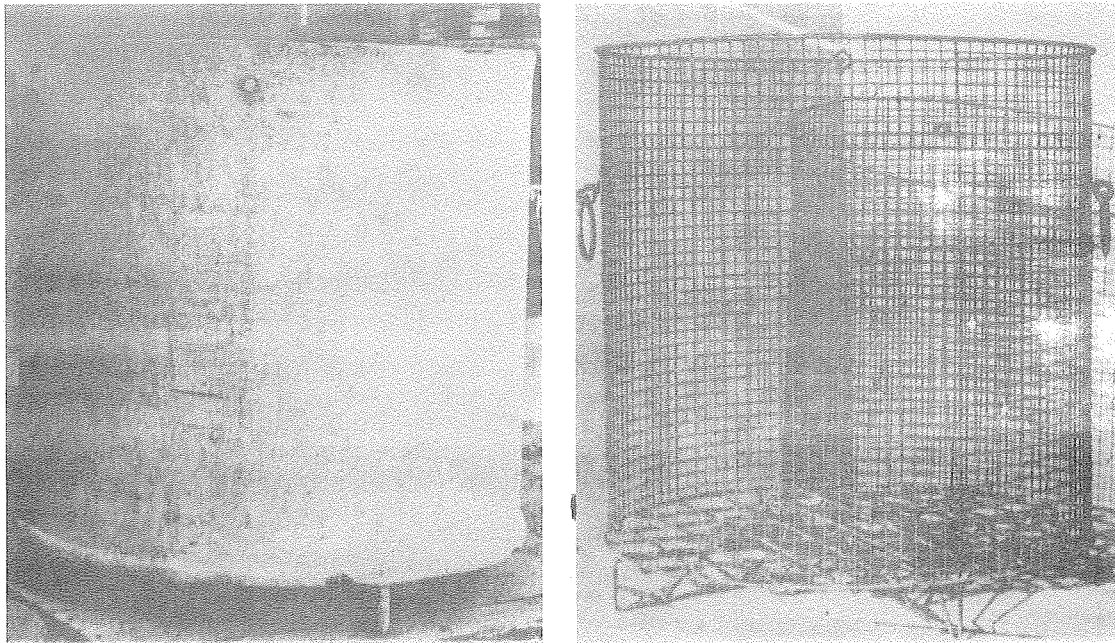


FIG. 1.20 - RESERVATÓRIO DE ÁGUA PRÉ-FABRICADO E RESPECTIVO ESQUELETO (INDIA) ¹⁷⁵

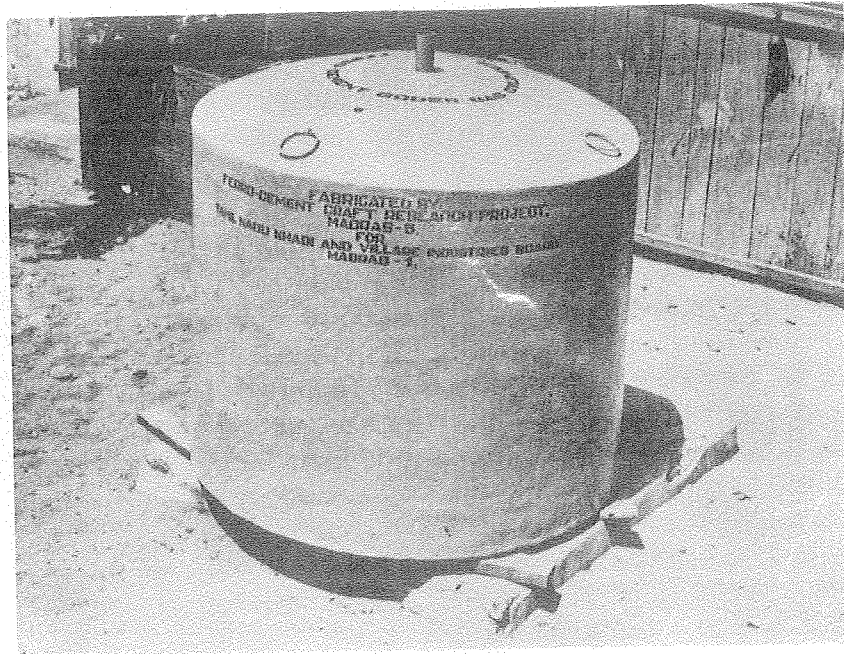


FIG. I.21- CAMPÂNULA PARA ACUMULAÇÃO DE GÁS PRODUZIDO EM BIOGESTORES (ÍNDIA)⁷⁵

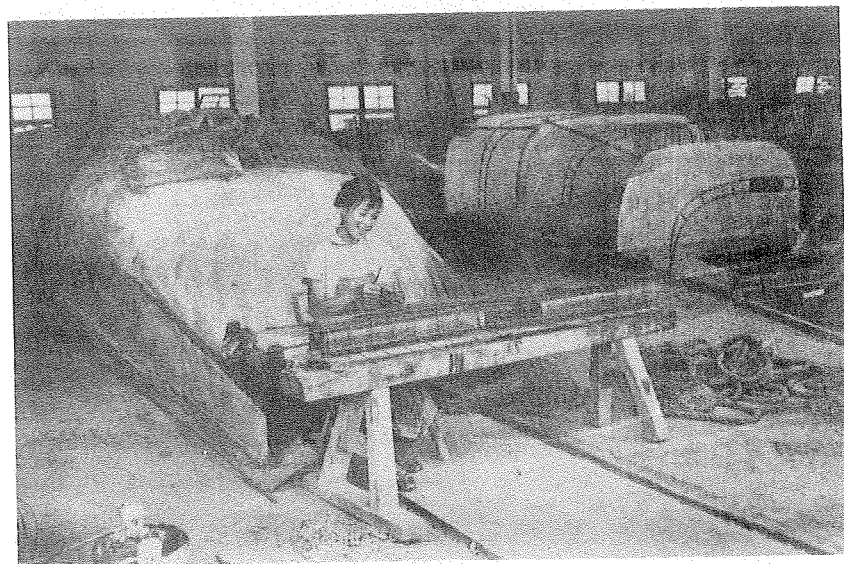


FIG. I.22- CONSTRUÇÃO DE PEQUENOS BARCOS (CHINA)⁷⁸

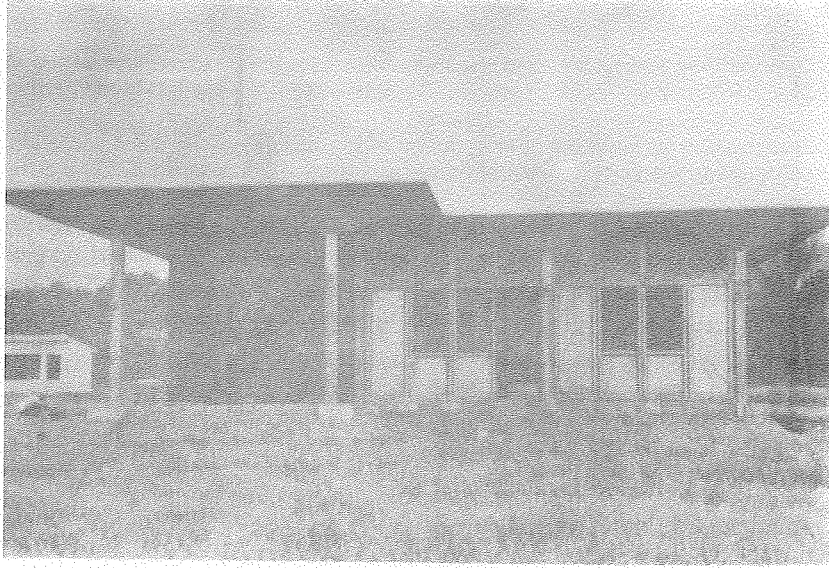


FIG. I.23 - COBERTURA COM PARABOLOIDES HIPERBÓLICOS (FILIPINAS)¹⁷⁵

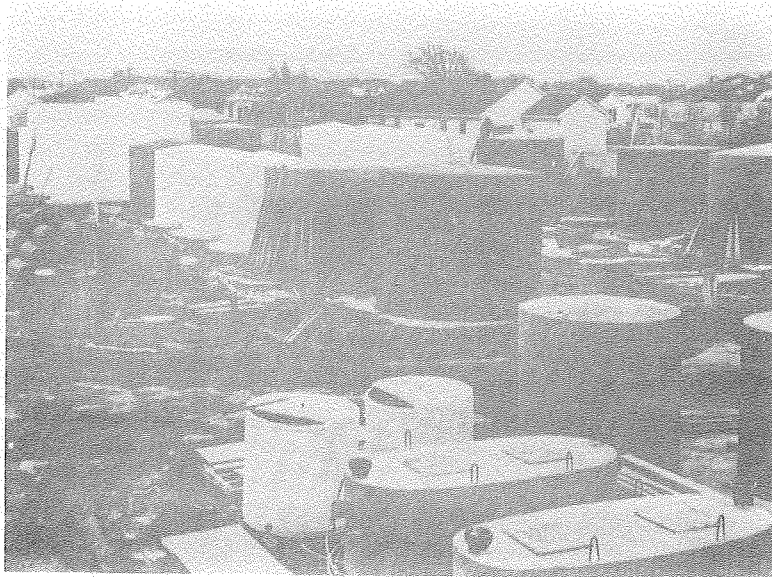


FIG. I.24 - VISTA DO PÁTIO DE UMA FÁBRICA DE RESERVATÓRIOS PARA ÁGUA E FOSSAS SÉPTICAS (NOVA ZELÂNDIA)⁷⁸



FIG. 1.25 - VELEIRO CONSTRUÍDO NA NOVA
ZELÂNDIA¹⁷⁵

Aplicações como aquelas existentes na Ásia e Oceania foram encontradas também na África, a exemplo dos silos subterrâneos na Etiópia (fig. 1.26).

A versatilidade de emprego da argamassa armada e evidenciada pelos exemplos asiáticos motivou a elaboração do trabalho da *Academia Nacional de Ciências dos Estados Unidos da América*⁷⁸ (1973), destinado a incentivar o uso do material nos países em desenvolvimento; nesse documento, a tônica seria a possibilidade de uso da argamassa armada em inúmeras aplicações por meio da tecnologia simples, com emprego de materiais de fácil obtenção (areia, cimento e telas de galinheiro ou de estuque) e mão-de-obra não especializada, eventualmente constituída pelos próprios usuários.

Tendo em vista o crescente interesse pela argamassa armada, o documento da Academia Nacional de Ciências

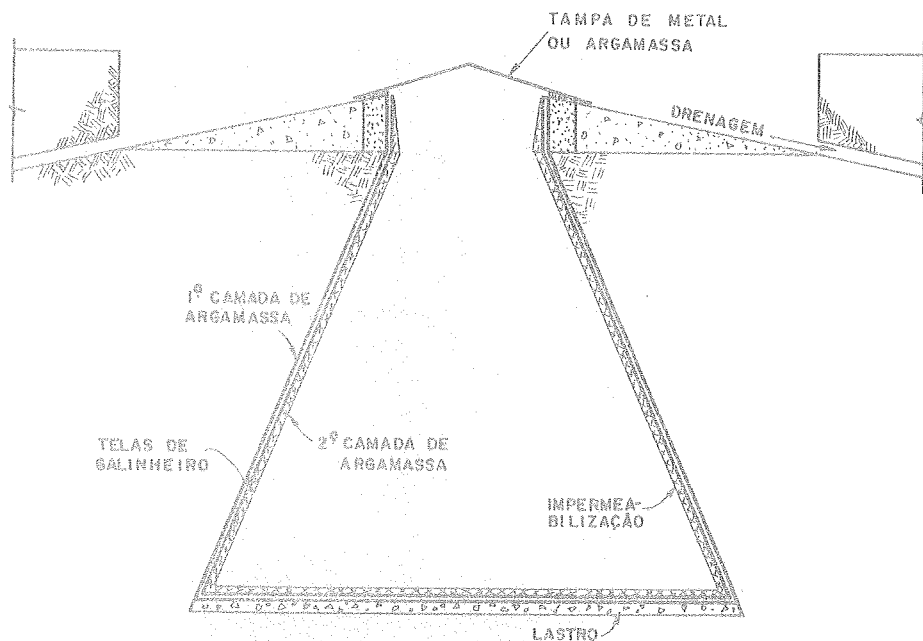
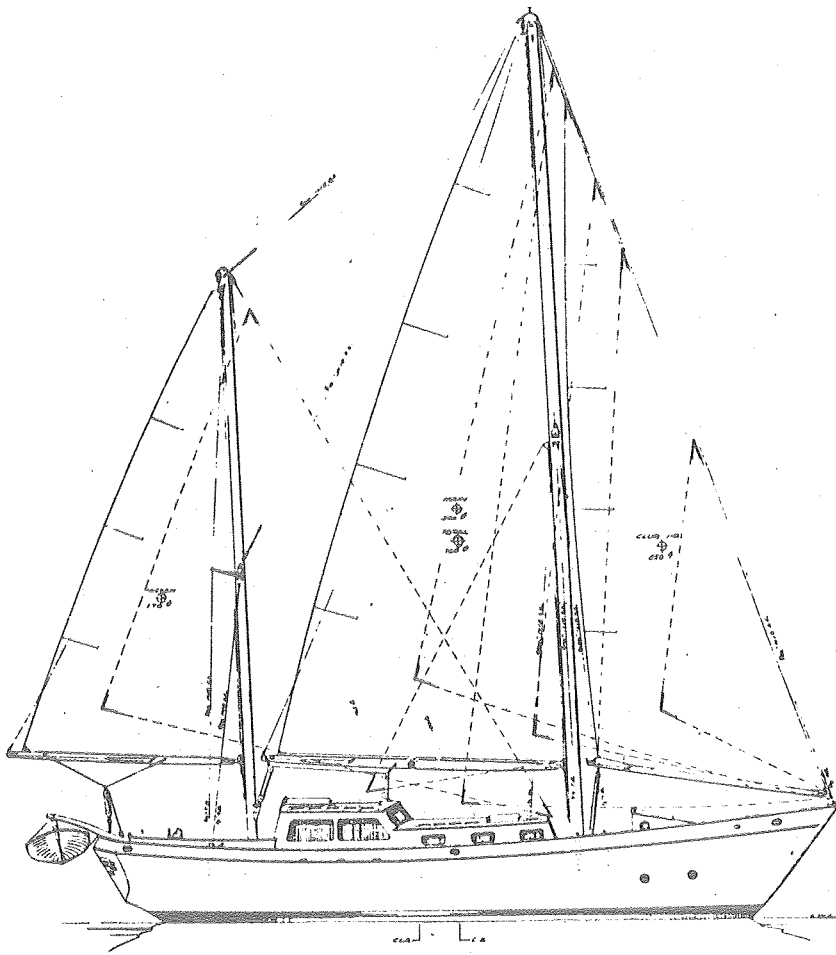


FIG. 1.26 - SILO SUBTERRÂNEO CONSTRUÍDO NA ETIÓPIA

incluiria entre as recomendações para o desenvolvimento tecnológico a criação de um centro internacional de informações; assim, em outubro de 1976 seria fundado o "Internacional Ferrocement Information Center-IFIC", anexo ao Instituto Asiático de Tecnologia, sediado em Bangkok, Tailândia, que publica periodicamente o "Journal of Ferrocement".

Na América do Norte e na Europa Ocidental as aplicações conhecidas da argamassa armada dirigem-se predominantemente à construção de barcos; nos Estados Unidos da América, desenvolvem-se estudos significativos sobre as propriedades de desempenho do material e aplicações, dirigidos principalmente por S.P. Shah, A.E. Naaman, P. Balaguru, J.P. Romualdi, M.E. Iorns e F.A. Mc Kinnon. Em 1977, o "American Concrete Institute-ACI" instalaria o comitê 549, para exame do estado-da-arte e o estabelecimento de normas para o uso da argamassa armada.

No México, segundo *Castro Orvanãnos*¹⁷² e *Gómez-Mejía*⁸⁹, a argamassa armada estaria sendo empregada principalmente visando a construção de habitações de baixo custo, reservatórios, silos e fossas sépticas.



DOREANA

L.O.A.	42'0"
L.W.L.	33'0"
BEAM	13'0"
DRAFT	5'9"
DISP.	35,000 #
BALLAST	10,000 #
SAIL AREA	760 sq
POWER	Perkins 4-236
FUEL	110 gal.
WATER	210 gal.

designer

BRUCE BINGHAM
yacht design

FIG. 1.27- BARCO "DOREANA" (EUA)³⁴

No Brasil, a argamassa armada seria empregada pela primeira vez na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, em 1960, como relatam os próprios introdutores do material, *Martinelli* e *Schiel*²²¹. "O problema real a ser resolvido consistia fundamentalmente em realizar cerca de 1.000m^2 de tetos planos (aos quais deveriam seguir outras coberturas de área maior)... A partir dos resultados de Nervi, e com a motivação de um problema real a resolver, procedeu-se no Laboratório de Estruturas da EESC a reelaboração da técnica construtiva, procurando adaptá-la às nossas possibilidades quer quanto aos processos de

C-ROVER

L.O.A.	44'0"
L.W.L.	40'0"
BEAM	13'6"
DRAFT	5'3"
DISP.	20.8 tons
POWER	Cummins V6-215M
FUEL	1,025 gal.
WATER	460 gal.

designer

SAMSON MARINE DESIGN

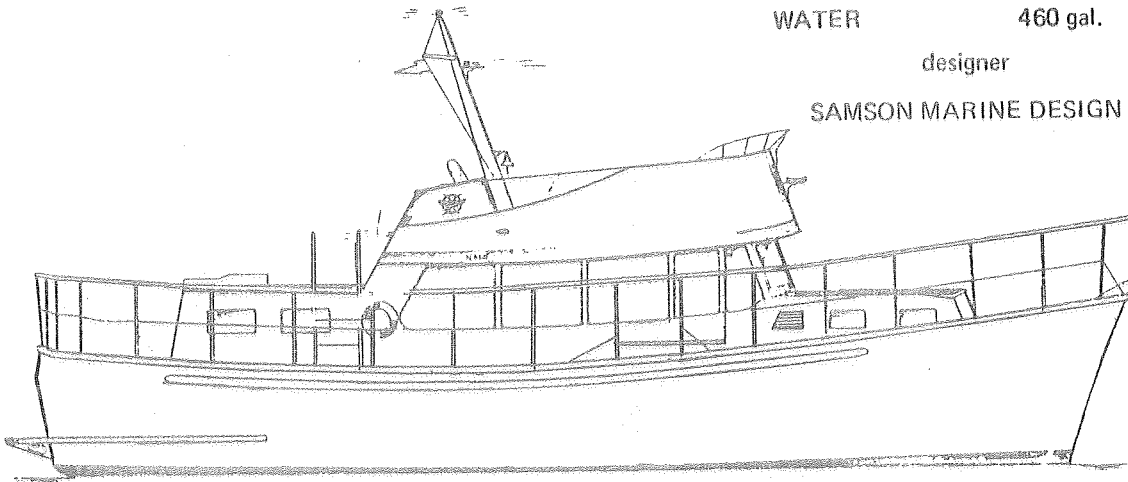


FIG. I. 28 - BARCO "C-ROVER" (EUA)³⁴

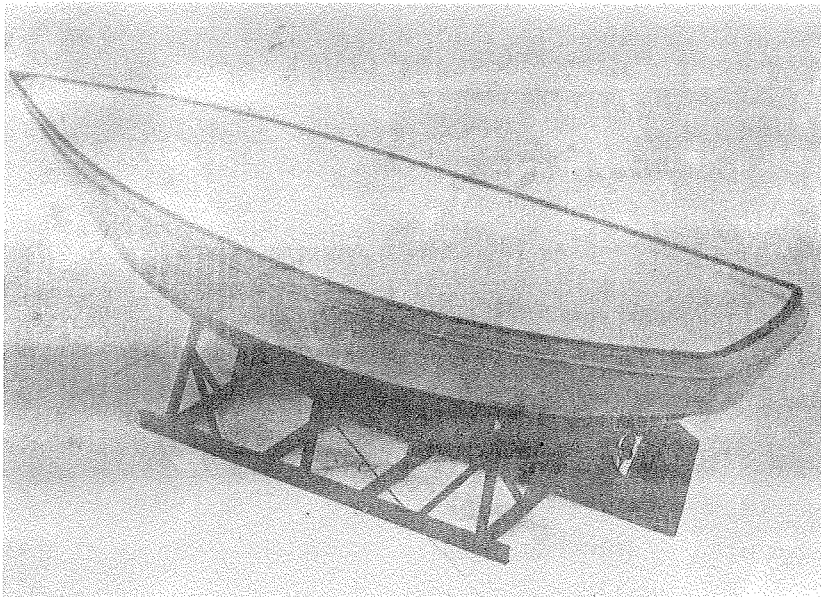


FIG. I. 29- BARCO "DOREANA" MODELO REDUZIDO DO CASCO³⁴

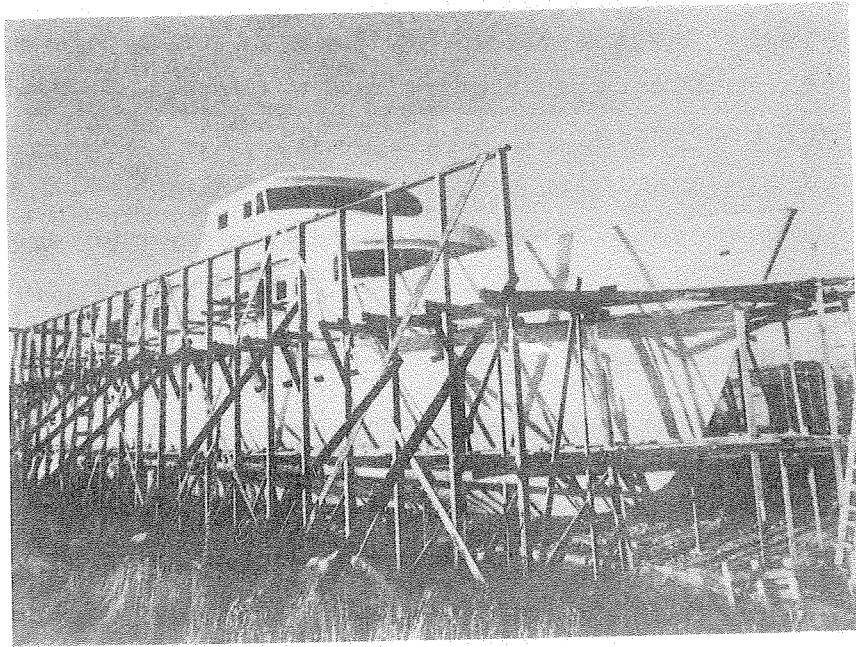


FIG. 1.30 - BARCO EM FINAL DE CONSTRUÇÃO (EUA)³⁴

execução quer quanto à necessidade de baratear o material, reduzindo-se o consumo de cimento e, especialmente, procurando averiguar qual a mínima quantidade de telas compatível com a necessidade de material que ainda apresentasse elevada resistência à fissuração..."

Com esse espírito, foram realizados os primeiros ensaios em perfis pré-moldados, que revelaram ótimas características de desempenho, assinalando-se a formação das primeiras fissuras com deformações da ordem de 10^{-3} , com o emprego de taxas de armadura compreendidas entre 250 e 300 kg/m^3 de argamassa armada e consumo de cimento de cerca de 700 kg/m^3 , contra os valores de 500 kg/m^3 e 1000 kg/m^3 , respectivamente, das aplicações de Nervi. Esses perfis pré-moldados, com 10m de vão, que serviriam como vigas-calhas para telhas onduladas de fibrocimento, foram empregados na cobertura de diversos pavilhões na Escola de Engenharia de São Carlos, encontram-se presentemente em ótimo estado de conservação.

A partir daí sucederam-se estudos e aplicações, essencialmente terrestres, em coberturas, piscinas e reser

vatórios enterrados, lajes de piso e de cobertura e outras aplicações, contando-se também com a participação do Prof. Dr. Lafael Petroni e outros, constituindo-se o grupo de pesquisa que se denominou "Grupo de São Carlos".

Conforme notícia veiculada pela *Associação Brasileira de Cimento Portland*⁷⁷ (1972), o uso da argamassa armada na construção naval estaria também sendo introduzido no Brasil, existindo experiências concretas efetuadas por D.C. Miguel na construção do barco "Pioneiro", no Espírito Santo, e por D.X. de Vasconcelos e C.O. Ribeiro na construção do barco "Independência", em Pernambuco.

Há notícias também de iniciativas isoladas, por parte de empresas, na aplicação da argamassa armada em componentes de habitações, cujos detalhes entretanto não são disponíveis no momento.

1.3 - APLICAÇÕES E ESTUDOS REALIZADOS PELO "GRUPO DE SÃO CARLOS"

Na fig. 1.31 apresenta-se um dos estudos efetuados para cobertura de pavilhões na Escola de Engenharia de São Carlos²²¹ (1960); para se obter adequado isolamento térmico nos pavilhões fechados foram previstos forro interno de madeira aglomerada e chapas de concreto celular na parte superior, perfuradas para facilitar o escoamento das águas pluviais para as calhas. A capacidade portante dos perfis foi tão abundante, que se preferiu adotar outra solução mais econômica para o caso em questão; contudo, esses esquemas continuam atuais, podendo ser empregados para vãos maiores.

A solução adotada foi obtida afastando-se os perfis, aproveitando-se melhor a sua capacidade portante, e completando-se a vedação com chapas onduladas de fibrocimento de 150 cm de comprimento, assentadas horizontalmente, como se vê nos esquemas da fig. 1.32.

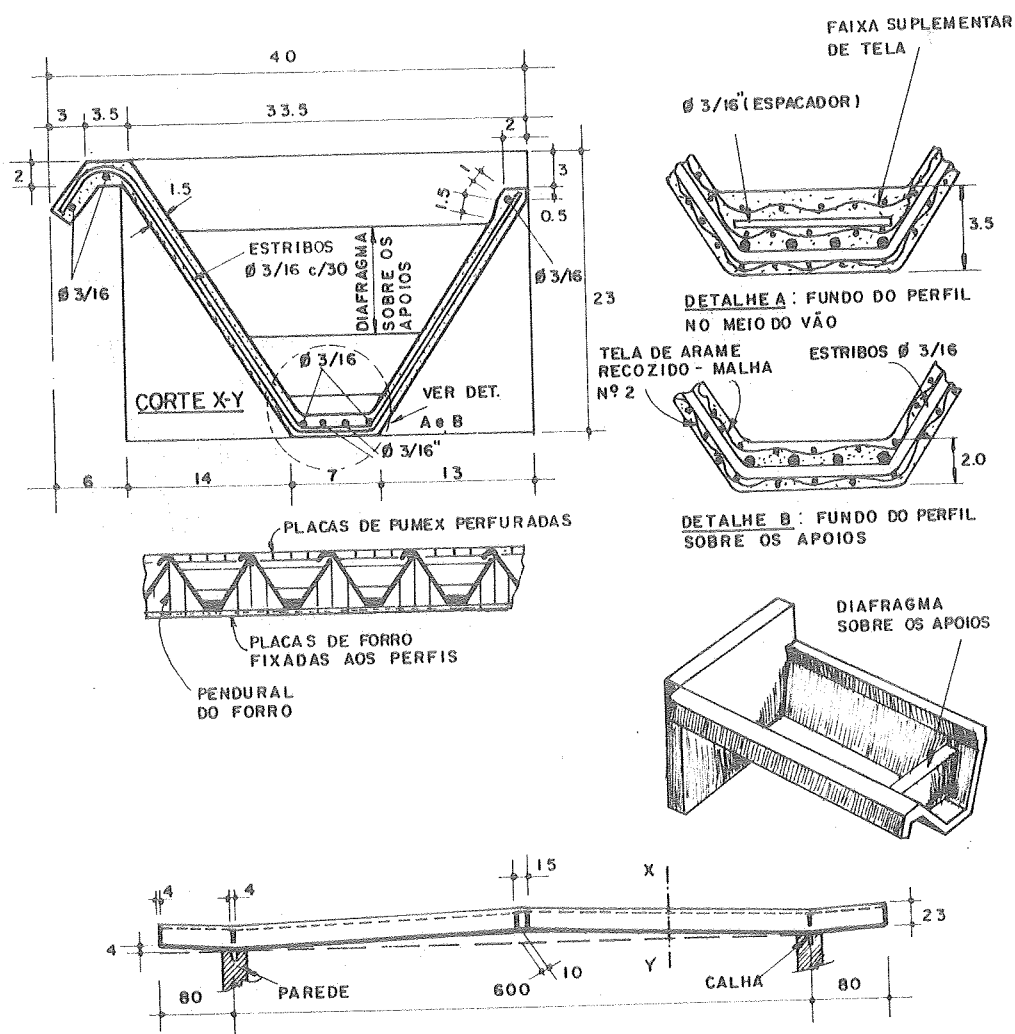


FIG.1.31 - ESQUEMAS DE ESTUDO EFETUADO PARA COBERTURAS PLANAS²²¹

Na mesma época foram realizados estudos para a aplicação de perfis pré-moldados em pisos, para o "Edifício das Químicas" da Escola Politécnica, na cidade Universitária de São Paulo (fig. 1.33); a solução buscava atender aos requisitos de flexibilidade na divisão dos espaços sobre os pisos, no acesso às tubulações de água, esgoto, eletricidade, gás, ar comprimido, etc, além da necessária leveza da estrutura para enfrentar o grande afastamento dos pilares de suporte dos pisos (15,48m). Em outro estudo, para cobertura de estufa para criação de plantas, para vencer o vão

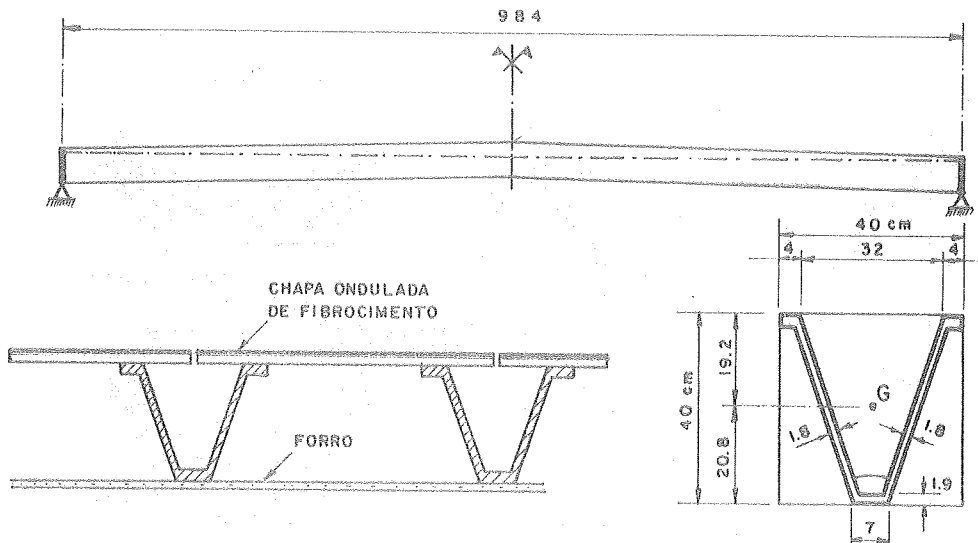


FIG. I.32 - ESQUEMAS DA SOLUÇÃO ADOTADA PARA COBERTURA DE PAVILHÕES DA EESC-USP (1960)²²¹

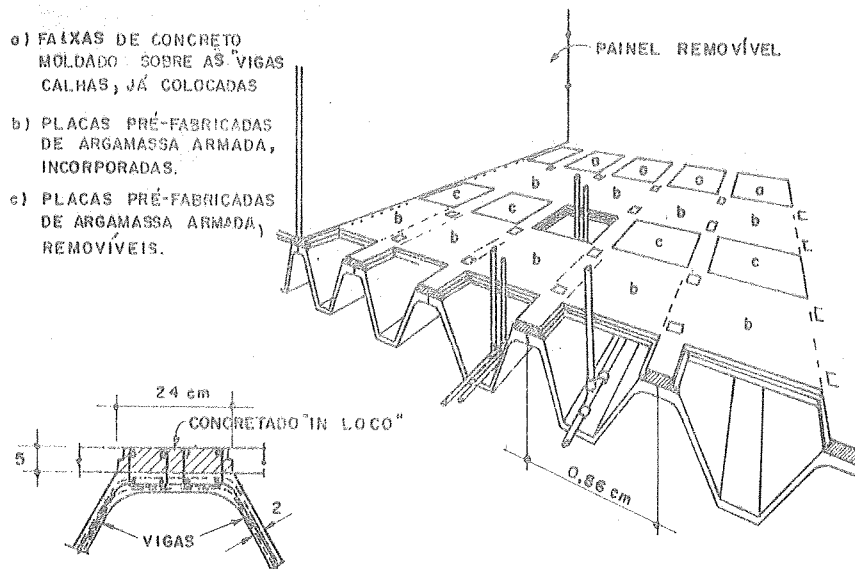
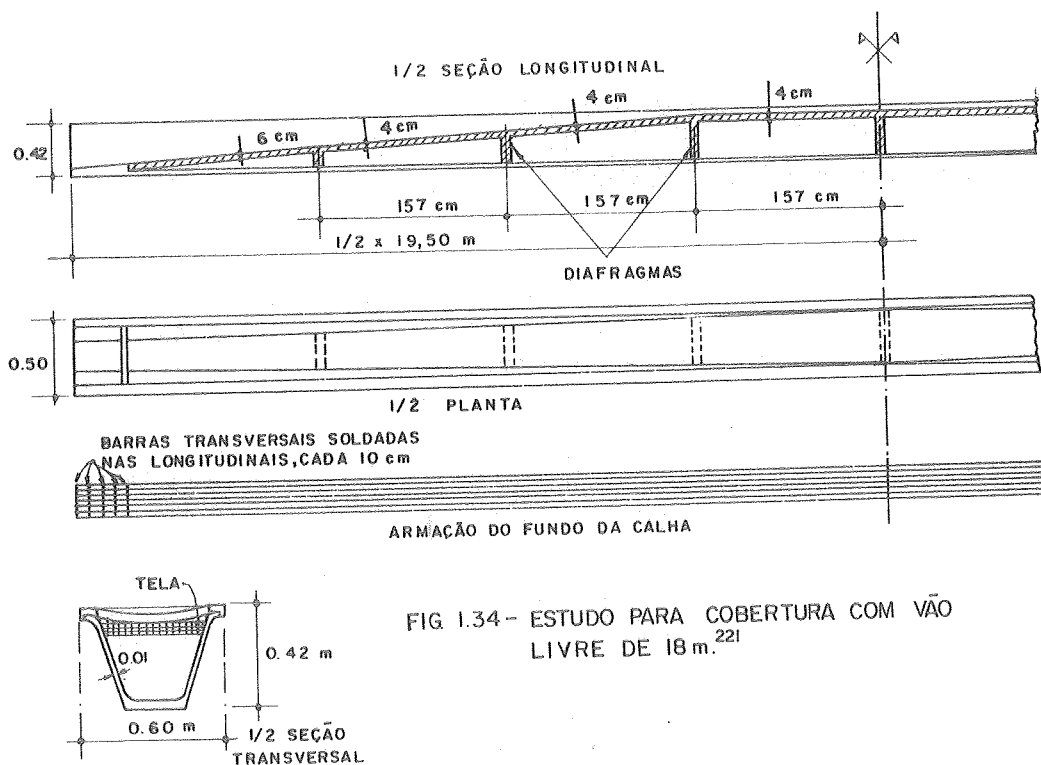


FIG. I.33 - ESTUDO PARA APLICAÇÃO EM PISOS²²¹

de 18m projetou-se uma viga-calha com mesa de compressão situada em alturas variáveis, constituindo-se assim um arco incorporado dentro da calha, como se pode ver melhor na fig. 1.34; as principais vantagens desse esquema são a maior capacidade de resistência pela criação de uma natural mesa de



compressão, podendo-se dispensar engrossamentos na parte superior, melhor estabilidade lateral e resistência à torção, e boas condições de escoamento de água sem a necessidade de grandes contraflechas ou enchimentos da parte inferior com materiais que acarretam peso morto.

Estudos sobre a aplicação da argamassa armada em lajes de piso, forro e cobertura foram efetuados por *Petrozzi*¹⁸⁶, que confirmaram as expectativas otimistas de obtenção de estruturas resistentes, leves e apropriadas para a pré-moldagem (figs. 1.35 e 1.36).

Aplicação semelhante à adotada na Escola de Engenharia de São Carlos (fig. 1.32) foi efetuada na cobertura do prédio da Assembléia Legislativa de Minas Gerais, em Belo Horizonte¹¹. Ali foram empregadas vigas-calhas de 12m de vão, utilizando-se placas horizontais também de argamassa armada no lugar de chapas onduladas de fibrocimento.

Em 1968/69, outros 3.000m² de cobertura foram construídos na Escola de Engenharia de São Carlos²²², com vãos livres de até 12m; na fig. 1.37 mostram-se esquemas tí

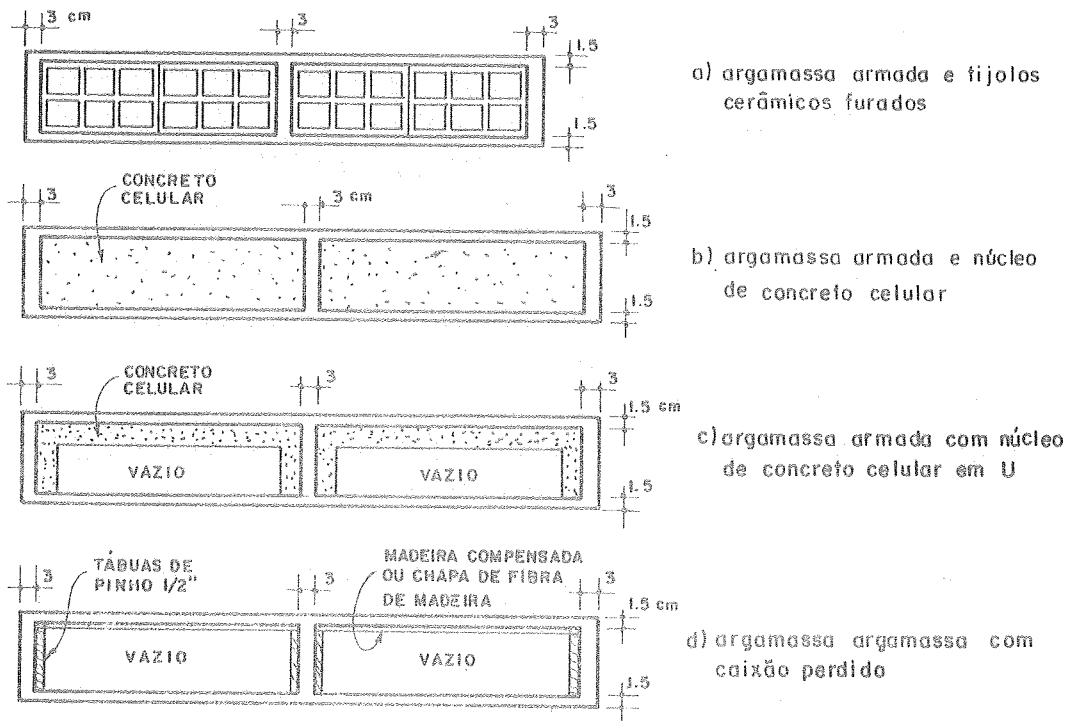


FIG. I.35- ESTUDOS PARA APLICAÇÃO EM LAJES DE PISO.¹⁸⁶

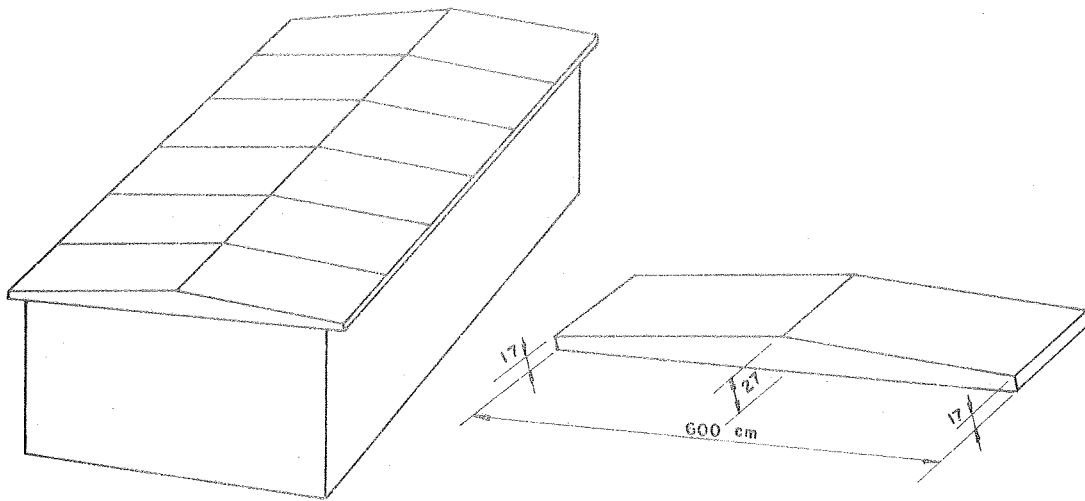


FIG. I.36- ESTUDO PARA COBERTURA EM LAJE DE ALTURA VARIÁVEL¹⁸⁶

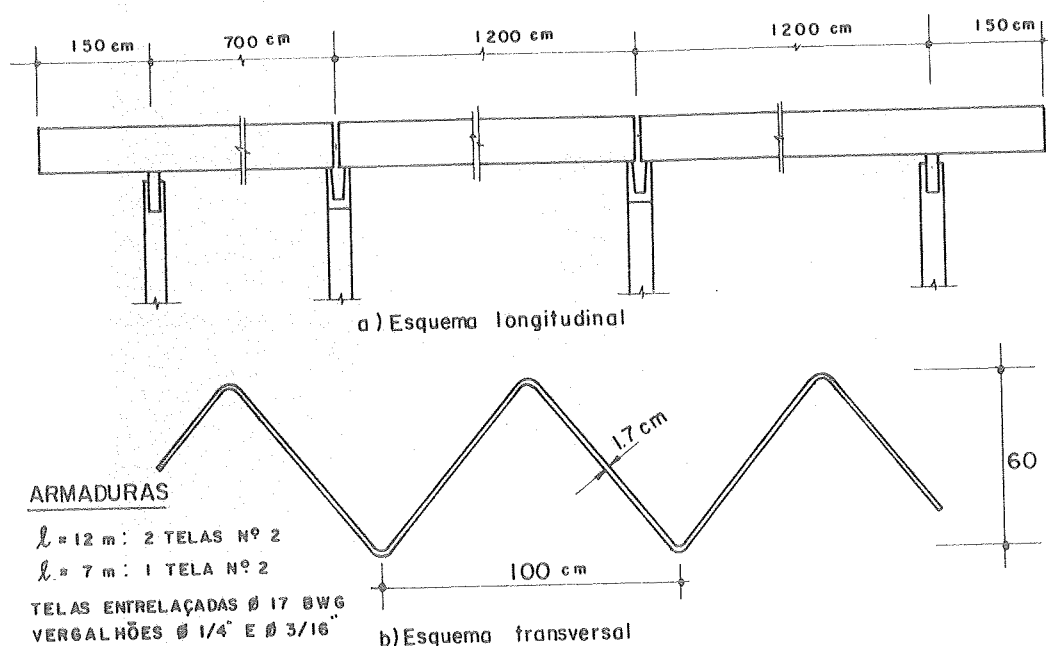


FIG. 1.37- COBERTURA DAS INSTALAÇÕES DO DEPTº DE ARQUITETURA E PLANEJAMENTO DA EESC-USP (1969)²²²

picos das vigas. Dois processos foram empregados para moldagem das peças, um com formas de alvenaria e outro com formação pós-moldagem parcial, que são abordados no capítulo 3. Na fig. 1.38 mostram-se fotos atuais dessas coberturas.

Para cobertura do galpão de barcos do Camargos Iate Club¹¹, em Nazareno, Minas Gerais, com 570m^2 , utilizaram-se perfis pré-moldados simplesmente apoiados com vão livre de 15m e balanços de extremidade de 2m, cuja seção transversal é mostrada na fig. 1.39.

Aplicação marcante em coberturas foi a da Fábrica de Laticínios São Carlos (1975), com 1.500m^2 , onde os maiores vãos livres tinham 21m, com 6m de balanço de um lado e 3m do outro, totalizando 30m de comprimento para as vigas pré-moldadas, cuja seção transversal é esquematizada na fig. 1.40. Nesse exemplo o emprego de mesa de compressão em altura variável, seguindo a idéia já descrita na fig. 1.34, pos

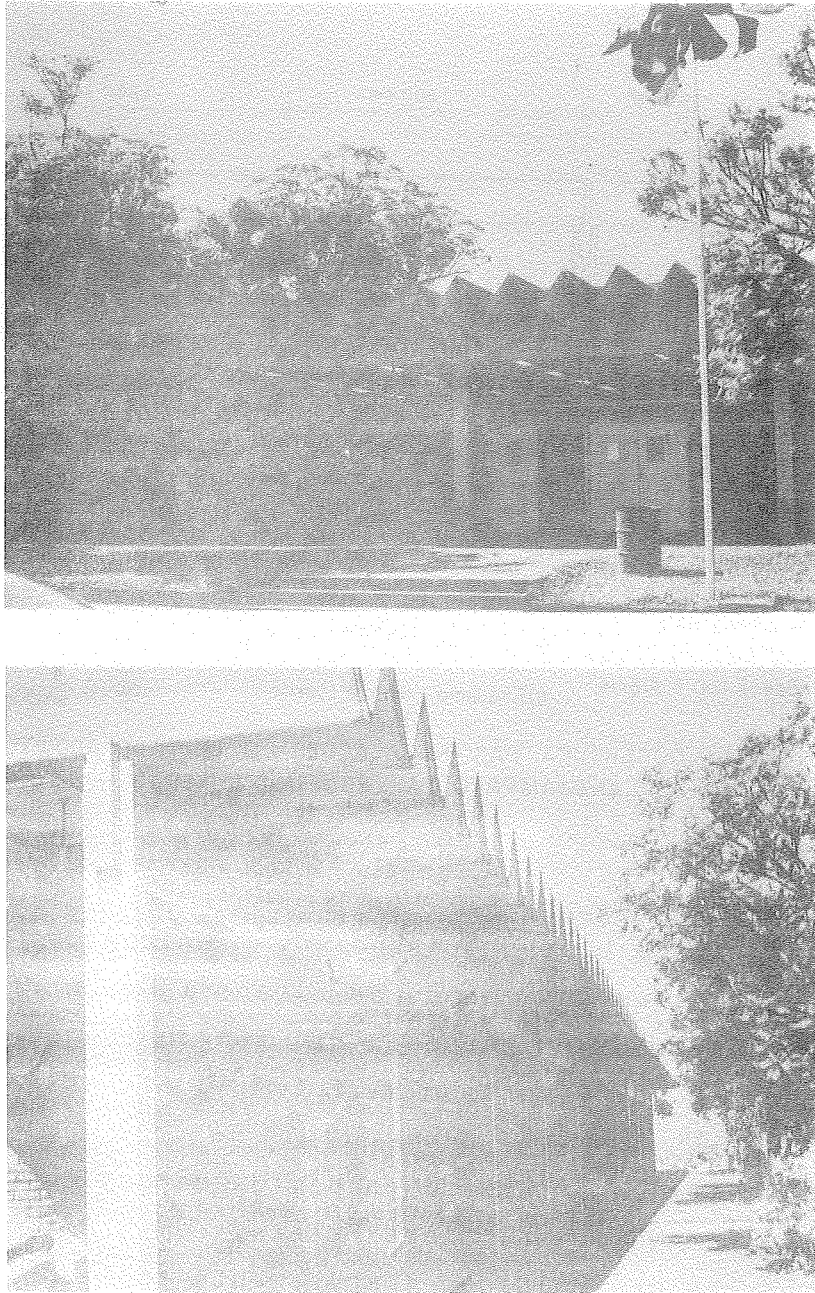


FIG. 1.39 - VISTAS DA COBERTURA DO DEPARTAMENTO DE ARQUITETURA E PLANEJAMENTO DA EESC - USP.

sibilitou a execução de perfis esbeltos, com relação altura/vão de 1/34. Os perfis foram construídos com auxílio de fôrmas metálicas em canteiro distante cerca de 2km da obra, transportadas sobre conjuntos de rodas especialmente montados, e colocados sobre as vigas de apoio por meio de guindaste; cada perfil passava cerca de 60 kN (~6.000 kgf). Par

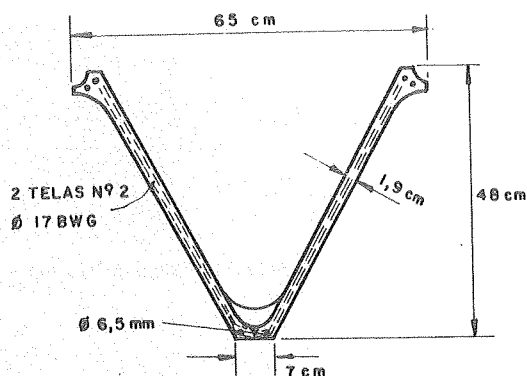


FIG. 1.39 - SEÇÃO TRANSVERSAL DO PERFIL ADOTADO PARA A COBERTURA DO GALPÃO DE BARCOS DO CAMARGOS IATE CLUBE.!!

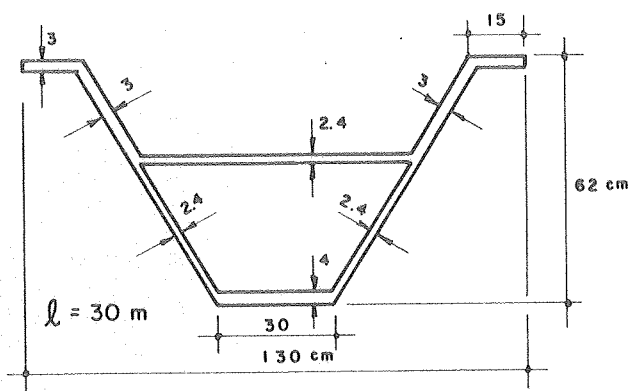


FIG. 1.40 - ESQUEMA DOS PERFIS DA FÁBRICA DE LACTICÍNIOS SÃO CARLOS (1975)

te do fechamento lateral dos edifícios foi realizada com ve nezianas construídas por placas de argamassa armada, confor me se pode ver nas fotos da fig. 1.41, que mostram aspectos atuais da obra, em perfeito estado de conservação.

Em termos de área de cobertura e dimensões dos vãos, o exemplo mais grandioso de aplicação da argamassa ar mada no Brasil, até o presente momento, é o da cobertura do Terminal Rodoviário de Florianópolis, Santa Catarina (1980), onde 15.100m^2 de área foram cobertos com vigas de seção

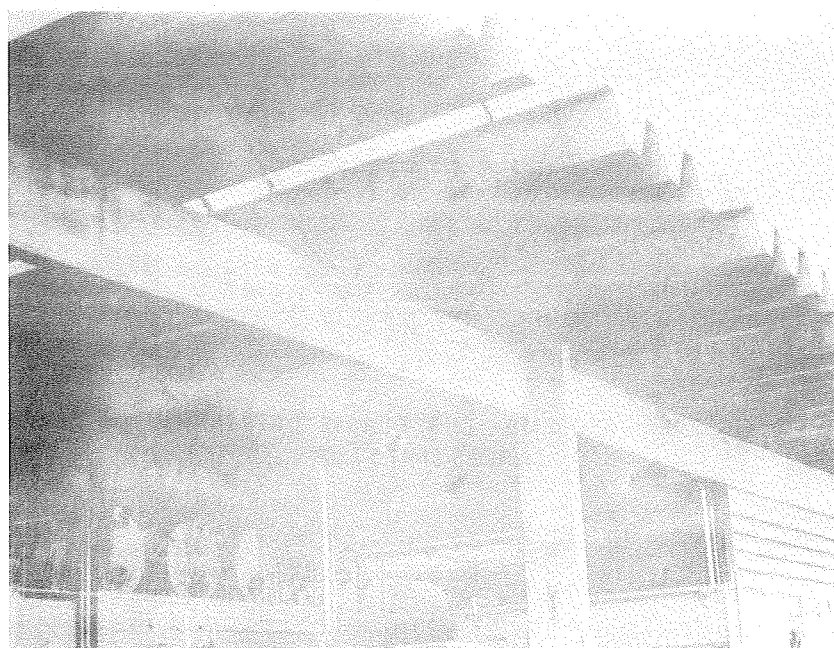
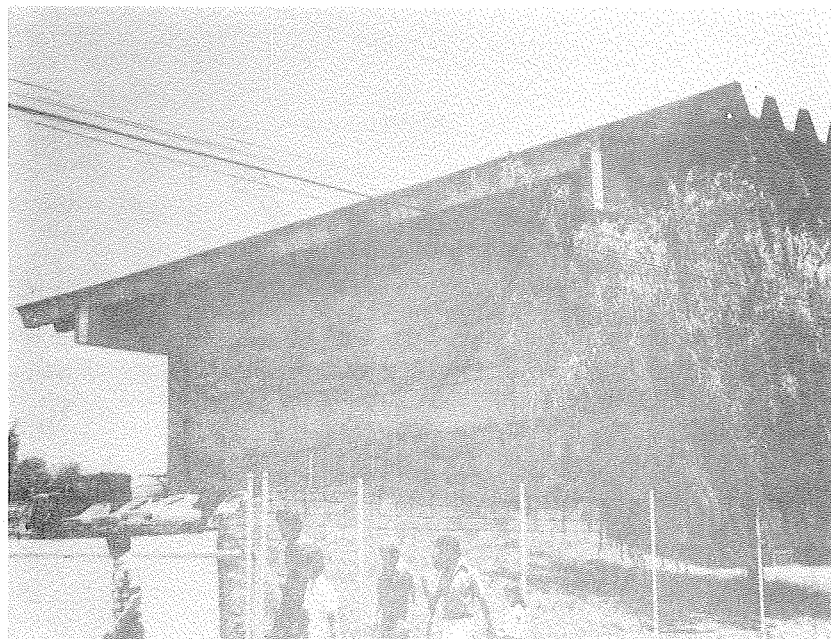


FIG.1.41-- FÁBRICA DE LACTICÍNIOS SÃO CARLOS.

transversal em forma de hexágono, simplesmente apoiadas com vão de 23m e balanço unilateral de 12m (fig. 1.42).

As dimensões gerais das peças (altura e vãos) foram ditadas pelo projeto arquitetônico vencedor do concurso realizado, que previa o emprego de vigas de concreto proten

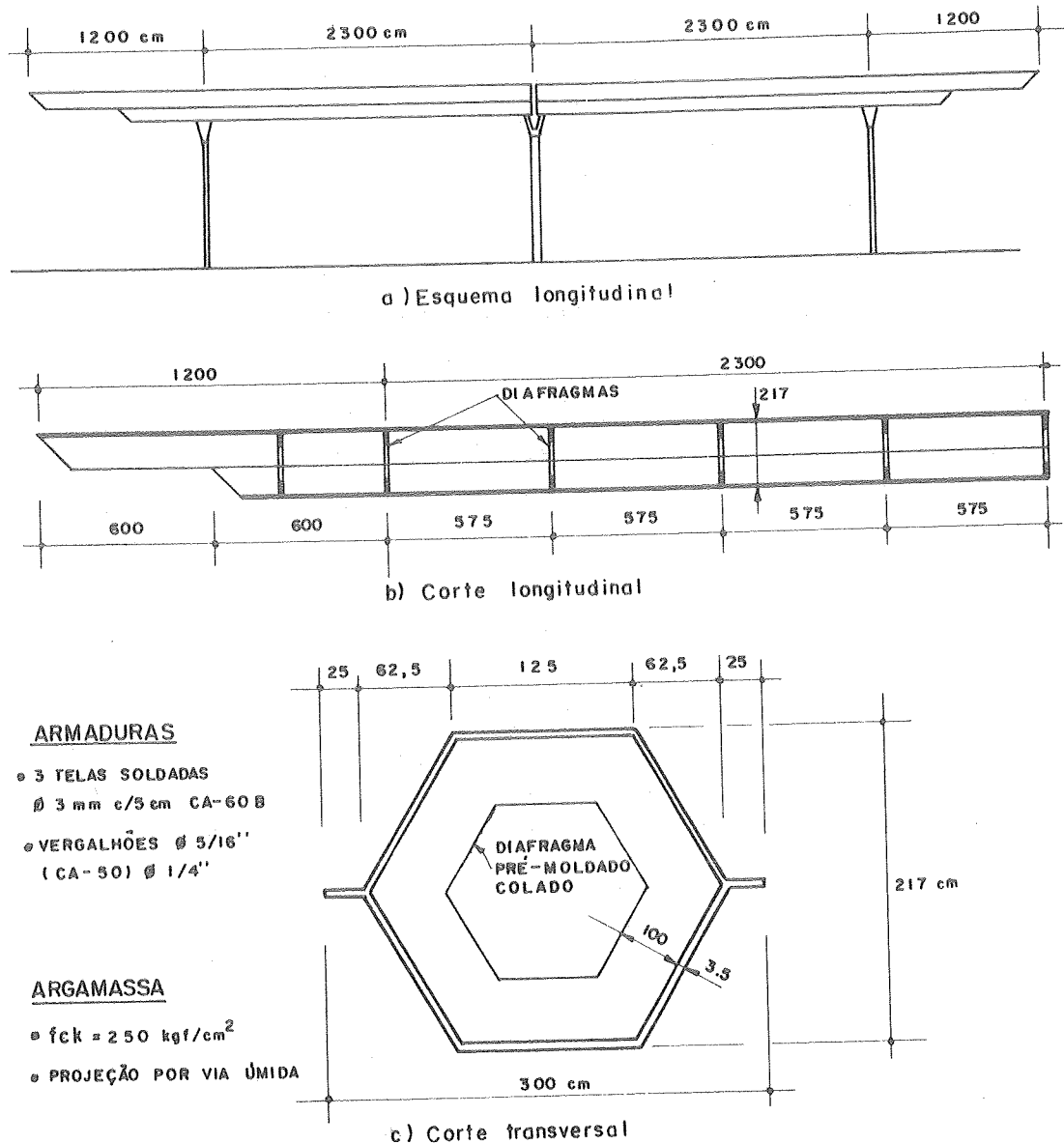


FIG. 1.42- ESQUEMAS DA COBERTURA DO TERMINAL
RODOVIÁRIO DE FLORIANÓPOLIS

dido como solução inicial. Contudo, o excessivo peso das peças em concreto, cerca de 750 kN (~75 tf), causaria dificuldades operacionais e alto custo no seu lançamento sobre os apoios, exigindo guindastes de alta capacidade de carga e a construção de piso sólido para a sua operação; isso constituiu forte motivo para a adoção da solução alternativa em

argamassa armada, pela qual o peso das peças foi reduzido a 250 kN (~25 tf), simplificando-se consideravelmente o transporte dos elementos pré-moldados.

A espessura das chapas de argamassa armada dispostas em forma de hexágono foi fixada em 3,5cm, visando-se obter um equilíbrio entre as condições impostas de alojamento das armaduras, rigidez das placas, manutenção do cobrimento das armaduras entre 3mm e 5mm, peso final da peça e facilidade de execução. Para se evitar o abatimento excessivo e a instabilidade da seção transversal, foram previstos diafragmas com 4cm de espessura. Do ponto de vista de resistência e segurança à fissuração, a grande altura imposta pelo projeto arquitetônico veio a calhar na obtenção de peças com elevado momento de inércia, resultando assim tensões de tração de cerca de 3,5 MPa (~35 kgf/cm²) na fase de serviço, o que constitui aspecto tranquilizador diante das condições agressivas do meio ambiente; ainda assim, previu-se proteção superficial externa mediante aplicação de membrana de neoprene.

Para a execução das peças foram empregados requintados conjuntos de fôrmas compostos por estruturas móveis de aço e chapas de madeira compensada, ilustrados no capítulo 3; para a moldagem, utilizou-se equipamento de projeção de argamassa por via úmida. Após a moldagem das chapas do hexágono, os diafragmas, pré-moldados, eram introduzidos no interior do tubo e fixados com argamassa à base de areia e resina epóxica.

A participação do Grupo de São Carlos nesse empreendimento limitou-se à assessoria no projeto estrutural; na fig. 1.43 mostram-se alguns aspectos da obra.

Outro tipo de perfil, destinado à cobertura de galpões, esquematizado na fig. 1.44, foi objeto de estudo por meio de ensaio de um protótipo em escala real, com 20m de comprimento, mostrando desempenho satisfatório.

Com seção transversal semelhante à do perfil da fig. 1.44, foram projetadas para a cobertura do reservató

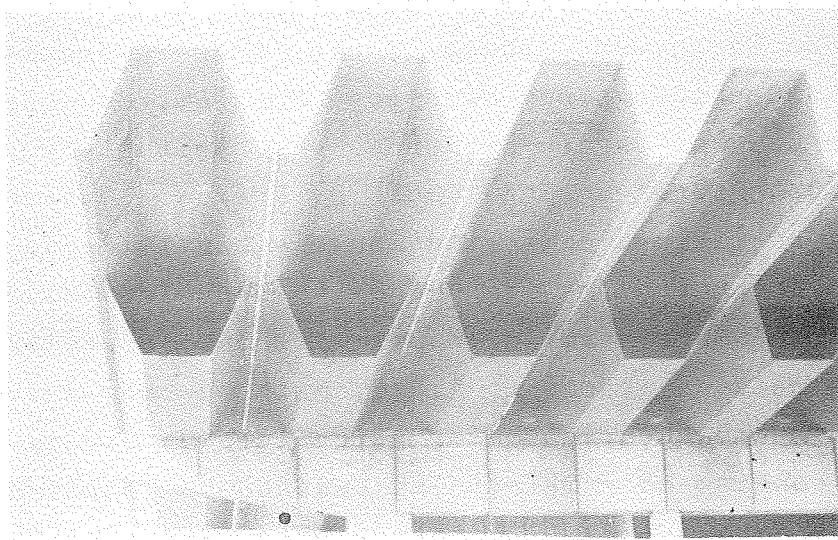
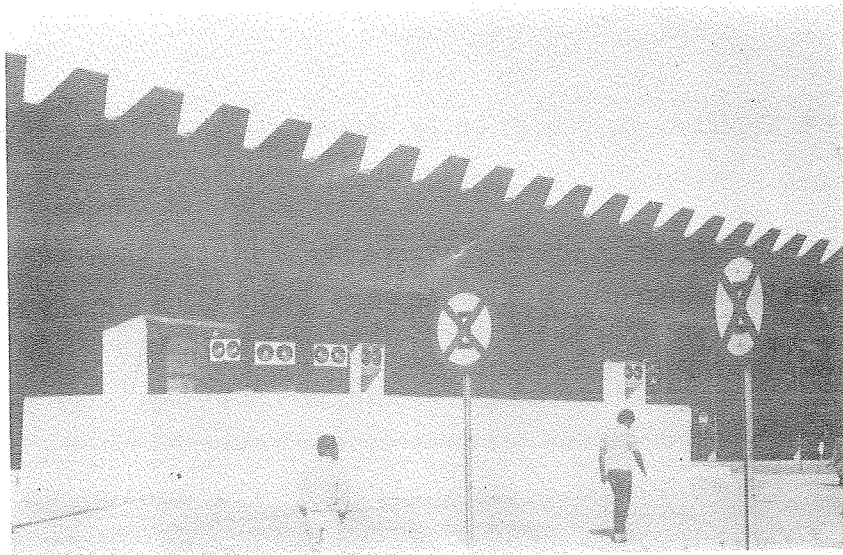
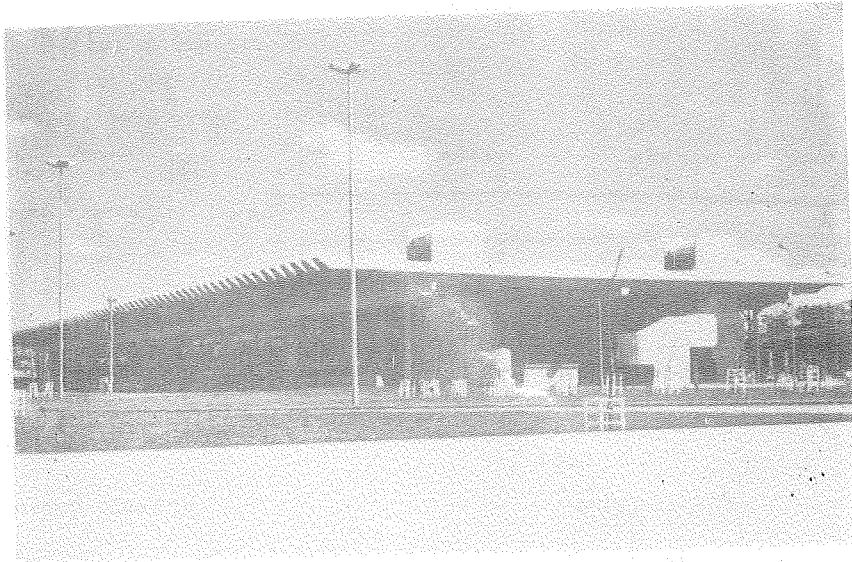


FIG.1.43 - TERMINAL RODOVIÁRIO DE FLORIANÓPOLIS

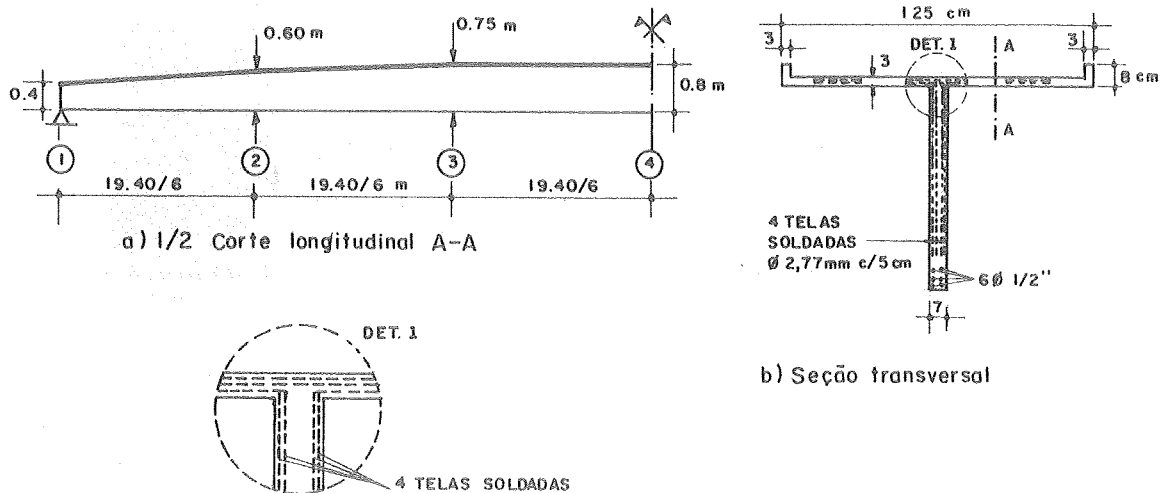


FIG. 1.44- ESQUEMAS DO PROTÓTIPO DE PERFIL DE COBERTURA ENSAIADO

rio circular para 2.700m^3 de água, descrito mais adiante, no capítulo 6, vigas pré-moldadas com 10m de vão e largura da mesa variável.

Desviando-se agora das aplicações em coberturas com emprego de perfis, citam-se os estudos sobre cascas piramidais (fig. 1.45a), conduzidos pela equipe do Laboratório de Estruturas da EESC-USP, em 1966, os quais foram inicialmente dirigidos para a construção do Centro de Pesquisas do Cacau, em Itabuna, Bahia, onde se previa a execução de 400 unidades com dimensões 8m x 8m, de acordo com projeto do arq. Sérgio Bernardes e consultoria em Engenharia de Estruturas do Eng. Paulo R. Fragoso. O trabalho do LE-EESC permitiu o dimensionamento e a otimização das dimensões da estrutura, mediante análise experimental, e foi então que se empregaram, pela primeira vez, as telas soldadas de fios mais espaçados (ϕ 2,6mm, malha de 5cm x 5cm); a espessura das placas, na maior parte, era de 2,5cm; outros detalhes constam do relatório LE-EESC 60/66 (Martinelli, Montanari e Savassi¹⁴⁶). Posteriormente, foram efetuados estudos pormenorizados, também sobre modelos reduzidos, em trabalho de Lima¹³⁰, cujos resultados viabilizam a utilização

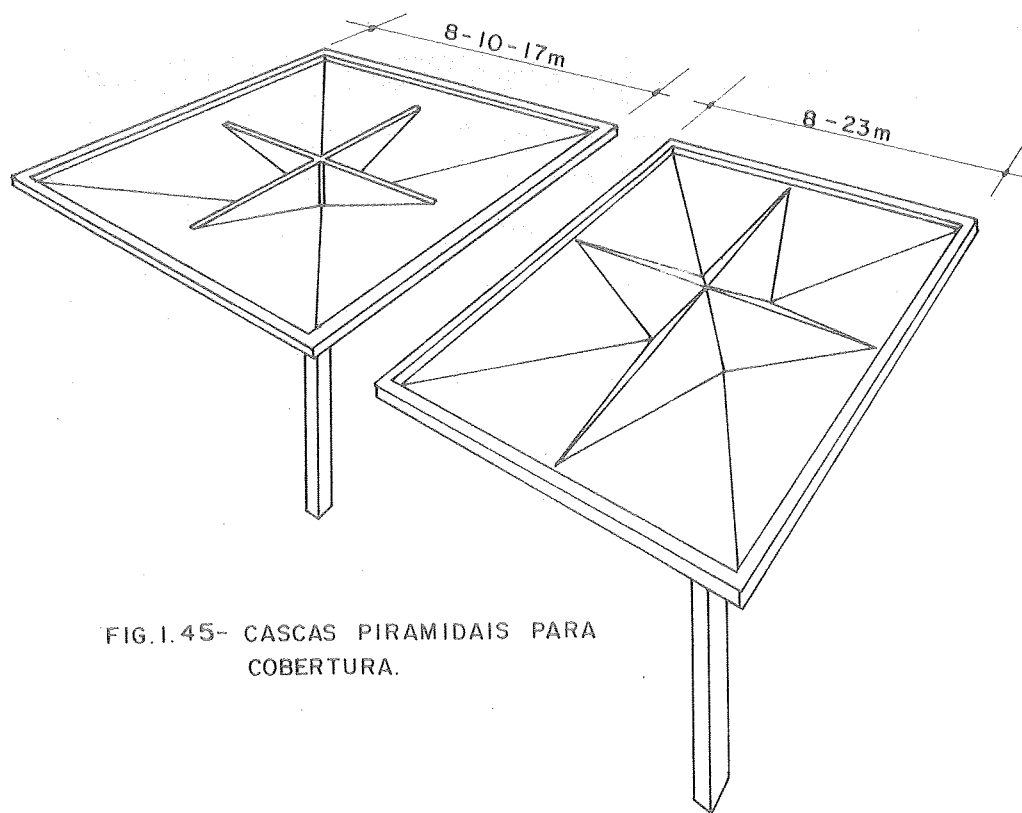


FIG.1.45- CASCAS PIRAMIDAIS PARA COBERTURA.

plena desse tipo estrutural, com possíveis variantes (fig. 1.45b), ainda pouco explorado na prática.

Num tipo de cobertura pênsil, circular, do qual existem dois exemplares já construídos, sendo um em Araraquara, SP (1965), com 40m de diâmetro, descrito por *Martinnelli*¹⁴², e outro em Rolândia, PR (1974), que foi objeto de estudo mais aprofundado por parte de *Barbato*²³ (fig. 1.46a), com 60m de diâmetro, o emprego de elementos de argamassa armada (fig. 1.46b) para a composição da casca protendida surge como alternativa viável aos elementos de concreto armado de 4cm de espessura efetivamente empregados (fig. 1.46c).

Outro tipo de cobertura atualmente em estudo é o parabolóide elíptico composto por elementos pré-moldados em forma de caixão (fig. 1.47), estando prevista a construção de uma cobertura desse tipo para a futura lanchonete do Campus de São Carlos.

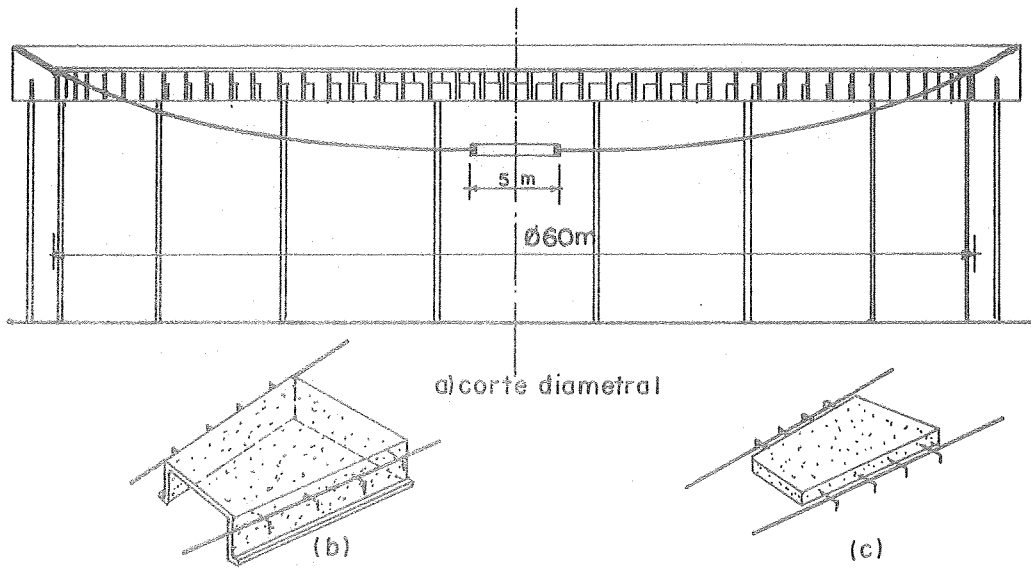


FIG. 1.46 - COBERTURA PÊNSEL CIRCULAR

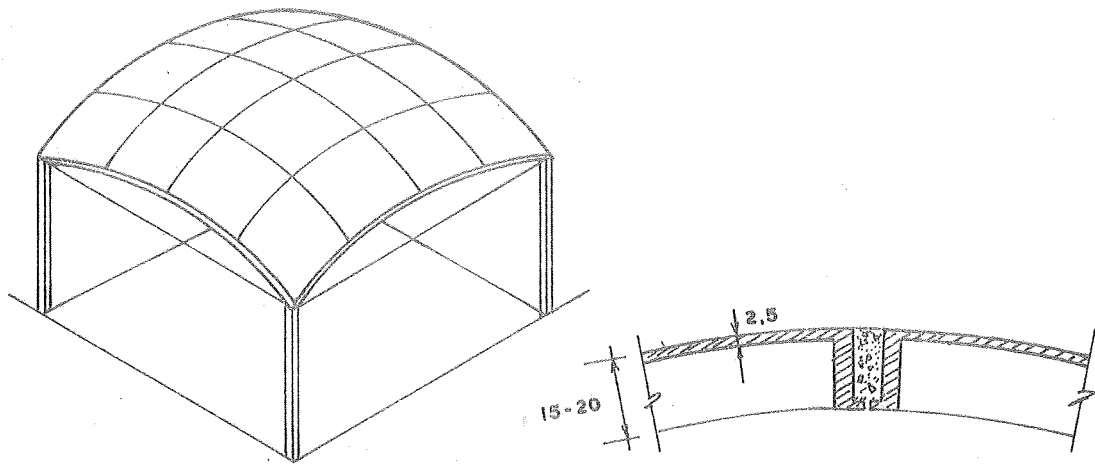


FIG. 1.47 - COBERTURA EM CASCA - PARABOLÓIDE ELÍPTICO

Tratando-se de silos subterrâneos, a única realização do Grupo de São Carlos foi efetuada em Andirá, PR, (1964), onde a argamassa armada foi empregada apenas parcialmente (fig. 1.48). Entretanto, as possibilidades de aplicação da argamassa armada nesse campo são bastante amplas, não apenas tendo em vista a experiência interna

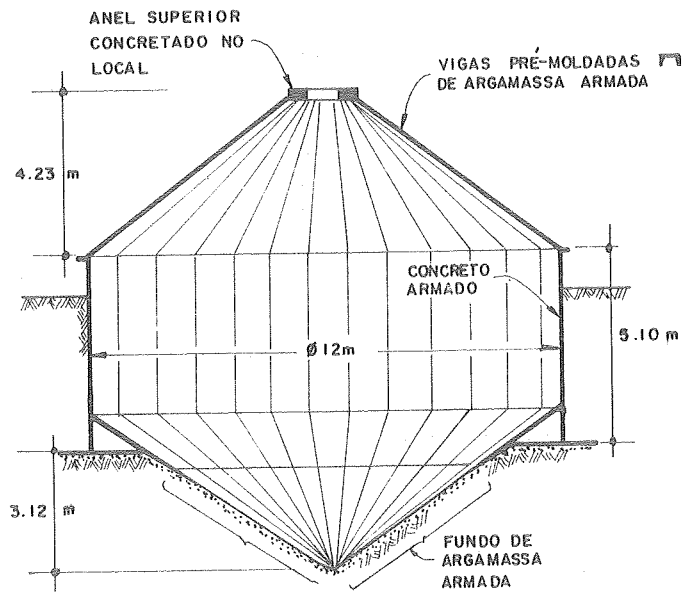
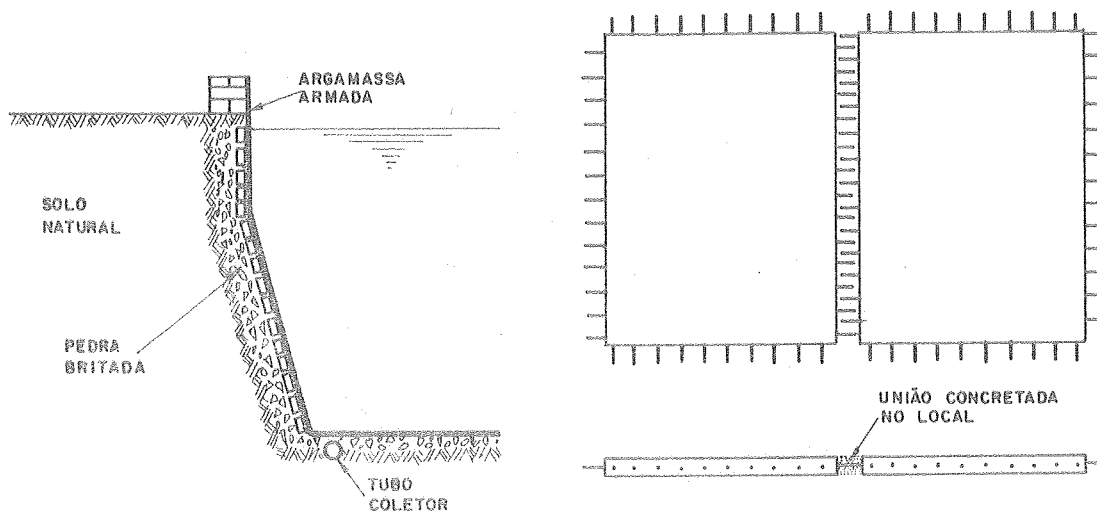


FIG. 1.48- SILO SUBTERRÂNEO EM ANDIRÁ (1964)

cional, mas sobretudo a tecnologia desenvolvida em São Carlos para construção de piscinas e reservatórios enterrados.

São muitos os exemplos de piscinas e reservatórios enterrados construídos com o emprego da argamassa armada, sendo alguns deles mostrados no trabalho de *Machado Jr.*¹³⁶; a técnica de construção teve alguma divulgação e as aplicações já saíram do âmbito do Grupo de São Carlos. A idéia fundamental é construir no terreno escavado e estabilizado uma membrana impermeável capaz de suportar pequenos recalques e acomodações do solo; para evitar a inconveniência de subpressões, providencia-se um eficiente sistema de drenagem constituído por camada de pedra britada e tubos furados como coletores (fig. 1.49a). A membrana de argamassa armada pode ser moldada no local ou constituída por placas pré-moldadas com juntas argamassadas no local (fig. 1.49b); outros detalhes podem ser vistos na referência citada. Como exemplo de reservatório enterrado, cita-se o de 3.000m^3 esquematizado na fig. 1.50, onde a cobertura foi também construída com elementos pré-moldados de argamassa armada; dois reser



a) Seção vertical típica de piscina

b) Placas pré-moldadas emendadas por fraspasse de felas.

FIG. 1.49 - ESQUEMA TÍPICO DE PISCINA EM ARGAMASSA ARMADA¹⁴⁴

vatórios desse tipo foram construídos em Araraquara, SP (1974).

Também em Araraquara, SP, foram construídos dois reservatórios elevados, um para 1.200m^3 (1972) e outro para 500m^3 (1974), com parede composta por abóbadas cilíndricas de concreto armado. Em trabalho de *Hanai*⁹⁸, efetuou-se uma primeira sistematização do cálculo de estruturas desse tipo, evidenciando-se então a vantagem da utilização da argamassa armada na pré-moldagem das abóbadas. Posteriormente, em 1980, foram realizados projetos para construção de um reservatório ao nível do solo com capacidade para 2.700m^3 de água em São Carlos, SP, e dois reservatórios para 900m^3 em Americana, SP, empregando abóbadas pré-moldadas de argamassa armada, que estão atualmente em fase final de execução. Esse tipo de aplicação é objeto de análise mais detalhada no capítulo 6 deste trabalho.

Um estudo sobre o desempenho de perfis em forma de I, realizado por *Petroni*¹⁸⁹ (1974) comprovou sua grande capacidade de carga, sugerindo o emprego da argamassa arma

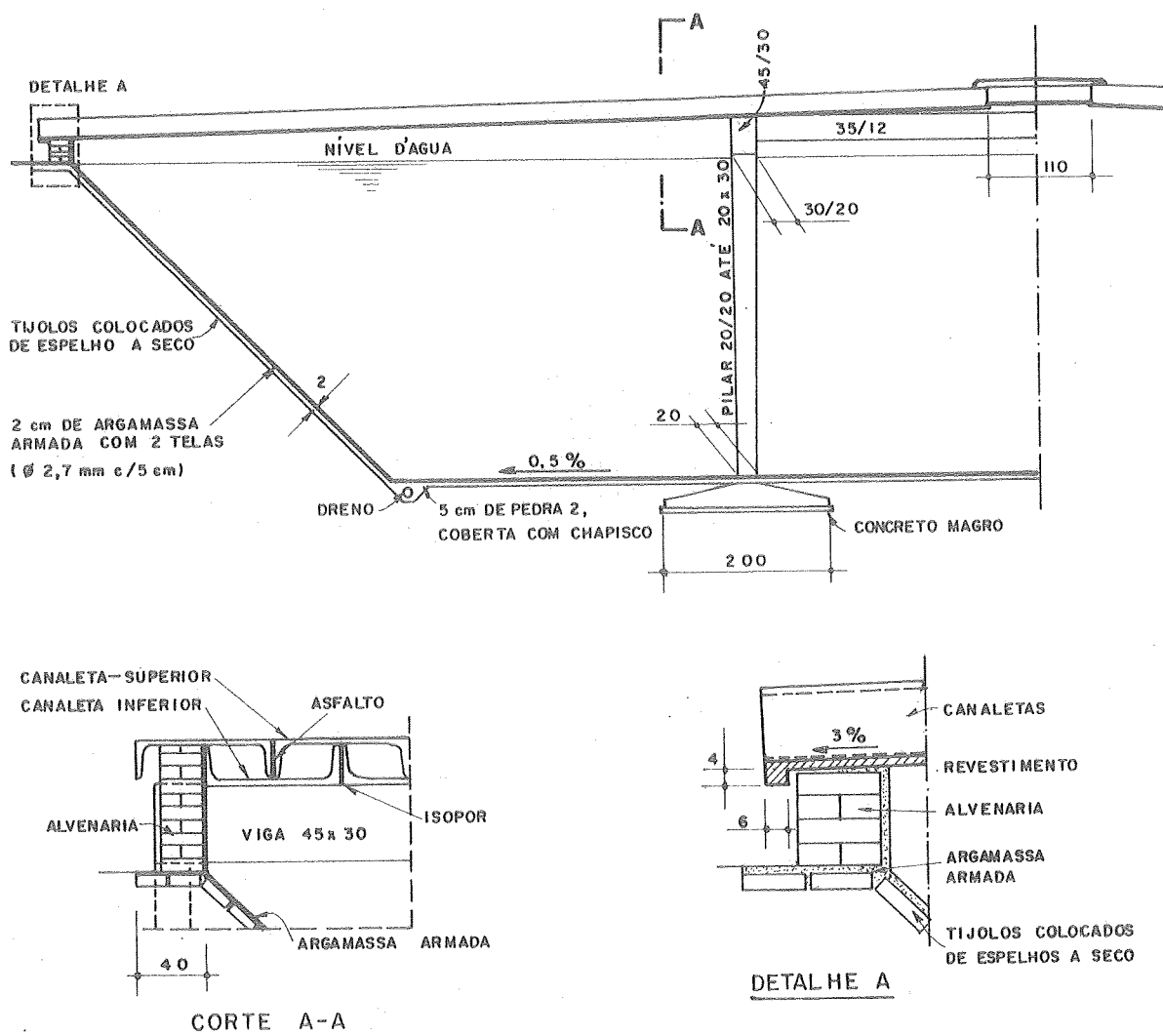


FIG. 1.50- RESERVATÓRIO ENTERRADO DE ARARAQUARA, SP (1974)¹³⁶

da em estruturas sujeitas a cargas mais elevadas. Em 1979, iniciou-se a execução de um plano de pesquisa dirigido aos pontilhões rodoviários, atualmente em andamento, contando-se com o apoio financeiro da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo. Para discussão desse tópic, é de dicado o capítulo 7 do presente trabalho.

Tratando-se ainda da canalização de águas plu viais e servidas, experiências bem sucedidas foram realiza das em Salvador, BA (1980), na construção de canais com em prego de elementos pré-moldados, cujos detalhes entretanto ainda não são disponíveis.

Outro tipo de aplicação também em fase de estudo refere-se à construção de galerias de seção transversal circular (fig. 1.51), com diâmetro superior àqueles usuais em tubos de concreto armado, constituindo-se assim uma alternativa com pré-fabricação às galerias em chapa corrugada de aço e aos tubos ovóides.

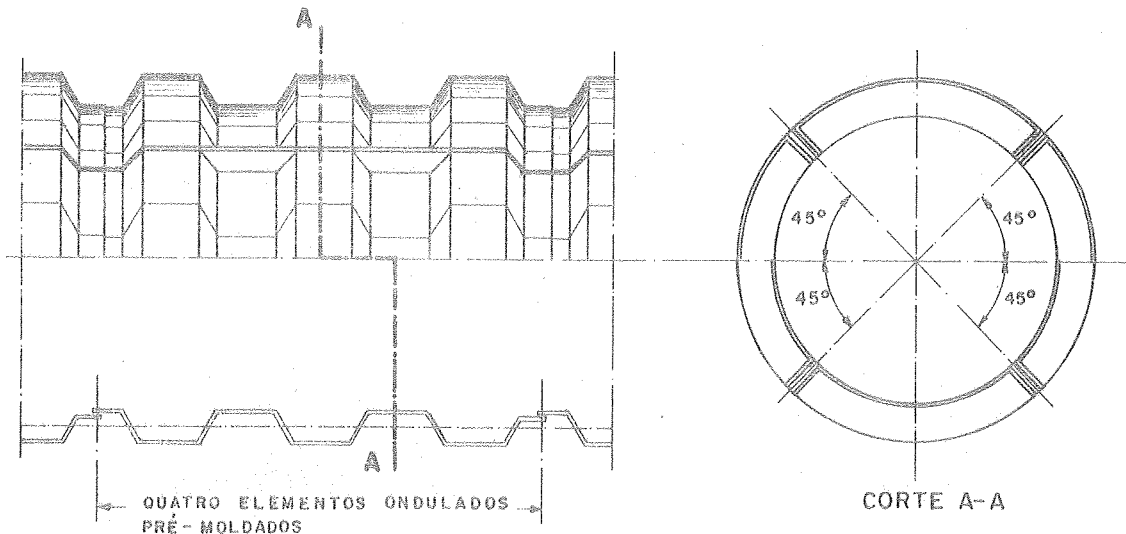


FIG. 1.51 - GALERIA DE SEÇÃO CIRCULAR

1.4 - CONSIDERAÇÕES SOBRE A DEFINIÇÃO DA ARGAMASSA ARMADA

De acordo com *Biggs*³³ (1973), a argamassa armada, dentro de certos limites, pode ser considerada um material composto, ou seja, aquele obtido pela reunião de dois materiais distintos, matriz e reforço, constituindo-se um novo material com propriedades de desempenho superiores às de cada um de seus constituintes.

Abstraindo-se do fato de que a própria argamassa é um material composto obtido pela mistura de areia (reforço de partículas) e gel de cimento hidratado (matriz), pode-se considerar a argamassa armada como resultado da inclusão de armaduras difusas na matriz de argamassa, considerada homogênea.

Uma ilustrativa comparação pode ser efetuada com o material composto obtido pela reunião de resina (matriz) e fibras de vidro (reforço); em oposição à argamassa armada, o reforço é constituído por material frágil envolvido pela matriz relativamente dúctil, de baixa resistência e bastante deformável. Nesse caso, a ruína ocorre com a ruptura progressiva das fibras devida à concentração de tensões, até que a matriz e o reforço remanescente não possam suportar acréscimos de carga; a ruptura do material composto ocorre geralmente sem aviso e com separação brusca.

Na argamassa armada, os primeiros sinais da ruína aparecem inevitavelmente na matriz, que é componente frágil, e além disso, inerentemente microfissurado, isto é, que apresenta vazios e falhas formadas antes de quaisquer solicitações. As solicitações que provocam o aparecimento da primeira fissura visível, a propagação e o aparecimento de novas fissuras, e a ruptura do material composto, dependem essencialmente das propriedades mecânicas da argamassa, da quantidade e das características geométricas e mecânicas das armaduras.

Tratando-se somente da argamassa, retardar o aparecimento de fissuras visíveis em peças tracionadas significa obter argamassa com maior resistência à tração e menor módulo de deformação; nas argamassas usuais de areia e cimento Portland, esses parâmetros são pouco maleáveis, não podendo entretanto ser descartada a hipótese.

Com relação às armaduras, o aparecimento da primeira fissura visível está intimamente ligado à superfície específica da armadura, definida como sendo a área superficial da armadura aderida à argamassa dividida pelo volume do material composto; alguns autores definem a superfície específica em dada direção, ou seja, consideram somente a parcela da armadura disposta segundo a direção do esforço em questão. Quanto maior a superfície específica da armadura, que se pode traduzir por diminuir o diâmetro dos fios e o espaçamento entre eles, ou seja, subdividir a ar

madura, mais retardado será o aparecimento da primeira fissura, assim como mais favorável será a progressão da fissuração em regiões tracionadas, com aparecimento de maior número de fissuras de abertura menor.

Outro parâmetro importante é a taxa de armadura, que pode ser expressa pela relação entre área de seção transversal de armadura e área de seção transversal do material composto, ou pela relação entre volumes da armadura e do material composto, ou ainda pela massa de aço com relação ao volume do material composto. Uma vez pré-fixados o tipo de tela, o diâmetro dos fios e o espaçamento entre eles, ou uma determinada faixa de tipos de armadura difusa usualmente empregados, a taxa de armadura pode ser empregada como fator de medida da resistência no estado limite último e de outras características de desempenho da argamassa armada.

Nervi e Oberti definiam o "ferro-cimento" como um material com taxas de armadura difusa da ordem de 400 a 500 kg de aço por metro cúbico de argamassa, considerando telas de arame com diâmetro de 0,5mm a 1,5mm e espaçados cerca de 1cm, no que foram seguidos por diversos estudiosos do assunto. Outros autores preferem definir a argamassa armada em função da superfície específica da armadura; *Bezukladov*³² (1968) sugere o limite entre concreto armado e argamassa armada definido pela superfície específica nas duas direções igual a $0,5\text{cm}^2/\text{cm}^3$, considerando o valor de $2,0\text{cm}^2/\text{cm}^3$ como sendo correspondente ao "verdadeiro ferro-cimento" e admitindo como limite superior o valor de $3,5\text{cm}^2/\text{cm}^3$, por razões práticas de execução. *Naaman*¹⁵⁴ (1979) define os valores mínimos de 1,8% para o volume específico e de $0,8\text{cm}^2/\text{cm}^3$ para a superfície específica nas duas direções, recomendando dobrar esses valores no caso de estruturas destinadas à retenção de água.

Já desde as primeiras experiências, o Grupo de São Carlos tem trabalhado com esses parâmetros próximos do limite inferior especificado pelos autores citados: as taxas de armadura difusa, que nas primeiras aplicações de

Martinelli e Schiel eram da ordem de $250-300 \text{ kg/m}^3$ de argamassa armada, passaram a taxas em torno de 200 kg/m^3 e suas superfícies específicas totais de até $0,35 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$.

De certa forma, a distância relativamente grande que separava quantitativamente a argamassa armada em desenvolvimento na Escola de Engenharia de São Carlos e o "ferrocimento" de Nervi levou o Grupo de São Carlos a considerar a argamassa armada como uma variante do "ferrocimento", embora os dois materiais guardassem os mesmos conceitos qualitativos.

Contudo, na reavaliação crítica que se efetua sobre o material no presente trabalho, decidiu-se por sinonimizar argamassa armada e "ferrocimento", em primeiro lugar pela identidade qualitativa entre os materiais assim denominados. Em segundo lugar, porque as propriedades mecânicas do material composto variam continuamente, não existindo clara definição de limites de desempenhos diferentes; aliás, segundo os próprios autores, os limites citados foram estabelecidos de certa forma arbitrariamente. Observa-se também que nas aplicações de São Carlos as taxas de armadura usualmente empregadas são superiores à taxa mínima sugerida por Naaman e a superfície específica mínima empregada ainda tem valor próximo ao valor sugerido por Bezukladov.

Uma certa liberdade com relação à definição da argamassa armada vem de encontro à criação de condições para o pleno desenvolvimento de um material com amplas possibilidades de uso, desde as estruturas de pequena responsabilidade do ponto de vista estático, até as estruturas de maior vulto. A questão é definir corretamente os materiais constituintes e suas proporções para atender às características de desempenho requeridas por um determinado projeto.

Quanto à denominação em si, preferiu-se continuar com o termo argamassa armada, tradicionalmente empregado em São Carlos e com alguma divulgação no Brasil, em vez de se adotar o possível termo "ferrocimento", mesmo porque argamassa armada parece ser o nome técnico mais adequado para

um material composto cujo componente volumetricamente pre dominante é a argamassa de cimento e areia.

Finalmente, cabe lembrar que, como já se salientuou logo no início deste capítulo, não serão abordadas no presente trabalho as armaduras difusas constituídas por fibras curtas metálicas e fibras de vidro ou orgânicas. Ressalta-se também que aqui não será considerada a eventual possibilidade - a ser estudada - de se definir distintamente a argamassa armada, com relação à presença ou não de armadura discretas, constituídas por fios, barras ou cabos de aço.

1.5 - OBJETIVOS DO PRESENTE TRABALHO

Entendendo-se como objetivo geral o de desenvolver e divulgar a tecnologia da argamassa armada no Brasil, pretende-se com este trabalho contribuir para o estabelecimento de programas de pesquisa que viabilizem, a curto prazo, a ampliação e a consolidação do Grupo de São Carlos, como polo gerador e divulgador, de modo menos intermitente, de contribuições tecnológicas na área.

Assim, o presente trabalho encerra diferentes aspectos e níveis de abordagem, buscando atingir a meta estabelecida.

Como documento de caráter geral, pretende-se que seja material básico para os iniciantes na pesquisa e para os profissionais envolvidos no projeto e na construção de estruturas. Ao mesmo tempo, deseja-se que esta síntese de informações diversas se transforme em instrumento reorganizador da divulgação dos trabalhos desenvolvidos pelo Grupo de São Carlos, no Brasil e no exterior.

Com caráter específico, apresentam-se diretrizes para o desenvolvimento de pesquisas sobre características básicas e aplicações da argamassa armada, potencialmente

executáveis por um ampliado Grupo de São Carlos, destacando-se especialmente as aplicações nos reservatórios com parede ondulada e nos pontilhões rodoviários, assuntos específicos nos quais o autor esteve envolvido de maneira mais intensiva.

Assim, nos capítulos 2 e 3 apresentam-se os materiais constituintes e as técnicas de construção, para que o leitor tenha, de forma complementar a este primeiro capítulo, as idéias básicas sobre o assunto.

No capítulo 4, analisa-se o desempenho da argamassa armada, com base na bibliografia coletada, efetuando-se uma revisão crítica dos trabalhos apresentados por diversos pesquisadores, e identificando-se desde já as deficiências de conhecimento sobre as diversas características.

No capítulo 5, apresentam-se as perspectivas de desenvolvimento da argamassa armada no Brasil, onde levantando-se as necessidades da pesquisa, estabelecem-se diretrizes gerais para o trabalho no âmbito universitário, isto é, no ensino, na pesquisa e na extensão de serviços à comunidade.

No capítulo 6, apresentam-se os resultados até agora obtidos pelo autor e colaboradores, no estudo de reservatórios com parede ondulada, empregando-se abóbadas pré-moldadas de argamassa armada.

No capítulo 7, apresentam-se os resultados até agora obtidos pelo autor, na análise da aplicação da argamassa armada em pontilhões e passarelas, desenvolvida mediante elaboração do projeto de uma ponte experimental, e execução de ensaios sobre um modelo no LE-EESC.

Finalmente, na bibliografia, apresenta-se o resultado de uma pesquisa bibliográfica sobre o assunto, que forneceu os subsídios para a elaboração do presente trabalho.

CAPÍTULO 2

MATERIAIS

Apresentam-se neste capítulo as características dos principais materiais empregados nas construções de argamassa armada. Embora outros materiais possam ser utilizados para a obtenção de compostos com propriedades típicas da argamassa armada, definida como foi no capítulo anterior, tais como fibras orgânicas, de aço ou de vidro, bem como argamassas com outros aglomerantes que não o cimento Portland, esses materiais alternativos não serão aqui abordados.

2.1 - ARGAMASSA

2.1.1 - Cimento

O cimento usualmente empregado é o cimento Portland comum, cujas características são especificadas pela ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas; na sua grande maioria, as obras sob supervisão dos pesquisadores de São Carlos foram construídas empregando-se o cimento CP-320, cujas características atenderam suficientemente às exigências de desempenho estrutural.

Contudo, em casos particulares, pode ser interessante a utilização de cimentos especiais, com o intuito de se alcançar melhor comportamento da argamassa armada frente a agentes agressivos ou de se acelerar processos de construção. São casos onde o cimento pozolânico e o de alta resistência inicial podem contribuir para o sucesso do emprego da argamassa armada, assim como outros cimentos especiais como o resistente aos sulfatos, o aluminoso e o metalúrgico.

É bom salientar também que na argamassa armada, mais do que no concreto armado, minúcias relativas à composição, fabricação ou qualidade do cimento podem afetar sensivelmente o desempenho final do composto, principalmente no que se refere à durabilidade das peças tendo em vista o reduzido cobrimento da armadura, o que exige estudos acurados e cuidado especial nas aplicações em estruturas de grande responsabilidade.

O consumo de cimento por metro cúbico de argamassa varia entre 600 kg/m^3 e 1000 kg/m^3 , sendo que nas aplicações do Grupo de São Carlos o consumo ficou sempre em torno dos 700 kg/m^3 .

2.1.2 - Agregado

O agregado utilizado na argamassa é o agregado miúdo, definido como aquele cujo diâmetro máximo não ultrapassa 4,8mm, sendo constituído portanto pelas areias naturais ou artificiais.

A areia empregada deve satisfazer aos requisitos estabelecidos pelas normas, como a resistência aos esforços mecânicos, o conteúdo máximo de substâncias nocivas, tais como torrões de argila, matérias carbonosas e material pulverulento, e de impurezas orgânicas; outras características de qualidade devem ser investigadas em caso de areias de jazidas pouco conhecidas, tais como a resistência aos sulfa-

tos de sódio e de magnésio e a reatividade potencial, referindo-se às reações de interação entre os álcalis do cimento Portland e os agregados.

Aspectos importantes a serem considerados são a composição granulométrica e a forma dos grãos; areias bem graduadas permitem a obtenção de argamassas mais densas, com melhor resistência aos esforços mecânicos e melhor trabalhabilidade. Quanto à forma dos grãos, se aqueles com forma arredondada e superfície lisa proporcionam argamassas mais trabalháveis e também a redução da quantidade de água de amassamento, os grãos com forma irregular e superfície áspera levam, devido à melhor aderência com o cimento endurecido, a argamassas mais resistentes ao desgaste e à tração; as areias com partículas lamelares são consideradas inadequadas.

Com relação à composição granulométrica, a especificação EB-4 da ABNT estabelece limites para a granulometria do agregado miúdo, definindo a zona ótima e a zona utilizável; trata-se de granulometria contínua situada entre as graduações de 4,8mm e 0,15mm, como se vê na fig. 2.1 onde se indicam também os limites da ASTM-C33-74a. Alguns aspectos sobre a influência da granulometria da areia na resistência aos esforços mecânicos e na trabalhabilidade podem ser vistos, de início, nos trabalhos de *Athayde*¹⁴ (1977), onde se apresentam também resultados obtidos por *Sobral*, e de *Câmara*⁴⁴ (1980).

Nas experiências realizadas pelo Grupo de São Carlos, a areia comumente empregada é natural, de origem quartzosa, proveniente de jazidas fluviais da região, estudadas por *Agnesini*² (1972); a areia, de granulometria média, é utilizada sem qualquer outra correção na sua composição além da retirada das partículas retidas na peneira de abertura 2,4mm. De maneira geral, as areias dessas jazidas apresentam composição granulométrica fora dos limites estabelecidos pela ABNT (ver fig. 2.1), com deficiência de grãos maiores entre 1,2mm e 4,8mm, daí o fato de a retirada de grãos

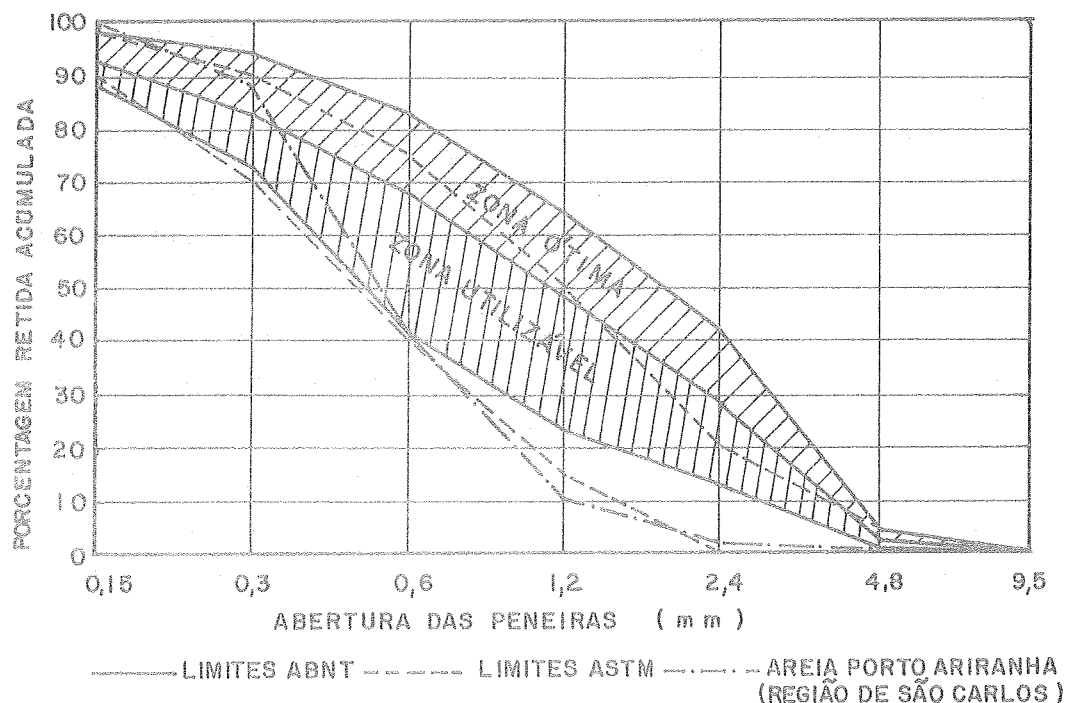


FIG.2.1- GRANULOMETRIA DA AREIA

maiores que 2,4mm não exercer influência significativa na granulometria, prestando-se tão somente à eliminação de incômodas partículas maiores esparsas. Conforme observa *Agnesini*, o emprego dessas areias acarreta resistências à compressão nas argamassas sensivelmente menores, da ordem de 30% a menos, se comparadas com aquelas obtidas nas argamassas preparadas com a areia normal do Rio Tietê.

Embora a areia natural de origem fluvial seja a mais utilizada, outros tipos de agregado miúdo têm merecido atenção por parte de diversos pesquisadores, inclusive em São Carlos, onde o Prof. L. Petroni analisa atualmente o emprego de areia britada, argila expandida, vermiculita e outros agregados na produção de argamassas, buscando dados sobre o uso de materiais alternativos e a redução do peso próprio das estruturas de argamassa armada.

2.1.3 - Água

Assim como no concreto, a água utilizada no amassamento deve ser fresca e isenta de matérias orgânicas e de soluções nocivas que possam levar à deterioração das propriedades da argamassa; não se deve utilizar água salgada. Usualmente, a água potável destinada ao abastecimento público é considerada satisfatória.

2.1.4 - Aditivos

Segundo *Calleja* (citação de *Bauer*²⁸), aditivo é um "produto que, adicionado ao conglomerado pasta, argamassa ou concreto, no momento de sua elaboração, e em condições adequadas, de forma conveniente e em doses exatas, tem como finalidade modificar, no sentido favorável e permanentemente, as propriedades do conglomerado, ou conferir a ele qualidades de melhor comportamento em todos ou em alguns aspectos, quando apenas recém-misturado ou quando já endurecido".

Além disso, lembra-se que:

- "- O aditivo não é onipotente (pelo menos, não até hoje);
- a produção do aditivo deve ser bem controlada e seu emprego não pode ser indiscriminado;
- os efeitos não são proporcionais às doses;
- os efeitos dos aditivos são influenciados pelos materiais constituintes da argamassa;
- os aditivos podem ser contra-indicados, em alguns casos;
- os aditivos podem ter efeitos secundários;
- deve-se ainda lembrar que, como no caso dos medicamentos, é bem mais fácil aumentar e realçar as qualidades de um organismo são do que corrigir defeitos de uma natureza doentia".

Assim, a atuação dos aditivos pode modificar as propriedades da argamassa fresca como trabalhabilidade, tempo de pega, coesão, etc, e as propriedades da argamassa endurecida como resistência aos esforços mecânicos, durabilidade, impermeabilidade, etc.

Os aditivos plastificantes ou redutores de água são aqueles que atuando sobre a argamassa fresca proporcionam melhor trabalhabilidade e possibilitam a redução da quantidade de água de amassamento, e conseqüentemente uma argamassa com melhores características de resistência mecânica, impermeabilidade e durabilidade. Alguns aditivos plastificantes contêm produtos químicos de poder dispersante nos grãos de cimento em suspensão na água e redutores da tensão capilar, realçando assim a capacidade de molhagem da água.

Aceleradores são os aditivos que aceleram a reação de endurecimento do cimento, podendo ser aceleradores de pega ou de endurecimento; retardadores, são aqueles que retardam a reação de hidratação. Sua aplicação depende das condições peculiares da construção e do meio ambiente, devendo ser sempre cuidadosa. Por exemplo, o cloreto de cálcio, em pequenas doses é um retardador de pega, enquanto que em doses mais elevadas é um leve acelerador de pega e um poderoso acelerador de endurecimento do cimento Portland; embora esta última propriedade seja bastante atraente, deve-se contar com o fator indesejável que é o favorecimento das condições de ataque à armadura.

Os aditivos incorporadores de ar promovem a formação na argamassa fresca de um número extremamente elevado de bolhas de ar de minúsculas dimensões conferindo à argamassa propriedades de melhor trabalhabilidade, impermeabilidade e resistência aos intemperismos. Tais bolhas de ar assumem diversos papéis, tanto na argamassa fresca como na endurecida, trabalhando como um fluido, substituindo parte da água, como um agregado fino elástico, ou como interceptadores dos vasos capilares que se formam na argamassa

endurecida, favorecendo a impermeabilidade e a durabilidade em ambientes extremamente frios.

Os aditivos expansores são aqueles empregados para provocar uma expansão controlada da pasta de cimento, em geral com o objetivo de compensar o efeito de retração do cimento.

Impermeabilizantes são aditivos empregados para reduzir a permeabilidade da argamassa, favorecendo a cristalização mais compacta da argamassa endurecida, reduzindo os vazios, contendo ainda agentes com poder hidrofugante.

Todos esses aditivos são fornecidos por fabricantes especializados que indicam as doses adequadas para as obras correntes de concreto armado. Sua aplicação em construções de argamassa deve ser efetuada após uma criteriosa análise de possíveis efeitos colaterais.

*Ellen*⁷⁴ comenta a possibilidade de inclusão de emulsões muito finas de cera, para aumentar a trabalhabilidade e a impermeabilidade; introdução de emulsões de borracha sintética, que em adequadas proporções pode aumentar cerca de cinco ou seis vezes a deformação de ruptura à tração, chegando-se a resistências à tração 50% a 150% maiores para a mesma resistência à compressão. Outros autores mencionam o uso de aditivos à base de polímeros e de acetato de polivinila (PVA), alegando sensíveis melhorias nas propriedades da argamassa. De fato interessantes, tais possibilidades merecem estudo mais aprofundado, cabendo entretanto o cuidado citado no parágrafo anterior de se analisar efeitos secundários.

2.1.5 - Dosagens

Segundo *Naaman*¹⁵⁴, as dosagens correntes são efetuadas em relações areia/cimento entre 1,0 e 2,5 e água/cimento entre 0,4 e 0,6, em peso. Entretanto, existem exemplos de aplicações com relação água/cimento ligeiramente me

nores, sem uso de aditivos, e pelo menos um exemplo de aplicação com traço extremamente seco, com relação a/c = 0,31 e adição de cloreto de cálcio (que trabalha secundariamente como plastificante), sem o emprego de equipamentos de projeção de argamassa, descrito por *Schiel e Martinelli*²²¹ (1960).

*Kowalski*¹²³ (1977) comenta que embora a quantidade mínima de água requerida para a hidratação do cimento corresponda uma relação água/cimento da ordem de 0,25, na prática o valor mínimo fica em torno de a/c = 0,40, assinalando também que a partir desse valor é que os canais capilares tornam-se suficientemente grandes e contínuos, permitindo a penetração de agentes corrosivos, recomendando-se então relações água/cimento não muito superiores a esse valor de referência.

A maioria dos autores cita como valor de referência a relação a/c = 0,40, de fato empregada na maior parte das aplicações realizadas pelo Grupo de São Carlos, onde a proporção cimento/areia foi tipicamente 1:2, em peso.

2.1.6 - Ensaíos

Para a boa caracterização das propriedades da argamassa fresca e da endurecida, devem ser realizados ensaios tecnológicos cuja tipologia depende naturalmente das características de desempenho requeridas.

De maneira geral, os ensaios podem ser agrupados em preliminares, com o objetivo de se determinar as melhores proporções de materiais e as propriedades mínimas a serem alcançadas pela argamassa, e em ensaios de controle com o objetivo de se avaliar a qualidade da argamassa em fase de produção.

Os ensaios preliminares aplicam-se à análise de agregados de jazidas disponíveis, de cimentos, da água, de dosagens experimentais com ou sem aditivos; sobre a argamassa, os tipos de ensaios mais frequentes são de consistência,

de resistência à compressão simples, à tração simples e à tração na flexão pura, efetuando-se nestes últimos medidas para determinação de módulos de deformação. Outros ensaios, como os de permeabilidade, de durabilidade, de medida de ar incorporado, de medida de deformações volúmicas e intrínsecas, etc, são realizados conforme as necessidades.

Os ensaios de controle de qualidade da argamassa em produção seriam essencialmente os mesmos citados, acabando entretanto por serem reduzidos a ensaios de compressão e tração simples, eventualmente complementados por outros, à medida que se uniformiza o processo de produção.

2.2 - ARMADURAS

2.2.1 - Tipologia

As armaduras empregadas na argamassa armada, podem ser claramente divididas em duas classes: armadura difusa, que é aquela constituída por fios de pequeno diâmetro ou lâminas de pequena espessura, pouco espaçados, distribuídos uniformemente na argamassa, e armadura discreta, constituída por tubos e barras de aço, com função de esqueleto e de armadura suplementar para resistir aos esforços solicitantes, como complemento da armadura difusa.

Abstraindo-se do emprego de fibras metálicas ou orgânicas, a armadura difusa é correntemente constituída por malhas de fios ou lâminas de aço, tais como:

- tela hexagonal;
- tela entrelaçada de malha quadrada;
- tela soldada;
- tela "Deployé" ou "metal expandido";
- tela "Watson";
- faixas de arame.

2.2.2 - Tela hexagonal

A tela hexagonal, popularmente conhecida como tela de "galinheiro", é originalmente fabricada para construção de viveiros para pequenos animais e aves; obtida pelo entrelaçamento de arames galvanizados de 0,6mm a 1,65mm formando malhas hexagonais com aberturas de 12mm a 75mm (fig. 2.2), é de fácil manuseio e disponível no mercado em qualquer região do país.

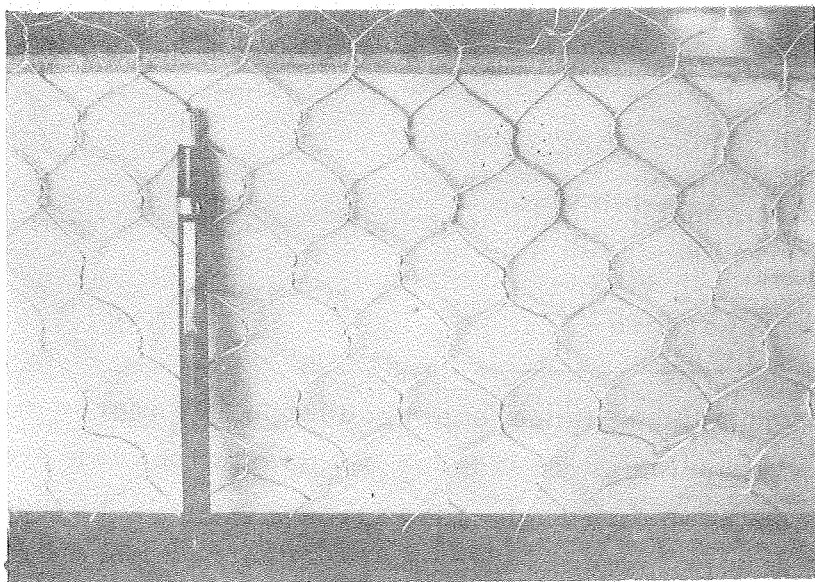


FIG. 2.2 - TELA HEXAGONAL

2.2.3 - Tela entrelaçada de malha quadrada

A tela entrelaçada é composta por arames, galvanizados ou não, entrelaçados formando malhas quadradas (fig. 2.3). As telas entrelaçadas utilizadas pelo Grupo de São Carlos têm sido fornecidas por fabricantes de peneiras, usualmente com malhas de abertura 12mm e fios com diâmetro de 1,24mm, 1,47mm ou 1,65mm. É de manuseio um pouco mais difícil, requerendo alguns cuidados para a eliminação de ondulações na ocasião do seu posicionamento; tem custo por peso relativamente alto, cerca de 2 a 3 vezes o custo do aço para construção civil.

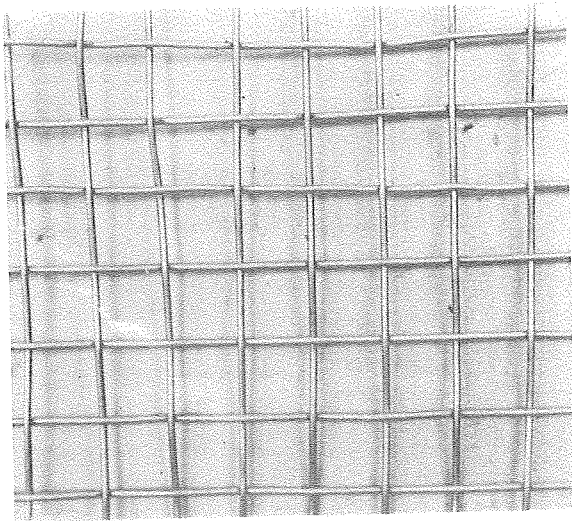
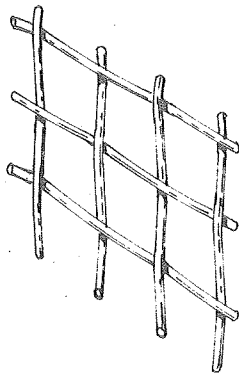


FIG. 2.3 - TELA ENTRELAÇADA DE MALHA QUADRADA

2.2.4 - TELA SOLDADA

A tela soldada é composta por fios retilíneos de aço dispostos de maneira a formar malhas quadradas ou retangulares, soldados entre si nos cruzamentos. As telas soldadas empregadas pelo Grupo de São Carlos têm sido exclusivamente de malha quadrada 50mm x 50mm, com fios de diâmetro

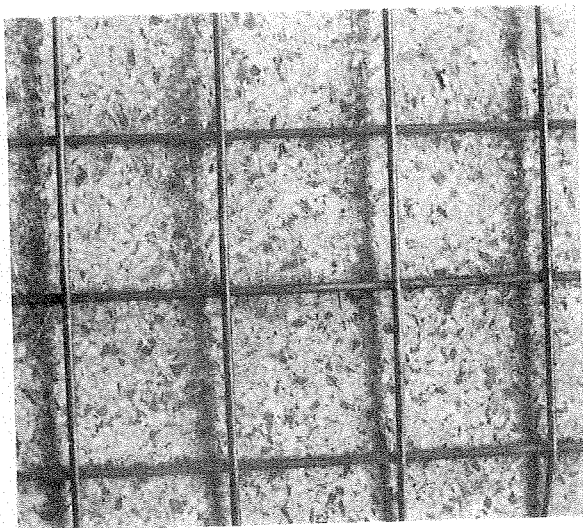
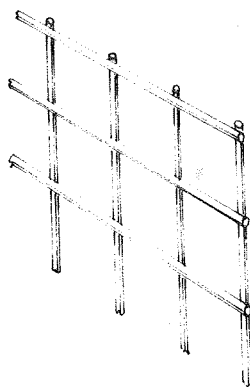


FIG. 2.4 - TELA SOLDADA

$\phi = 2,77\text{mm}$ ou $\phi = 3\text{mm}$, de aço CA-60B (empregado normalmente pelo fabricante) ou de aço recozido (quando solicitado por encomenda); é fornecido também com ou sem galvanização.

Embora autores estrangeiros cite frequentemente o emprego de telas soldadas composta por fios de diâmetro $\phi = 1,2\text{mm}$, espaçados 12mm, essas telas não têm sido facilmente encontradas no Brasil, pelo menos por enquanto. É possível que os fabricantes de telas se interessem pelo fornecimento, à medida que se intensifica o emprego da argamassa armada no Brasil.

Por ser mais rígida, a tela soldada apresenta vantagens de montagem em superfícies planas, tornando-se entre tanto difícil o seu manuseio em peças de curvatura mais acentuada. O custo por peso da tela soldada é cerca de duas vezes mais alto que o do aço para construção civil, aumentando um pouco mais ainda no caso de telas galvanizadas.

2.2.5 - Tela "Deployé" ou "metal expandido"

A tela "Deployé" ou "metal expandido" é a tela usualmente empregada na execução de estuques; é obtida industrialmente pelo corte de finas chapas metálicas com posterior abertura de malha em forma de losango (fig. 2.5).

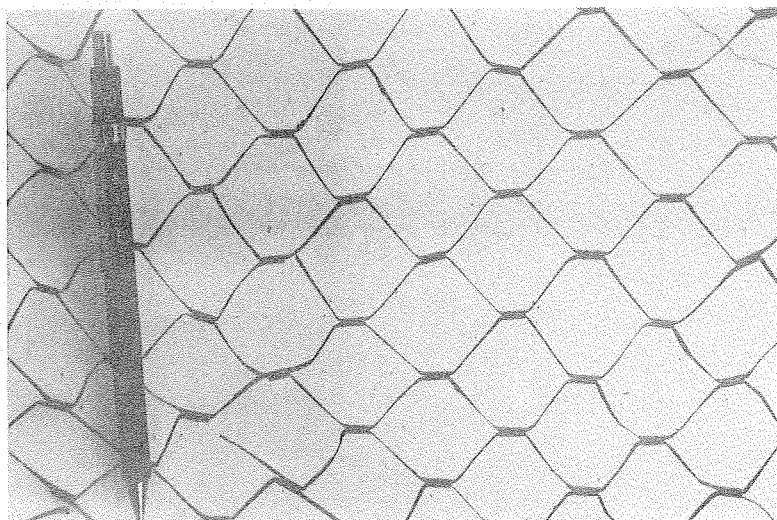


FIG. 2.5 - TELA "DEPLOYÉ" OU "METAL EXPANDIDO"

2.2.6 - Tela "Watson"

A tela "Watson", conforme descreve *Paul*¹⁸³ é um novo tipo de tela desenvolvido na Nova Zelândia; consiste de fios longitudinais retilíneos de alta resistência colocados em dois planos paralelos, separados por fios transversais de aço doce. Os fios longitudinais e transversais retilíneos são mantidos na posição por outros fios transversais entrelaçados aos longitudinais, que chegam a ultrapassar o seu limite de elasticidade nas dobras, ao serem esticados durante o processo de fabricação da tela (fig. 2.6).

Esse tipo de tela é interessante devido à versatilidade de composição com relação ao diâmetro dos fios e seu espaçamento, parecendo viável sua fabricação no próprio canteiro de obras.

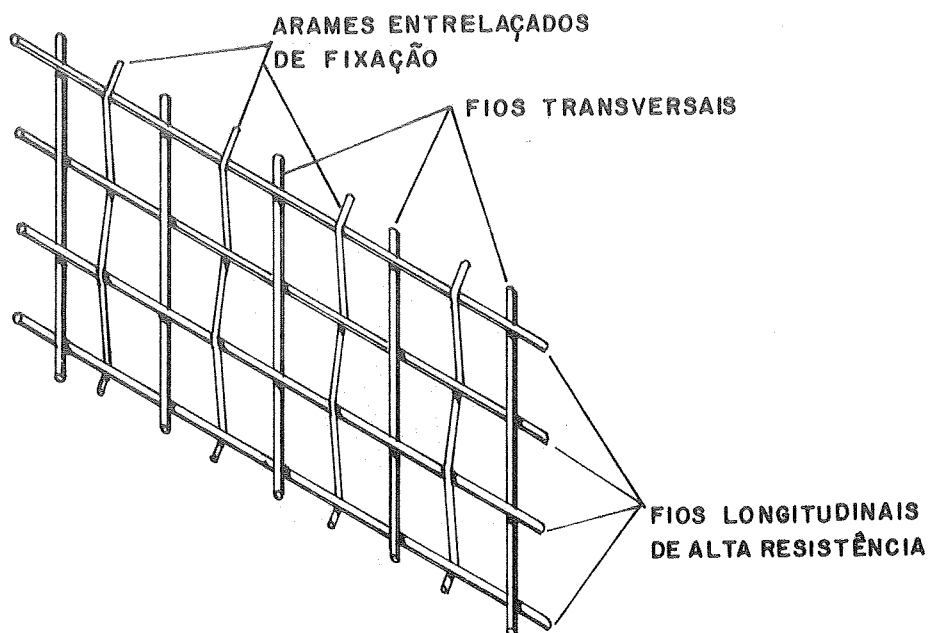


FIG. 2.6 - TELA "WATSON"

2.2.7 - Faixas de arame

Conforme descrição de *Bingham*³⁴, uma faixa constituída por oito fios paralelos e contínuos, de alta resistência, mantidos em posição por fios transversais soldados de pequeno diâmetro e bastante distanciados entre si, foi desenvolvida para emprego em argamassa armada por uma indústria americana e batizada de "wire plank" (fig. 2.7). O material é fornecido em rolos de 150m e largura padrão de 8cm, podendo ser aplicado em direções longitudinais, transversais e diagonais, permitindo facilmente a composição de superfícies curvas. No sentido figurado, pode-se dizer que a armadura difusa seria obtida pela aplicação sobre uma armadura de esqueleto, de faixas de arame como se fossem ataduras. No Brasil, esse tipo de armadura poderia certamente ser fornecido pelas indústrias de telas soldadas, acredita-se que com custo razoável, tendo em vista o maior espaçamento dos fios transversais e o conseqüente menor número de pontos de solda.

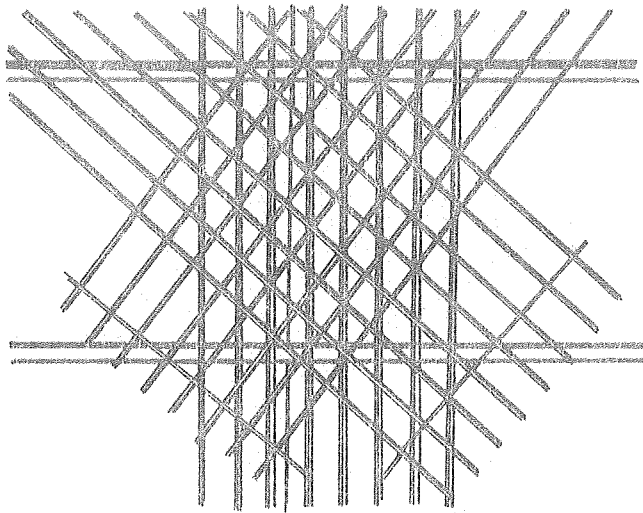


FIG. 2.7 - FAIXAS DE ARAMES SUPERPOSTAS (WIRE-PLANKS)

2.2.8 - Armaduras discretas

As armaduras típicas de esqueleto são constituídas em geral por tubos soldáveis de aço de diâmetro entre 3/8" (9,5mm) e 1" (25mm), e por barras de aço doce de diâmetro entre 4mm e 12mm. Essas armaduras são soldadas ou firmemente atadas entre si, tão espaçadas quanto possível, formando o arcabouço espacial com rigidez suficiente para receber as diversas camadas de telas e a argamassa.

As armaduras suplementares são constituídas por barras, fios e cabos de aço normalmente empregados na construção civil, com diâmetros entre 3mm e 12mm, destinando-se a cumprir funções de armadura passiva ou ativa (caso de estruturas protendidas), implementando a resistência das telas e da argamassa.

2.3 - MATERIAIS COMPLEMENTARES

Como materiais complementares citam-se os produtos destinados ao acabamento superficial das peças de argamassa armada, com função estética, de proteção contra umidade, abrasão e corrosão, e de impermeabilização.

De acordo com a função a ser cumprida, podem ser empregados simples produtos hidrofugantes, tintas e vernizes que proporcionam ligeira proteção superficial, ou produtos resistentes ao ataque químico de agentes mais frequentes como ácidos, álcalis, sais minerais, cloro, gasolina, querosene e óleos minerais, e também resistentes à abrasão e impermeáveis. Neste último grupo estão as tintas à base de resinas epóxicas, de resina poliuretano e de borracha clorada.

A aplicação desses materiais deve ser sempre cuidadosa, seguindo-se as recomendações do fabricante, com utilização de produto de interface adequado, e se necessário, precedida por testes preliminares.

CAPÍTULO 3

TÉCNICAS DE CONSTRUÇÃO

Na versatilidade de um material com tantas possibilidades de uso e com técnicas construtivas ainda pouco desenvolvidas, os projetistas e construtores encontram grandes espaços para a liberação de sua criatividade, explorando à sua maneira e de acordo com seu instrumental as potencialidades da argamassa armada.

Assim, nada mais cabe neste capítulo do que a simples citação das principais técnicas de construção em uso nas construções de argamassa armada, ressaltando-se alguns cuidados especiais que distinguem esta tecnologia da do concreto armado, deixando em aberto a escolha do processo mais adequado para que esta seja efetuada em função das circunstâncias particulares.

Além da natureza do próprio objeto a ser construído, a diferenciação dos diversos processos de construção começa a se definir a partir da adoção de um ou de outro processo de moldagem, pelo estabelecimento de premissas com relação à utilização ou não de fôrmas e ao modo de aplicação da argamassa.

3.1 - PREPARAÇÃO DO CANTEIRO DE OBRAS

A preparação do canteiro de obras ou da instalação de produção de peças de argamassa armada deve ser guiada pelo planejamento das atividades diversas envolvidas no processo, de tal maneira que o fluxo de materiais brutos ou trabalhados seja sempre harmonioso e ajustado às necessidades.

3.2 - PREPARAÇÃO DAS FÔRMAS

Embora um dos aspectos relevantes da construção em argamassa armada seja a possibilidade de execução com ausência de fôrmas, muitas vezes o emprego destas pode ser conveniente, principalmente tratando-se de elementos pré-moldados, tendo em vista melhor acabamento externo, melhor precisão nas dimensões e circunstancial facilidade de execução, tornando esses fatores menos dependentes da habilidade profissional dos operários.

Usualmente metálicas ou de madeira, nas construções de argamassa armada as fôrmas podem ser constituídas também por blocos de alvenaria, concreto, solo-cimento ou até mesmo areia argilosa, capeados por argamassa de regularização posteriormente impermeabilizada com emprego de tintas, óleos minerais, emulsões asfálticas, impermeabilizantes à base de elastômeros, ou então com a colagem de mantas de borracha, de PVC (cloreto de polivinila plastificado) ou de finas chapas galvanizadas. Exemplos típicos de emprego de fôrmas de alvenaria são esquematizadas na fig. 3.1.

As formas de madeira têm a vantagem de permitir a utilização de pregos e grampos na fixação de telas, e de serem facilmente furadas para a passagem de arames auxiliares de fixação da armadura, o que não é possível nos demais tipos de fôrmas, nas quais devem ser previstos tacos

de fixação, furos adequadamente espaçados, sistemas de esticamento das telas ou elementos de fixação provisória da armadura, a serem retirados após o enrijecimento da argmassa.

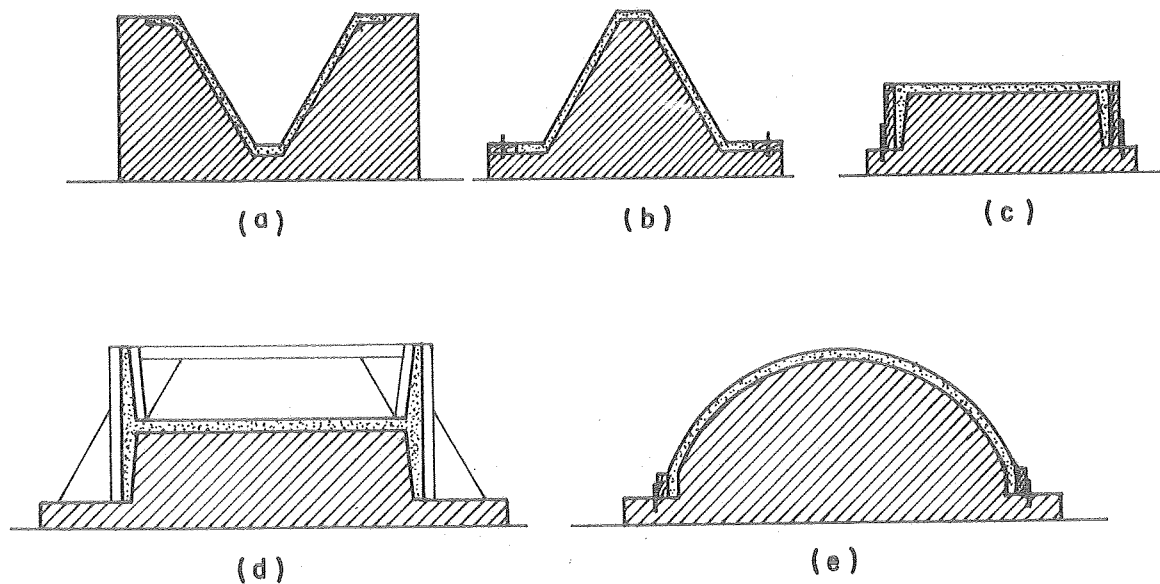


FIG. 3.1- ESQUEMAS TÍPICOS DE FÔRMAS DE ALVENARIA

Um exemplo interessante é o sistema de fôrmas em pregado na construção das vigas pré-moldadas da cobertura do Terminal Rodoviário de Florianópolis. As peças foram moldadas fundamentalmente em duas etapas: em primeiro lugar, com fôrmas unilaterais externas, executava-se a parte inferior do hexágono; depois, com fôrmas internas, executava-se a parte superior (fig. 3.2). Todo o sistema de fôrmas era composto por estruturas de aço, móveis, e por chapas de madeira compensada fixadas nessas estruturas; à medida que se desgastavam, essas chapas eram substituídas por novas. É interessante observar que as estruturas das fôrmas possuíam meios de ajuste de posição; as internas, especialmente, tinham as partes laterais basculantes, e o conjunto todo podia ser rebaixado, permitindo a sua saída de dentro da viga. Lembra-se que os diafragmas eram pré-moldados, inseridos e colados posteriormente.

Na fig. 3.3 apresenta-se um tipo de fôrma par

cial de madeira, empregada na construção de barcos com casco em posição invertida. A vantagem que se alega, é de ter acesso ao outro lado, para verificação da perfeita penetração da argamassa nas densas armaduras, ao mesmo tempo que se tem suporte para colocação das telas e barras, e aplicação da argamassa, sem a necessidade de esqueletos mais rígidos.

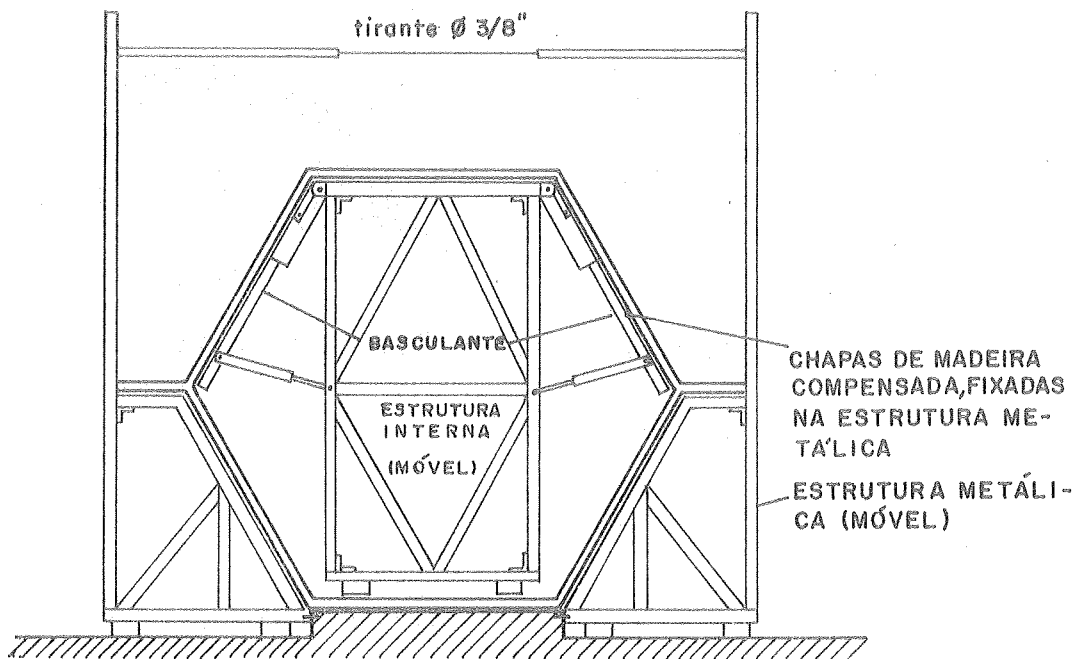


FIG. 3.2 - ESQUEMA TRANSVERSAL DAS FÔRMAS EMPREGADAS NAS VIGAS DE COBERTURA DO TERM. RODOVIÁRIO DE FLORIANÓPOLIS.

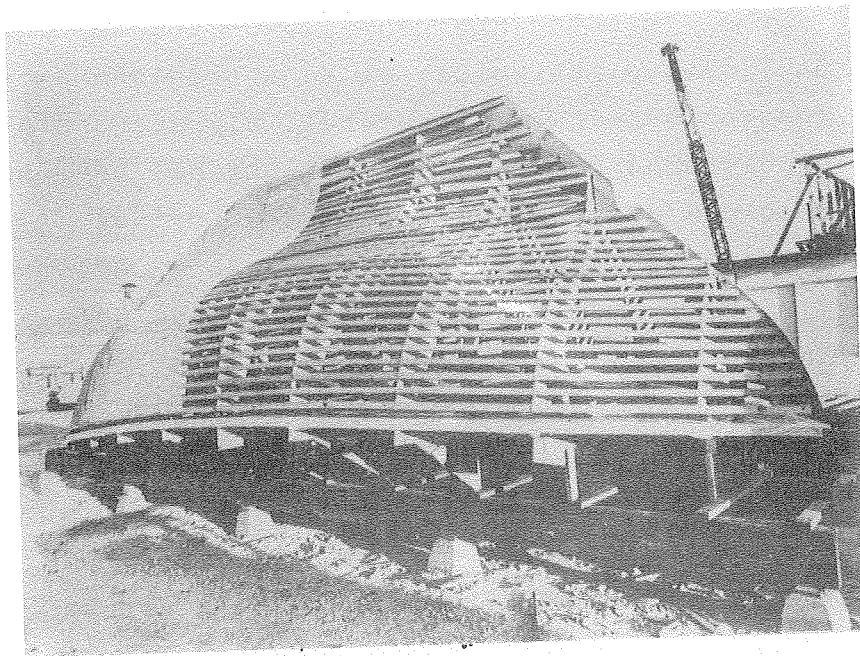


FIG. 3.3 - FORMA PARCIAL DE MADEIRA, EMPREGADA NA CONSTRUÇÃO DE BARCOS (EUA) ³⁴

3.3 - PREPARAÇÃO E MONTAGEM DAS ARMADURAS

3.3.1 - Armaduras discretas

Os fios, barras e tubos de aço devem ser devidamente retificados para serem posteriormente cortados e dobrados conforme os gabaritos estabelecidos no projeto.

Os tubos e barras da armadura de esqueleto, quando empregada, devem ser firmemente atados ou soldados entre si, para se garantir suficiente rigidez da armadura; às vezes empregam-se elementos externos de enrijecimento, tais como cabos tensores, estruturas auxiliares de aço ou de madeira, retirados após o endurecimento da argamassa. Para a montagem de esqueletos rígidos podem ser utilizados elementos em forma de treliça, obtidos pela união por solda de barras de aço, como se ilustra na fig. 3.4.

A armadura suplementar, destinada a absorver excedentes de esforços de tração não resistidos pelas telas,

deve ser preferentemente constituída também por fios ou barras finas, distribuídas na zona tracionada; embora não exigidas pelo cálculo estrutural, algumas barras são usualmente colocadas com função construtiva, como por exemplo ao longo das arestas das folhas poliédricas.

Caso especial é o da armadura suplementar ativa, ou seja, de fios e cabos pré-tensionados para aplicar forças de protensão nas peças. São escassas as informações sobre a utilização da protensão em estruturas de argamassa armada, o que não significa a inviabilidade do seu uso; do ponto de vista de técnica construtiva, a protensão pode ser realizada com aderência inicial, pelo pré-esticamento de fios em pistas de protensão no canteiro e eventualmente com aderência posterior, empregando-se fios e cabos de pequeno diâmetro com ancoragens individuais ou agrupadas com reduzido número de elementos. É possível também que outras técnicas específicas à argamassa armada possam ser desenvolvidas, observando-se que sendo delgadas as peças a serem pré-deformadas, pequenas serão as forças de protensão necessárias.

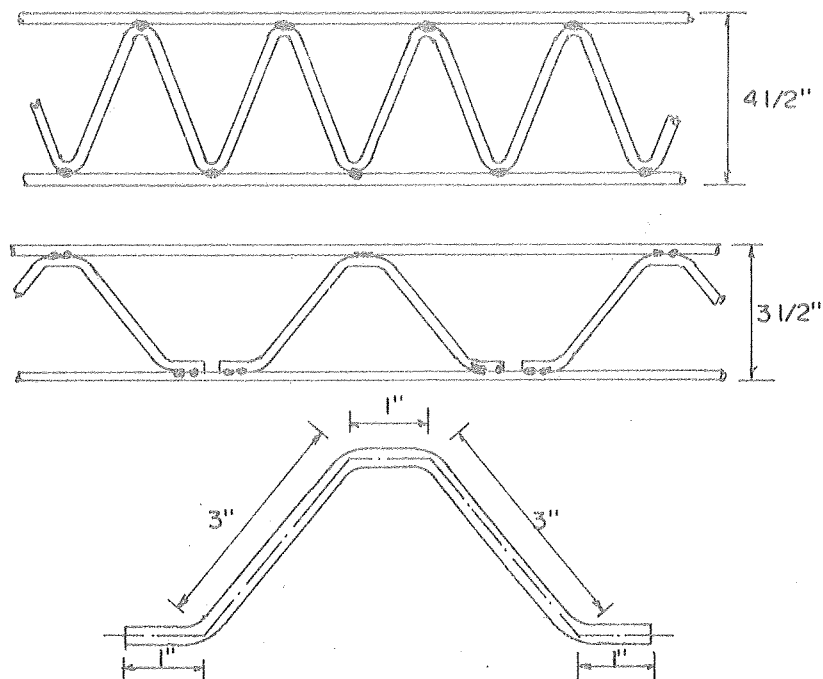


FIG. 34 - ESQUEMAS DE TRELIÇAS UTILIZADAS PARA MONTAGEM DE ESQUELETOS RÍGIDOS

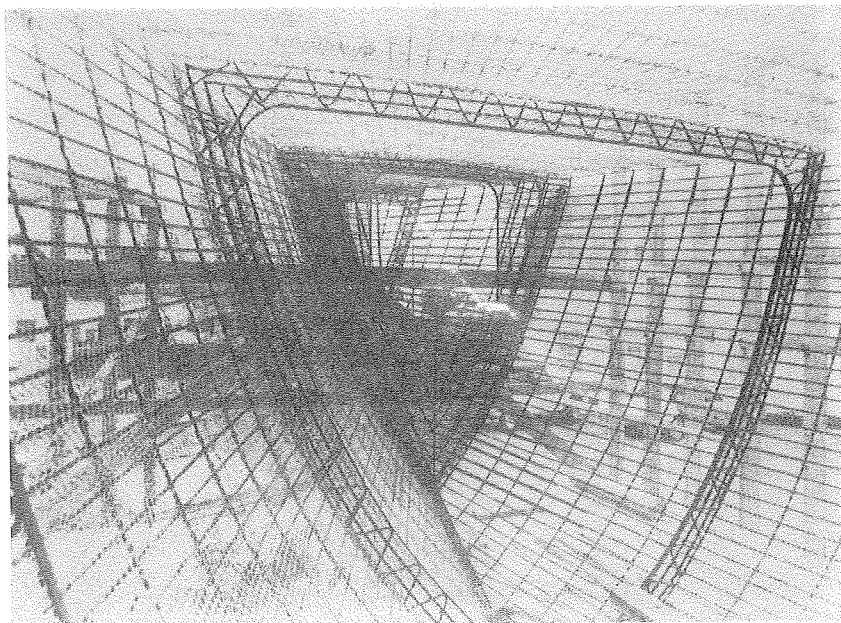


FIG. 3.5 - VISTA DA ARMADURA DO CASCO DE UM BARCO (EUA)³⁴

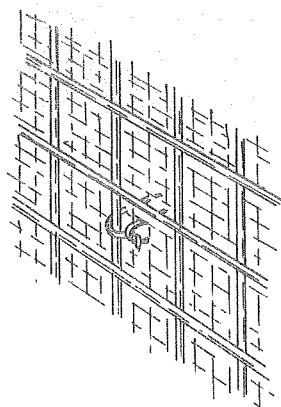
3.3.2 - Armaduras compostas por telas

As telas, particularmente as mais rígidas como as telas soldadas, devem ser desempenadas, podendo-se empregar dispositivos análogos às calandras utilizadas para curvar e desempenar chapas metálicas; as telas entrelaçadas geralmente apresentam as bordas menos extensíveis que a parte interna, devido ao alinhamento destas durante a tecitura, devendo-se então efetuar cortes regularmente espaçados nas orlas para se evitar a formação de saliências durante o posicionamento das telas.

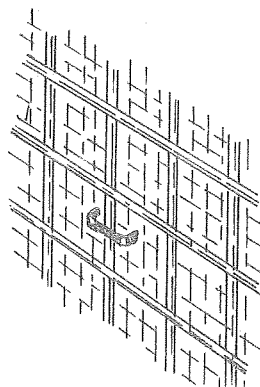
O dobramento de telas mais rígidas ao longo de linhas retas pode ser realizado em mesas de dobramento, como se faz na prática do concreto armado.

O posicionamento de telas é sempre um problema, pois dele dependem em grande parte a uniformidade da espessura, o acabamento externo e o bom comportamento da arga-

massa armada; telas indomáveis devem ser esticadas por esticadores externos, amarradas a armaduras mais rígidas ou pacientemente corrigidas localmente pela introdução de laços ou dobras. As amarrações, devem ser numerosas, tantas quanto necessário, empregando-se arames curtos ou grampos aplicados por meio de grampeadores manuais ou pneumáticos, conforme se mostra na fig. 3.6.



a) fixação com arames



b) fixação com grampos

FIG. 3.6 - FIXAÇÃO DAS TELAS

O posicionamento de telas soldadas contíguas deve ser preferencialmente efetuado de tal maneira que os fios correspondentes de uma e de outra tela fiquem desalinhados e que também haja entrosamento entre os fios, reduzindo assim o espaço ocupado pelas telas, referindo-se à espessura da peça (fig. 3.7).

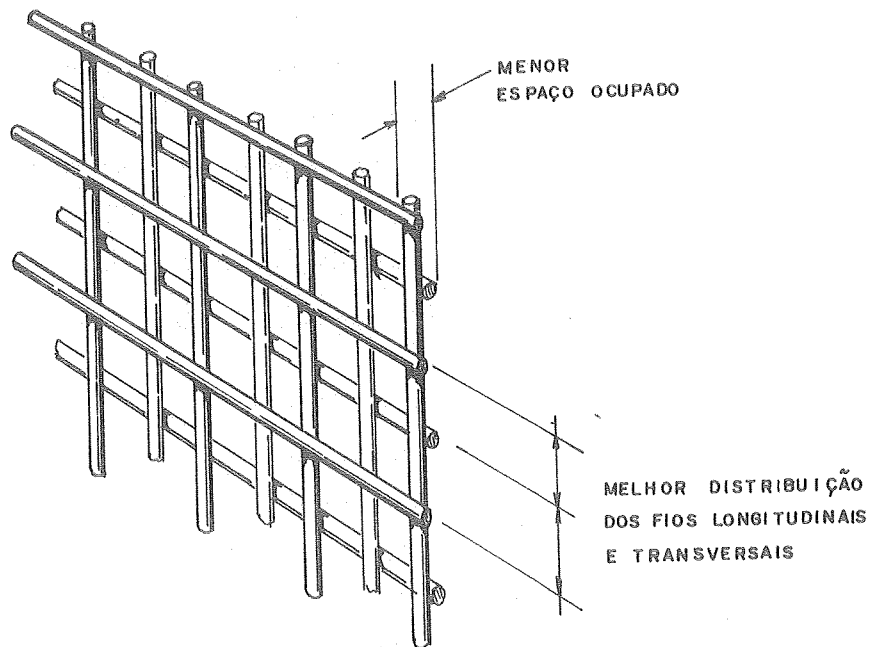


FIG.3.7- ESQUEMA DE POSICIONAMENTO DE TELAS CONTÍGUAS

Quando não houver armadura de esqueleto ou dispositivos de esticamento que mantenham as telas distantes entre si no espaçamento desejado, podem ser utilizados segmentos de barras com função de espaçadores, regularmente distribuídos.

Processos de conformação da armadura por prensagem, ou por explosão, como descreve *Pickett*¹⁹², podem ser interessantes na produção industrial, em analogia à estampagem de chapas metálicas.

3.3.3 - Cobrimento da armadura

Aspecto de grande importância é a conservação de pequeno e uniforme cobrimento da armadura, que na argamassa armada tem dimensões entre 1,5mm e 5mm.

*Machado Jr.*¹³⁶ destaca que cobrimentos entre 4mm e 6mm têm sido empregados com resultados satisfatórios em piscinas e reservatórios; as recomendações russas indicam

cobrimento de 5mm, que pode entretanto ser reduzido a 3mm em condições especiais, devendo as telas receber tratamento anti-corrosivo. Por outro lado, *Paul*¹⁸³ afirma que o cobrimento não deve ser superior a 2mm, sendo desejável a esgrossura de 1,5mm na maioria dos casos; *Bingham*³⁴ recomenda para o acabamento superficial de barcos a aplicação de uma camada de cerca de 2,5mm de pasta de cimento, sobre a arga massa ainda não endurecida.

Por ora, na falta de informações mais precisas sobre as correlações entre espessuras do cobrimento, propriedades da argamassa, fissuração, condições ambientais e durabilidade, o cobrimento pode ser efetuado com espessura entre 3 e 5mm, sendo eventualmente reduzido a 2mm quando se utilizar argamassas mais ricas em cimento (900 ~ 1.000 kg/m³), adotando-se medidas especiais de precaução em estrutu ras de grande responsabilidade, tais como execução de provas de carga, fácil acesso para inspeção da estrutura, proteção anti-corrosiva de eficiência comprovada, etc.

Em peças ou em faces moldadas sem fôrmas, a camda de cobrimento pode ser executada conforme recomendação de Bingham há pouco citada, dependendo-se nesse caso em grande parte da habilidade do operário; esse fator pode ser contornado pela utilização de réguas de guia, retiradas antes do endurecimento sensível da argamassa. Nas faces em contato com fôrmas, o afastamento da armadura da superfície das fôrmas pode ser conseguido com o emprego de espaçadores, a exemplo dos ilustrados na fig. 3.8.

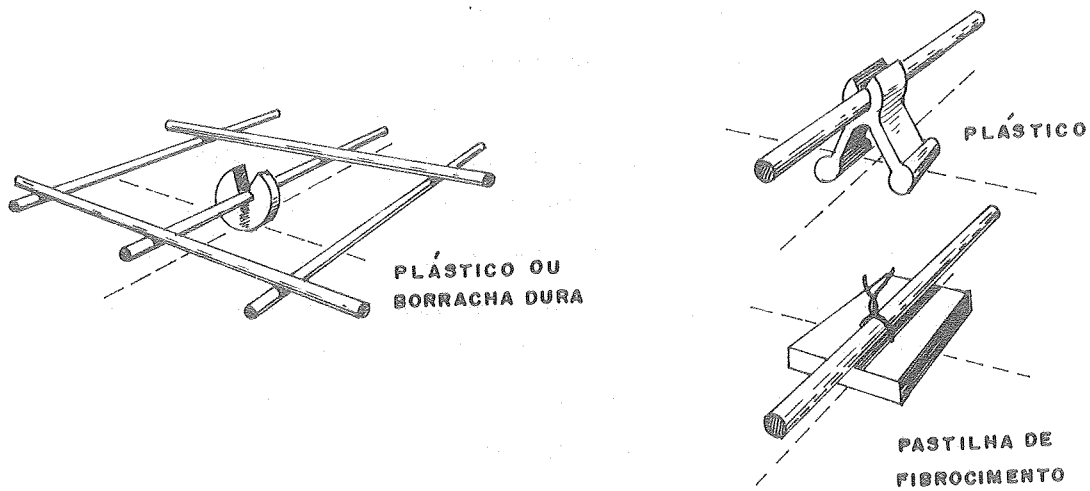


FIG. 3.8 - ALGUNS TIPOS DE ESPAÇADORES DE COBRIMENTO

3.4 - EQUIPAMENTOS PARA MISTURA DA ARGAMASSA E MOLDAGEM

3.4.1 - Equipamentos para mistura da argamassa

Para a mistura da argamassa recomenda-se o emprego de equipamento específico, de pás giratórias e caçamba fixa, que permitam a perfeita mistura de argamassas com traços mais secos, embora as tradicionais betoneiras com tambor giratório possam ser empregadas.

3.4.2 - Vibradores

Para o adensamento da argamassa podem ser empregados os vibradores disponíveis no mercado mais adequados para cada caso; são os vibradores de imersão, tipo agulha, régua vibratória, motovibradores acopláveis a fôrmas e mesas vibratórias, compactadores vibratórios, etc, aciona

dos por eletricidade, ar comprimido ou combustíveis.

Contudo, nas construções em argamassa armada resente-se ainda a ausência de vibradores portáteis leves, que possam ser operados facilmente por uma única pessoa. Nas realizações do Grupo de São Carlos têm sido empregados vibradores de massa oscilante associados a placas de aço, conforme mostra *Machado Jr.*¹³⁶, vibradores de superfície obtidos pela adaptação de vibradores de agulha a chapas de aço, ou de massas oscilantes no lugar de rebolos em esmeril de chicote com motor de alta rotação (fig. 3.9). Um vibrador leve, porém de pequena potência, pode ser obtido pela adaptação de lixadeiras orbitais do tipo industrial, providenciando-se isolamento elétrico adicional para evitar curto-circuitos provocados pela entrada de água em serviço.

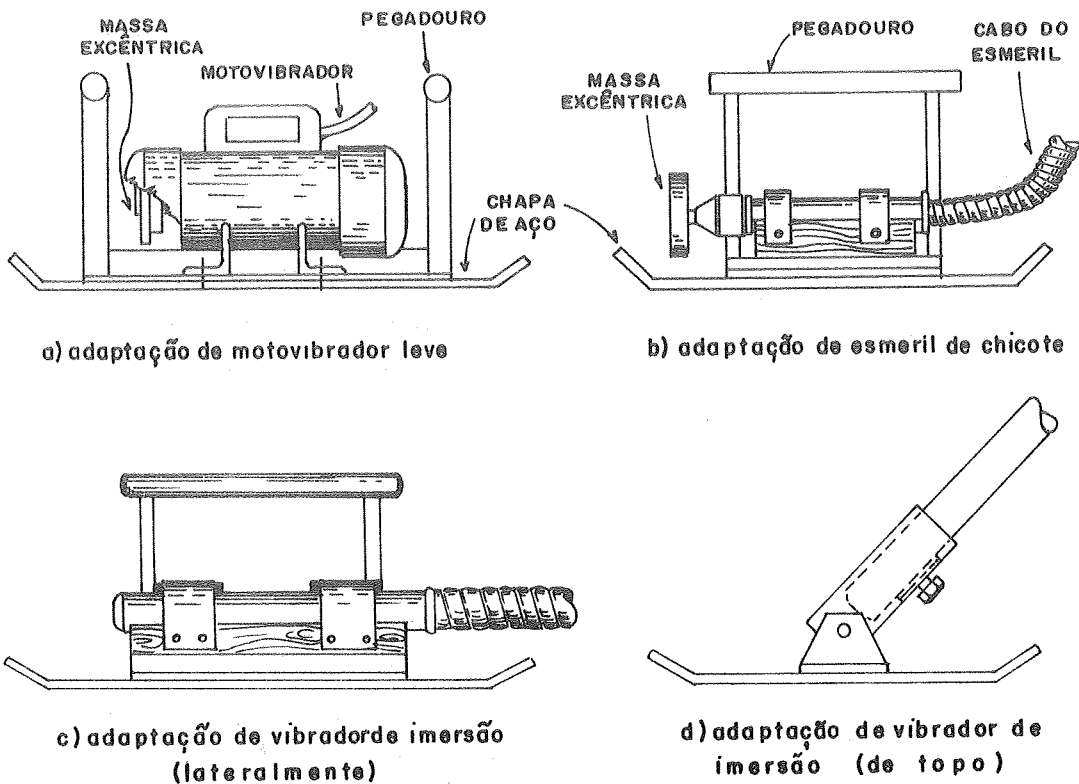


FIG. 3.9 - ESQUEMAS DE VIBRADORES DE SUPERFÍCIE OBTIDOS POR ADAPTAÇÕES

3.4.3 - Equipamentos de projeção de argamassa

Os equipamentos de projeção podem lançar a argamassa com alto poder de penetração nas densas armaduras, dispensando outras operações de adensamento.

Um tipo de equipamento de projeção é aquele que, associado a um misturador de argamassa, proporciona o bombeamento da mistura úmida através de uma mangueira de borracha até o bocal, onde com o auxílio de ar comprimido a argamassa é projetada. Esse tipo de equipamento exige argamassas fluidas, tornando necessária a utilização de areias de granulometria adequada e eventualmente aditivos plastificantes, para que a relação água/cimento não atinja valores muito elevados. Por outro lado, devido à consistência fluida da argamassa, torna-se mais difícil aplicá-la em superfícies verticais ou inclinadas onde o número de telas seja relativamente pequeno.

Em outro tipo de equipamento, designado por equipamento de projeção por via seca, os materiais secos são conduzidos por ar comprimido até o bocal, onde é efetuada a dosagem e a adição de água. Esse equipamento permite a projeção de argamassa extremamente seca, sendo possível a aplicação até mesmo em tetos; entretanto, sua operação é bastante difícil, sendo problemáticas a segregação dos materiais, o ricocheteamento de grãos, a formação de bolsões de areia por falha na dosagem e a perda de materiais.

3.4.4 - Outros equipamentos especiais

A exemplo das aplicações soviéticas, no caso de produção de peças pré-moldadas em larga escala, podem ser empregados equipamentos especiais de moldagem como carros vibratórios do tipo utilizado na concretagem contínua de perfis de concreto armado e protendido, prensas vibratórias, máquinas de extrusão e de centrifugação (fig. 3.10).

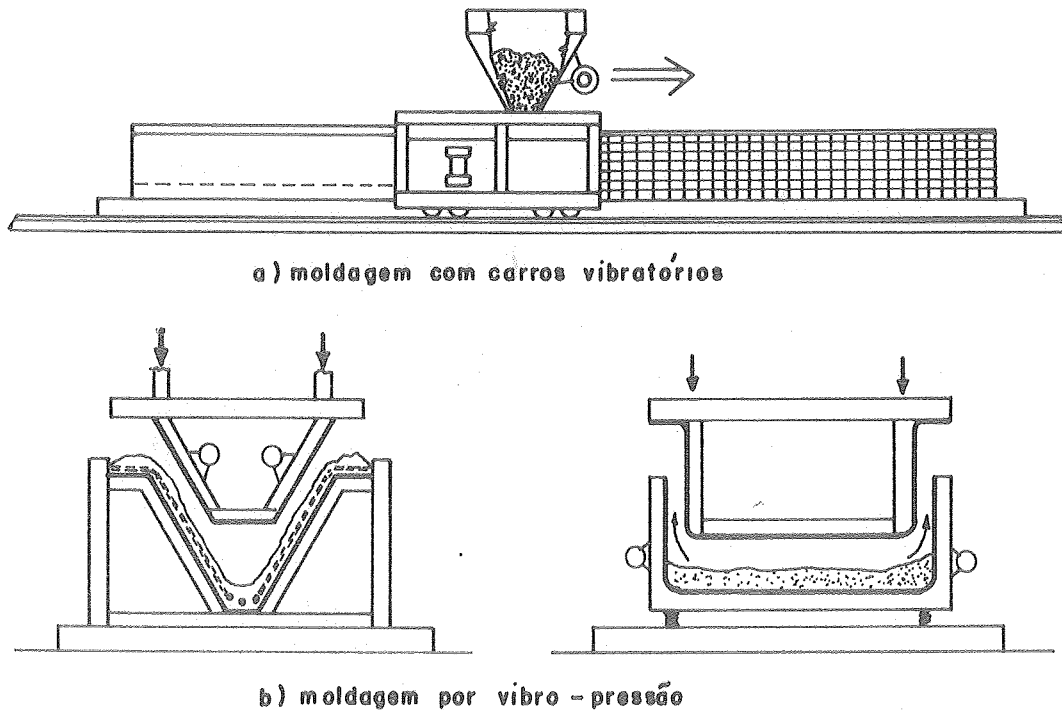


FIG. 3.10 - ESQUEMAS DE EQUIPAMENTOS ESPECIAIS

Um exemplo interessante de mecanização parcial da construção de paredes cilíndricas de reservatórios e silos é aquele já ilustrado no capítulo 1, no qual se emprega fôrma cilíndrica giratória para enrolamento das telas e para a aplicação da argamassa.

3.5 - MOLDAGEM

A aplicação da argamassa pode ser feita literalmente à mão, com o auxílio de ferramentas comuns como colher-de-pedreiro, desempenadeiras e espátulas. É o caso das pequenas construções rurais, silos, reservatórios e biodigestores, de barcos e de habitações, sem o emprego de fôrmas. A argamassa é pressionada contra a armadura, até se atingir a outra face, quando então se efetua o acabamento aplicando-se a camada de cobertura e a regularização das superfícies (fig. 3.11); esse procedimento foi adotado também por Câmara⁴⁴ na construção de reservatórios experi

mentais no Brasil. O processo é de difícil execução quando o número de telas se eleva, tornando-se necessários equipamentos de vibração ou de projeção de argamassa.

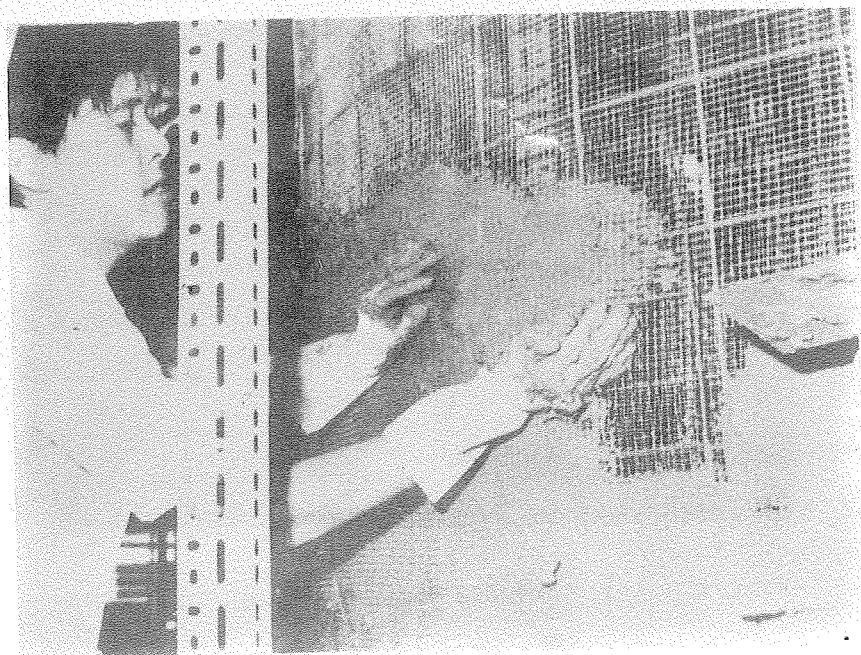


FIG. 3.II - MOLDAGEM POR PRESSÃO, EFETUADA MANUALMENTE.¹⁷⁵

Alguns construtores preferem efetuar a moldagem em duas etapas, aplicando-se primeiramente a argamassa em um lado; após seu endurecimento, a primeira camada serve como fôrma para a aplicação da segunda, onde então a utilização de vibradores é essencial para a eliminação de vazios. Nesse caso, a superfície de interface entre as duas camadas deve ser convenientemente tratada, para que haja efetiva ligação entre as duas partes.

Nas peças construídas com emprego de fôrmas unilaterais verticais ou inclinadas, se a carência de vibração não permite a eliminação de vazios, por outro lado, o excesso de vibração provoca na argamassa fresca a tendência de escorrer, apoiando-se na parte superior dos fios e destacando-se da parte inferior, prejudicando assim a perfeita aderência. A solução nesses casos é encontrar a consistência adequada para a argamassa e o correto tempo de vibração, efetuando-se eventualmente revibrações nos lo

cais onde há dúvida sobre o adensamento (fig. 3.12).

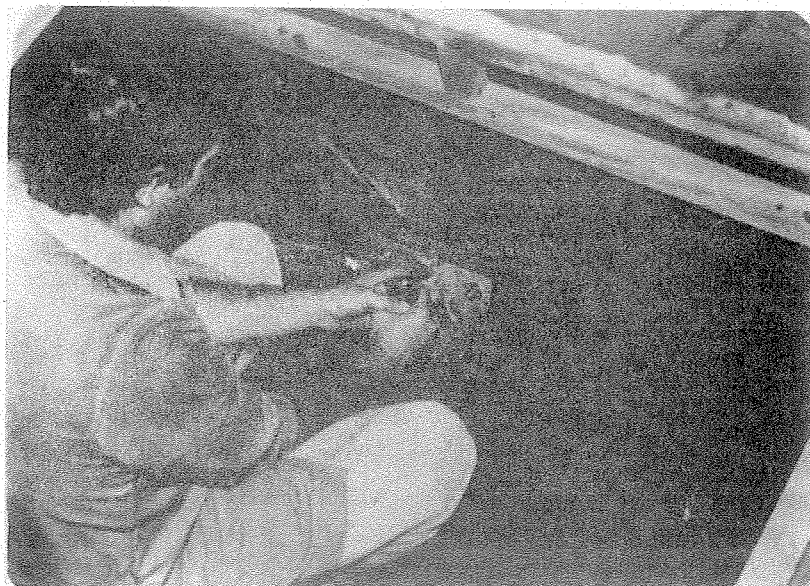


FIG. I.32 - ADENSAMENTO COM VIBRADOR DE PLACA

A duração das atividades de moldagem devem ser corretamente estimada para que o endurecimento prematuro da argamassa não prejudique a execução de revibrações, a qualidade das juntas de argamassa e o acabamento final; quando necessário, podem ser empregados retardadores de pega do cimento.

Quanto à precisão geométrica geral da estrutura, das espessuras e do cobrimento, esta depende em grande parte da precisão de montagem das fôrmas e da armadura, já discutida nos itens anteriores; o restante depende do acabamento acurado no final da moldagem.

3.6 - CURA

Como a superfície exposta das estruturas de argamassa armada é excepcionalmente grande com relação do volume do material, é evidente que o processo da cura não pode ser relegado a segundo plano.

Assim, durante a cura normal ou acelerada por meio de aditivos, as peças devem ser mantidas úmidas por tempo prolongado que varia conforme as condições particulares, sendo a ordem de 7 dias em cura acelerada e de 15 dias em cura normal. Para conservação da umidade, as estruturas podem ser periodicamente molhadas com água vaporizada, cobertas com mantas de material esponjoso ou com serragem de madeira molhada, protegidas por mantas de plástico impermeável, etc; podem ser empregadas também películas de cura, que resultam da aplicação de produtos líquidos específicos sobre as superfícies recém-moldadas.

A cura a vapor, pelas suas conhecidas qualidades, pode também ser utilizada trazendo grandes vantagens, principalmente na produção de peças pré-moldadas.

3.7 - CONFORMAÇÃO PÓS-MOLDAGEM

Alguns tipos de estruturas podem ser construídos a partir da moldagem de partes mais simples, em posição mais favorável, para posterior dobramento da armadura nos locais não argamassados e constituição da forma final, solidarizando-se as charneiras em segunda etapa de argamassagem. É o caso das estruturas de superfície aberta constituídas por chapas planas onde as arestas comuns não são argamassadas na primeira etapa, como se ilustra na fig.3.13.

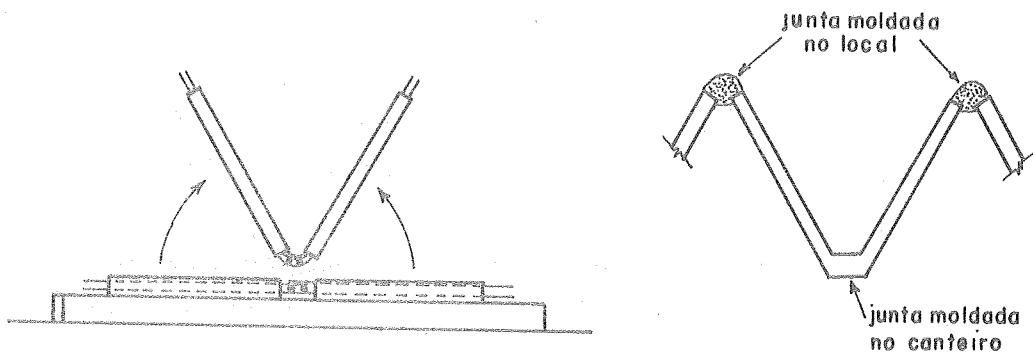


FIG. 3.13—EXEMPLO DE CONFORMAÇÃO PÓS-MOLDAGEM PARCIAL

Em certos casos pode ser interessante o transporte dessas chapas planas, justapostas, da fábrica para o canteiro ou local de implantação definitiva, para então se efetuar a solidarização das charneiras.

Tratando-se de peças com superfícies curvas, existem experiências de conformação logo após a aplicação da argamassa, antes do endurecimento da argamassa (fig. 3.14).

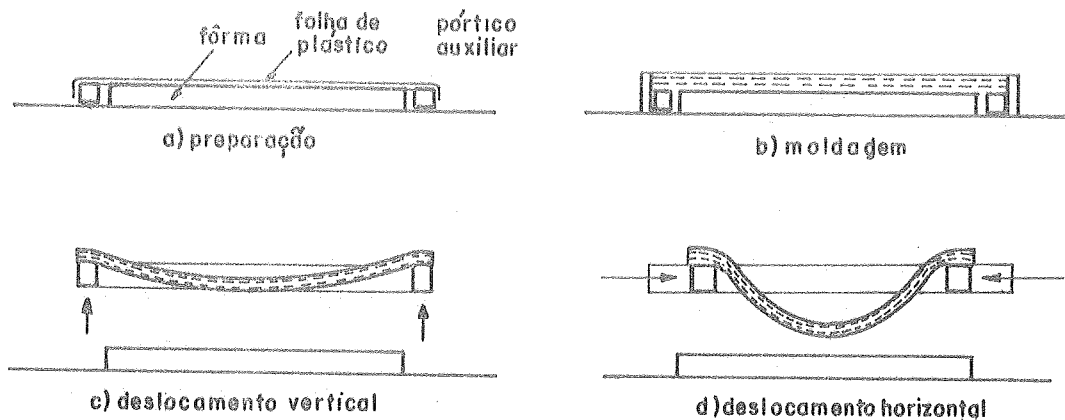


FIG. 3.14—EXEMPLO DE CONFORMAÇÃO COM ARGAMASSA NÃO ENDURECIDA

Em qualquer caso, as armaduras devem ser suficientemente flexíveis para serem dobradas com determinados raios de curvatura; telas soldadas dobradas com pequenos raios de curvatura freqüentemente rompem-se nos pontos de

solda. Deve-se levar em conta também o esforço necessário para se efetuar o dobramento, verificando-se a possibilidade de deste ser efetuado manualmente, providenciando-se se necessário dispositivos mecânicos auxiliares. É também importante a verificação das condições de rigidez e de resistência dos elementos durante as etapas transitórias de construção.

Uma técnica interessante de construção de reservatórios cilíndricos, por conformação da parede a partir de faixas de argamassa armada já endurecida, foi desenvolvida por *Alexander*⁷. Faixas planas, por exemplo, com largura de 1,50m e espessura de 10mm, são moldadas com comprimento de 100m, podendo-se depois cortá-las em segmentos do comprimento desejado; esses segmentos são encurvados com auxílio de dispositivo de forma cilíndrica para formar paredes com diâmetro de 3,10m. As extremidades são emendadas por traspasse, de maneira não descrita no artigo, provavelmente com auxílio de adesivos (fig. 3.15). Para se ter idéia das curvaturas que podem ser impostas às faixas planas de argamassa endurecida, determinaram-se raios mínimos de curvatura de 161cm, 294 cm e 437 cm para placas com 1 cm, 1,5 cm e 2 cm, respectivamente.

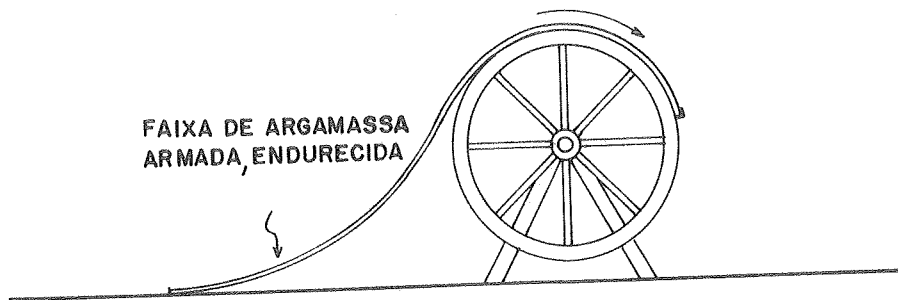


FIG.3.15-EXEMPLO DE CONFORMAÇÃO APÓS ENDURECIMENTO

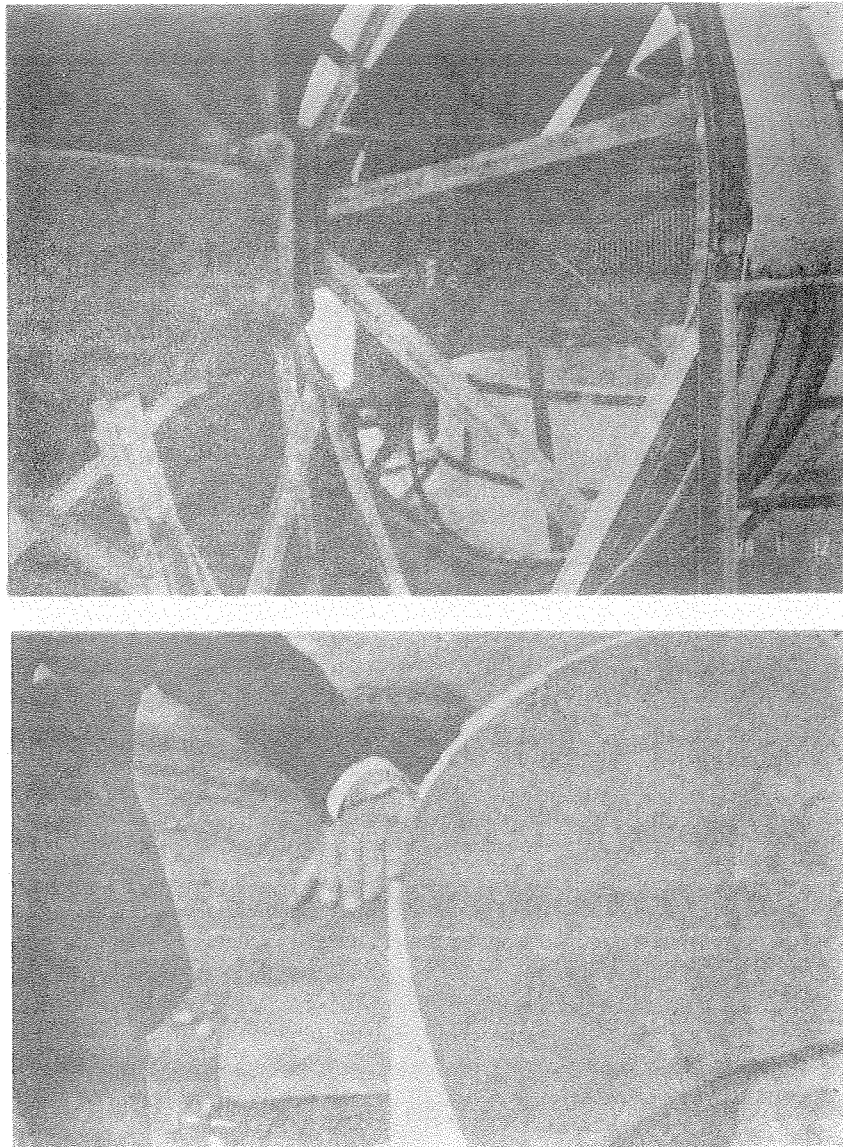


FIG. 3.16 - ILUSTRAÇÃO DO PROCESSO ESQUEMATIZADO NA FIG. 3.15⁷

3.8 - MONTAGEM DE COMPONENTES ESTRUTURAIS

A montagem de componentes estruturais pela união de elementos mais simples constitui vasto campo de aplicação, que apesar de estar sendo explorado desde as primeiras realizações de Nervi, ainda carece de dados mais precisos sobre o desempenho de juntas obtidas por traspasse de armadura, por colagem mediante utilização de resinas epóxi

cas, e por aparafusamento.

Se pelo lado material as estruturas de argamassa armada se assemelham às de concreto armado, pela sua leveza e afinidade com a pré-fabricação aproximam-se das estruturas metálicas; tal fato justifica a realização de estudos mais específicos e acurados sobre as técnicas de execução e o desempenho de uniões do tipo: argamassa-argamassa, argamassa-concreto, argamassa-perfis metálicos, possibilitando o emprego racional de associações de materiais distintos constituindo estruturas mistas.

As juntas aparafusadas mereceram atenção inicial de *Petroni*¹⁸⁹, cujo trabalho não teve continuidade, pelo menos por enquanto. Um tipo particular de estrutura mista, viga com alma de argamassa armada e mesa de chapa de aço, foi analisada por *Kahn*¹¹², que ensaiou peças utilizando resina epóxica na ligação. Lições importantes podem ser tomadas analisando-se as técnicas empregadas na construção de barcos (*Bingham*³⁴), onde surgem inúmeros problemas de conexão de equipamentos e instalações ao casco de argamassa armada.

3.9 - PROTEÇÃO SUPERFICIAL

A técnica de aplicação de produtos destinados à proteção superficial, tais como tintas, vernizes e membranas impermeáveis, é geralmente especificada pelos fabricantes, que indicam os procedimentos mais adequados para cada produto. Em qualquer caso, é necessário que o acabamento das superfícies das peças sejam suficientemente liso, não pulverulento, e isento de óleos e graxas.

CAPÍTULO 4 DESEMPENHO

O atual estado tecnológico da argamassa armada ainda não reúne dados suficientes para a elaboração de um conjunto completo de normas e recomendações que permitam a previsão analítica de suas reais possibilidades de desempenho em elementos estruturais. Embora se mantenha a semelhança familiar com o concreto armado, na maior parte das características de desempenho, não é possível a simples transposição para a argamassa armada dos conceitos já consagrados naquele material.

Por outro lado, a história mostra que as experiências pioneiras não esperam pela definição tecnológica mais precisa, mas a ela se adiantam e proporcionam motivação para os estudos mais aprofundados. Contudo, nem por isso se dispensa o cumprimento de exigências mínimas de desempenho, tornando-se necessárias medidas cautelatórias, ainda que às vezes por excesso, na avaliação das características de desempenho e da eficiência dos processos construtivos, frente às condições reinantes.



4.1 - CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO

A análise das características de desempenho das estruturas de argamassa armada, as medidas através de parâmetros, e a fixação de padrões, têm sido objeto de estudo por parte de diversos pesquisadores. Os critérios de avaliação dessas características têm sido essencialmente análogos aos empregados no estudo do concreto armado, com alguns aspectos daqueles utilizados no exame de materiais compostos por matriz e fibras dispersas, como por exemplo plástico reforçado por fibras de vidro.

Com a apresentação das características de desempenho que se efetua neste trabalho, pretende-se oferecer os resultados de uma análise bibliográfica crítica, e na medida do possível, fornecer critérios de avaliação, alguns ainda pouco desenvolvidos, dessas características.

4.2 - NOTAÇÃO E PRINCIPAIS PARÂMETROS DE AVALIAÇÃO

Tendo em vista a inexistência de simbologia padronizada para a argamassa armada, adota-se neste trabalho a mesma notação empregada no estudo do concreto armado, eventualmente com algumas adaptações, o que torna ainda mais simples a exposição e a discussão do assunto, embora possa haver alguma confusão no caso de estruturas mistas de argamassa armada e concreto armado.

Assim, prescinde-se da definição dos parâmetros usuais no concreto armado, relativos às características geométricas, mecânicas e de resistência, com exceção daqueles definidos a seguir.

A superfície específica da armadura, como já se observou no capítulo 1, é definida como sendo a relação entre a superfície da armadura aderida à argamassa e o volume do material composto. Alguns autores referem-se à superfície específica "na direção do carregamento", isto é, um va

lor efetivo ou equivalente relativo à direção da tensão principal de tração.

*Bezukladov*³² calcula a superfície da armadura aplicando um coeficiente de redução, igual a 0,90, para se levar em conta a superfície da armadura efetivamente em contato com a argamassa. Neste trabalho, serão considerados valores nominais, calculados de acordo com expressões fornecidas a seguir.

No caso de armaduras oblíquas às direções das tensões principais, o cálculo de um valor de superfície específica equivalente, que reflita fielmente as propriedades mecânicas da argamassa armada merece estudo à parte e não será incluído aqui. Trata-se de tópico de grande importância na análise do cisalhamento e torção, e em qualquer caso de emprego de telas hexagonais e de metal expandido; *Paul*¹⁸³ estabelece critérios para a análise desses casos, porém não se encontraram na bibliografia dados que permitissem a confirmação experimental das correlações indicadas.

No caso de telas de fios paralelos alinhados com a direção da solicitação, a superfície específica unidirecional é calculada pela expressão:

$$A_{s\&l} = \frac{n \pi \Phi}{ah} \quad \dots (4.1)$$

onde

n = número de telas

Φ = diâmetro dos fios

a = espaçamento entre fios

h = espessura do elemento de argamassa armada.

Nas telas de malha retangular com fios na direção longitudinal de diâmetro $\Phi_{\&o}$ e espaçamento $a_{\&o}$, e fios na direção transversal de diâmetro Φ_{tr} e espaçamento a_{tr} , a superfície específica total, nas duas direções, vale a soma das superfícies específicas em cada direção.

$$A_{s\&l} = \frac{n \pi}{h} \left(\frac{\Phi_{\&o}}{a_{\&o}} + \frac{\Phi_{tr}}{a_{tr}} \right) \quad \dots (4.2)$$

O valor da superfície específica total para a tela hexagonal composta por hexágonos regulares (ângulos internos do hexágono iguais a 120°) é calculado pela expressão seguinte

$$A_{s\ell} = \frac{8}{3} \frac{n \pi \Phi}{ah} \quad \dots (4.3)$$

onde

a = abertura da malha, correspondente ao diâmetro da circunferência inscrita no hexágono.

Outro parâmetro a ser considerado é a taxa de armadura, podendo-se definir a taxa geométrica da armadura (ρ) em uma determinada seção transversal como sendo a relação entre a área da seção transversal da armadura e da argamassa armada. Pode-se definir também a taxa em termos volumétricos, chamando-se de volume específico da armadura (v_f) a relação entre o volume da armadura e o do material composto; multiplicando-se o volume específico pela massa específica do aço, obtém-se o consumo de aço (c_s) por unidade de volume de argamassa armada.

No caso de telas de fios paralelos, vale a seguinte expressão:

$$\rho = \frac{n \pi \Phi^2}{4 ah} = \frac{\Phi}{4} A_{s\ell 1} \quad \dots (4.4)$$

Nas telas de malha retangular, calcula-se o volume específico por:

$$v_f = \rho_{\ell o} + \rho_{tr} = \frac{1}{4} (\Phi_{\ell o} \cdot A_{s\ell 1, \ell o} + \Phi_{tr} \cdot A_{s\ell 1, tr}) \quad \dots (4.5)$$

No caso de tela hexagonal regular, tem-se:

$$v_f = \frac{2}{3} \frac{n \pi \Phi^2}{ah} = \frac{\Phi}{4} A_{s\ell} \quad \dots (4.6)$$

TABELA 4.1 - Características de telas de malha quadrada
 $n = 1$ $h = 1\text{cm}$

DIÂMETRO ϕ		PARÂMETRO	ESPAÇAMENTO ENTRE FIOS (cm)								
mm	BWG		0,635	0,847	1,00	1,27	2,00	2,54	3,81	5,00	10,0
0,559	24	$A_{s\&l}1$ (cm^{-1})	0,277	0,207	0,176	0,138	0,088	0,069			
		$A_{s\&l}$ (cm^{-1})	0,553	0,415	0,351	0,277	0,176	0,138			
		ρ (%)	0,386	0,290	0,245	0,193	0,123	0,097			
		C_s (kg/m^3)	60,7	45,5	38,5	30,3	19,3	15,2			
0,635	23	$A_{s\&l}1$	0,314	0,236	0,199	0,157	0,100	0,079			
		$A_{s\&l}$	0,628	0,471	0,399	0,314	0,199	0,157			
		ρ	0,499	0,374	0,317	0,249	0,158	0,125			
		C_s	78,3	58,7	49,7	39,2	24,9	19,6			
0,711	22	$A_{s\&l}1$	0,352	0,264	0,223	0,176	0,112	0,088			
		$A_{s\&l}$	0,704	0,527	0,447	0,352	0,223	0,176			
		ρ	0,625	0,469	0,397	0,313	0,199	0,156			
		C_s	98,2	73,6	62,3	49,1	31,2	24,5			
0,813	21	$A_{s\&l}1$	0,402	0,302	0,255	0,201	0,128	0,101			
		$A_{s\&l}$	0,804	0,603	0,511	0,402	0,255	0,201			
		ρ	0,818	0,613	0,519	0,409	0,260	0,204			
		C_s	128,4	96,2	81,5	64,2	40,8	32,1			
0,889	20	$A_{s\&l}1$	0,440	0,330	0,279	0,220	0,140	0,110			
		$A_{s\&l}$	0,880	0,659	0,559	0,440	0,279	0,220			
		ρ	0,978	0,733	0,621	0,489	0,310	0,244			
		C_s	153,5	115,1	97,5	76,7	48,7	38,4			
1,067	19	$A_{s\&l}1$	0,528	0,396	0,335	0,264	0,168	0,132			
		$A_{s\&l}$	1,056	0,792	0,670	0,528	0,335	0,264			
		ρ	1,408	1,056	0,894	0,704	0,447	0,352			
		C_s	221,1	165,7	140,4	110,5	70,2	55,3			
1,245	18	$A_{s\&l}1$	0,616	0,462	0,391	0,308	0,196	0,154			
		$A_{s\&l}$	1,232	0,924	0,782	0,616	0,391	0,308			
		ρ	1,917	1,437	1,217	0,959	0,609	0,479			
		C_s	301,0	225,7	191,1	150,5	95,6	75,2			
1,473	17	$A_{s\&l}1$		0,546	0,463	0,364	0,231	0,182	0,121	0,093	
		$A_{s\&l}$		1,093	0,926	0,729	0,463	0,364	0,243	0,185	
		ρ		2,012	1,704	1,342	0,852	0,671	0,447	0,341	
		C_s		315,9	267,5	210,7	133,8	105,3	70,2	53,5	
1,651	16	$A_{s\&l}1$		0,612	0,519	0,408	0,259	0,204	0,136	0,104	
		$A_{s\&l}$		1,225	1,037	0,817	0,519	0,408	0,272	0,207	
		ρ		2,528	2,141	1,686	1,070	0,843	0,562	0,428	
		C_s		396,8	336,1	264,7	168,1	132,3	88,2	67,2	
2,77	12	$A_{s\&l}1$					0,435	0,343	0,228	0,174	0,087
		$A_{s\&l}$					0,870	0,685	0,457	0,348	0,174
		ρ					3,013	2,373	1,582	1,205	0,603
		C_s					473,1	372,5	248,3	189,2	94,6
3,05	11	$A_{s\&l}1$					0,479	0,377	0,251	0,192	0,096
		$A_{s\&l}$					0,958	0,754	0,503	0,383	0,192
		ρ					3,653	2,876	1,918	1,461	0,731
		C_s					573,5	451,6	301,1	229,4	114,7
3,40	10	$A_{s\&l}1$						0,421	0,280	0,214	0,107
		$A_{s\&l}$						0,841	0,561	0,427	0,214
		ρ						3,574	2,383	1,816	0,908
		C_s						561,2	374,1	285,1	142,5

Na tabela 4.1 apresentam-se valores calculados de superfície específica, taxa geométrica, volume específico e consumo referentes à armadura constituída por telas de malha quadrada com fios de mesmo diâmetro nas duas direções; são valores nominais, podendo ser ligeiramente diferentes dos efetivos, dependendo das características de fabricação das telas.

Após a elaboração de séries de ensaios, *Desayi*⁶¹ sugeriu o chamado "parâmetro tela-argamassa" como valor representativo da quantidade da armadura e sua resistência com relação à resistência da argamassa, estabelecendo então correlações entre esse parâmetro e propriedades mecânicas da argamassa armada na flexão e na compressão. O valor do parâmetro "tela-argamassa" é calculado multiplicando-se a taxa geométrica da armadura na direção da tensão principal, pela relação entre as resistências à tração das telas e de compressão da argamassa.

4.3 - ASPECTOS SOBRE A MECÂNICA DE FRATURA DA ARGAMASSA E O EFEITO DA ARMADURA NA LIMITAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DE FISSURAS

"A idéia fundamental por trás do novo material "ferro-cimento" é o fato bem conhecido e elementar de que o concreto pode ser submetido a grandes deformações nas proximidades da armadura, e que a magnitude das deformações depende da distribuição e da subdivisão da armadura através da massa do concreto".

Esse conceito, emitido por *Nervi*¹⁶⁵, se por um lado pode ser aceito como consequência direta da melhoria das condições de aderência entre a argamassa e aço, e da distribuição e subdivisão da armadura como fatores de tendência à "homogeneização" do material, por outro lado esconde em si intrincados mecanismos de propagação de fissuras, cuja interpretação é ainda pouco difundida no meio profissional em

geral. Por isso parece cabível um ligeiro aceno à mecânica de fratura da argamassa e o efeito da armadura na limitação da propagação de fissuras.

Tratando-se em primeiro lugar da argamassa simples, na análise de seu comportamento à tração e à compressão simples, freqüentemente refere-se a fases elásticas, e lasto-plásticas e plásticas quando se interpretam diagramas tensão-deformação; entretanto, seria a argamassa como os metais, que a partir de certo nível de sollicitação sofrem de formações plásticas acompanhando a fratura?

Segundo *Glucklich*⁸⁸ (1963), o chamado comportamento plástico da argamassa nada mais é do que o resultado da microfissuração do material, que passa a fazer parte da deformação a partir de certo nível de sollicitação. Essa modificação na interpretação do comportamento das argamassas e concretos tem origem no trabalho de *Griffith* (1921), que se baseou no balanço de energias em um material homogêneo e elástico.

Entende-se por microfissuração o fenômeno de propagação de fissuras a partir de microfissuras pré-formadas no interior do material; a argamassa, pelas suas características de pseudo-sólido constituído por fases sólidas, líquidas e gasosas em equilíbrio, apresenta um número infinitamente grande de bolhas e outras falhas microscópicas inerentes ao próprio material, que lhe conferem elevado potencial de microfissuração.

Para ilustrar a conceituação do mecanismo de propagação das microfissuras, apresentam-se na fig. 4.1 esquemas típicos de elementos submetidos a tensões de tração e de compressão; nesses esquemas considera-se o vazio ou falha de forma elíptica no interior da fase sólida, admitida como sendo homogênea e elástica.

Analisando-se o caso de elemento submetido a tensões de tração (fig. 4.1.a), observa-se que sendo a superfície do vazio isenta de tensões, ocorre a concentração de tensões nas extremidades do eixo maior da elipse, iniciando

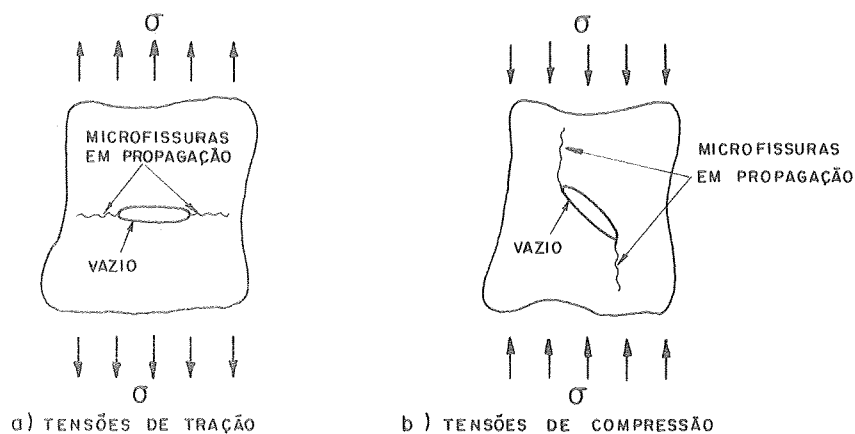


FIG. 4.1- PROPAGAÇÃO DE MICROFISSURAS EM ELEMENTOS SUBMETIDOS A TENSÕES DE TRAÇÃO E DE COMPRESSÃO.

do-se aí a progressão da microfissuração.

Até um certo valor da tensão σ , a argamassa comporta-se elasticamente, e o diagrama tensão-deformação aparente é constituído por um segmento de reta; a partir dessa tensão limite, as microfissuras começam a crescer lentamente com o acréscimo de energia fornecida, e o diagrama tensão-deformação desvia-se da reta inicial. As tensões máximas no elemento crescem mais rapidamente do que as correspondentes ao carregamento, em virtude da redução da seção transversal acarretada pela propagação das microfissuras, até a ruptura total decorrente da conexão de microfissuras geradas em toda a argamassa, e a curva tensão-deformação termina abruptamente, após ligeiro desvio da reta do trecho elástico.

Durante a sua propagação, as microfissuras percorrem o caminho de menor demanda energética; assim, em geral são vencidas primeiramente as tensões de aderência entre pasta e agregados, e depois a resistência da pasta, sendo que raramente as microfissuras penetram nos agregados, frequentemente de maior resistência. Quando a microfissuração encontra no seu caminho núcleos de maior resistência, há necessidade de maior quantidade de energia para penetração

nesse núcleo ou para o seu contorno, o que explica também a ação da armadura como agente de obstaculização da propagação de fissuras.

Ainda segundo Glucklich, a microfissuração em elementos submetidos a tensões de compressão (fig. 4.1.b) é de corrente do aparecimento de tensões elevadas de tração, transversalmente à direção do carregamento, resultantes do desvio da trajetória das tensões de compressão nas proximidades do vazio ou da falha pré-formada, e a microfissuração segue então paralela à direção das tensões de compressão. Esse tipo de desenvolvimento da fissuração foi também constatado por *Shah*²³⁴ em ensaios efetuados para estudo das tensões na interface pasta-agregado.

Outros aspectos sobre o assunto poderão ser vistos em detalhe também no trabalho de *Camargo*⁴⁵.

Conforme *Romualdi e Batson*²¹⁴ (1963), a rigidez relativamente grande da armadura colocada na vizinhança das microfissuras opõe-se aos deslocamentos que se desenvolvem como resultado das singularidades do campo de tensões nas bordas das microfissuras. Aplicando-se a teoria de Griffith da mecânica de fratura de sólidos, determinou-se que a tensão requerida para estender uma fissura além da área encerrada por grupo de fios de armadura é inversamente proporcional à raiz quadrada do espaçamento entre os fios; observou-se também que para pequenos espaçamentos, menores que cerca de 15mm, a resistência à tração do material composto é significativamente aumentada, fixando-se uma determinada taxa de armadura, o que não ocorre sensivelmente para espaçamentos maiores. Esses resultados foram confirmados pela análise experimental de vigas armadas na região tracionada com fios de diâmetro e espaçamento variáveis, porém mantendo-se a taxa de armadura, e submetidas à flexão simples.

Portanto, a subdivisão e a distribuição da armadura na argamassa proporcionam a obstaculização mais efetiva da propagação das microfissuras, retardando o aparecimento de fissuras macroscópicas, sendo que quanto menor o espaça

mento entre os fios da armadura melhor se caracteriza o comportamento da argamassa armada como material composto.

Observa-se agora que ao longo deste texto serão citadas fases plásticas e elasto-plásticas de comportamento do material; entenda-se que se trata de deformações plásticas aparentes. Da mesma forma, quando se menciona primeira fissura, entenda-se primeira fissura macroscópica visível, ou mesmo invisível externamente, porém detectada por acentuada deflexão no diagrama tensão-deformação, o que indica a diminuição da rigidez do material e a redução da taxa de crescimento da energia absorvida.

4.4 - TRAÇÃO SIMPLES

4.4.1 - Notas preliminares

De acordo com observações de *Naaman*¹⁵⁵, *Somayaji* e *Shah*²⁵⁰, pode-se delinear o comportamento da argamassa submetida à tração simples a partir do diagrama tensão-deformação típico mostrado na fig. 4.2.

Nesse diagrama, indica-se com linha tracejada o diagrama tensão-deformação correspondente à armadura, modificado pelo fator taxa geométrica da armadura na direção das tensões principais de tração. Distinguiu-se então a parcela relativa ao esforço que seria absorvido pela armadura isolada e o acréscimo correspondente ao aumento de rigidez e resistência decorrente da união dos dois materiais.

Na primeira fase a argamassa armada tem comportamento essencialmente elástico linear; inicialmente, as tensões são baixas e a resistência à tração da matriz não é atingida. A microfissuração progride lentamente, mas é obstaculizada pela presença de fios poucos espaçados, não se observando externamente nenhuma alteração sensível do comportamento linear.

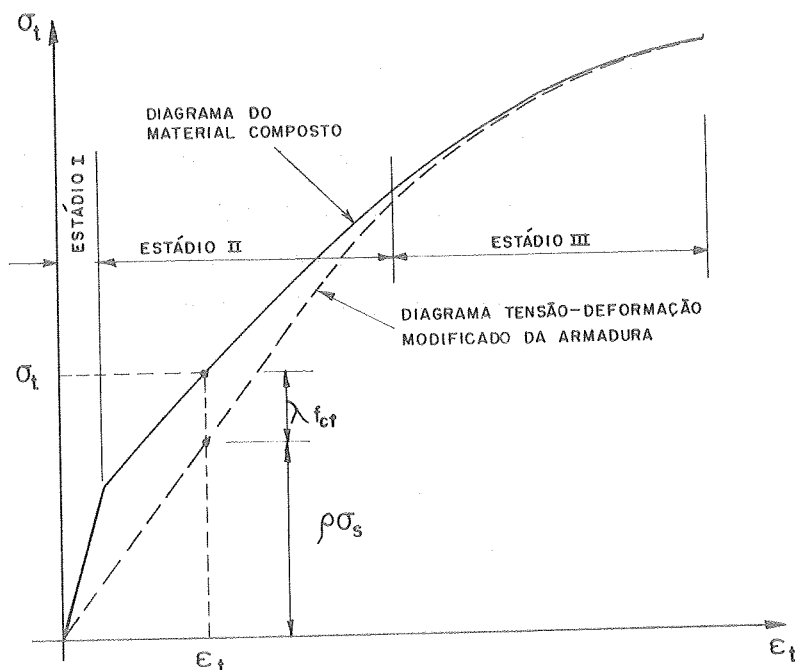


FIG. 4.2 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TÍPICO DA ARGAMASSA ARMADA NA TRAÇÃO SIMPLES.

O final da primeira fase e o início da segunda fase é marcado pela deflexão, mais ou menos acentuada em dependência da quantidade e do tipo de armadura, do diagrama tensão-deformação, que resulta da propagação mais rápida das microfissuras e da ruptura localizada das ligações por aderência entre aço e argamassa nas proximidades das microfissuras; alguns autores localizam nessa transição a formação da primeira fissura macroscópica convencional, nem sempre visível a olho nu ou com dispositivos óticos de pouca magnificação.

Na segunda fase, o comportamento passa a ser elástico-plástico, ocorrendo a multiplicação do número de fissuras, cuja abertura no início cresce apenas lentamente, passando a aumentar rapidamente à medida que se estabiliza o número de fissuras.

Na fase final, o aço entra em escoamento, ocorrendo então deformações plásticas que culminam na ruptura; a argamassa pouco ou nada contribui na resistência ou na rigidez da peça.

4.4.2 - Análise da peça não fissurada na fase elástica

Estabelecendo-se as equações de equilíbrio para um elemento submetido a forças de tração, considerando-se armadura longitudinal alinhada com a direção do carregamento, chega-se à equação em termos de tensões:

$$\sigma_t = \frac{A_c}{A} \sigma_{ct} + \rho \sigma_s \quad \dots (4.7)$$

Aplicando-se a lei de Hooke, determina-se o módulo de deformação do material composto:

$$E_t = \frac{A_c}{A} E_{ct} + \rho E_s \quad \dots (4.8)$$

Ou seja, o cálculo na fase elástica pode ser efetuado considerando-se seção homogeneizada, com $\alpha_{et} = E_s / E_{ct}$:

$$\sigma_t = \sigma_{ct} \left(\frac{A_c}{A} + \alpha_{et} \rho \right) \quad \dots (4.9)$$

Principalmente no caso de telas entrelaçadas de malha quadrada ou hexagonal, deve-se considerar um módulo de deformação aparente para as telas, tendo em vista a sua maior deformabilidade decorrente da geometria e do processo de entrelaçamento. Por exemplo, *Naaman*¹⁵⁵ determinou para as telas entrelaçadas de malha quadrada empregadas em seus ensaios o valor de $1,3 \times 10^5$ MPa para o módulo de deformação aparente, observando que os valores variam usualmente entre $1,05 \times 10^5$ MPa a $1,75 \times 10^5$ MPa.

Naaman observou experimentalmente que com o emprego da equação 4.8, tomando-se $A_c/A=1$, obtêm-se valores analíticos para o módulo de deformação da argamassa armada sempre inferiores aos experimentais, como se vê na fig. 4.3.a, provavelmente devido à influência dos fios transversais e da própria argamassa como elemento enrijecedor das telas. Os mesmos ensaios revelaram que após a formação da primeira fissura convencional, a previsão do módulo de deformação

pode ser efetuada considerando-se somente a armadura, des prezando-se qualquer contribuição da argamassa, como se vê na fig. 4.3.b.

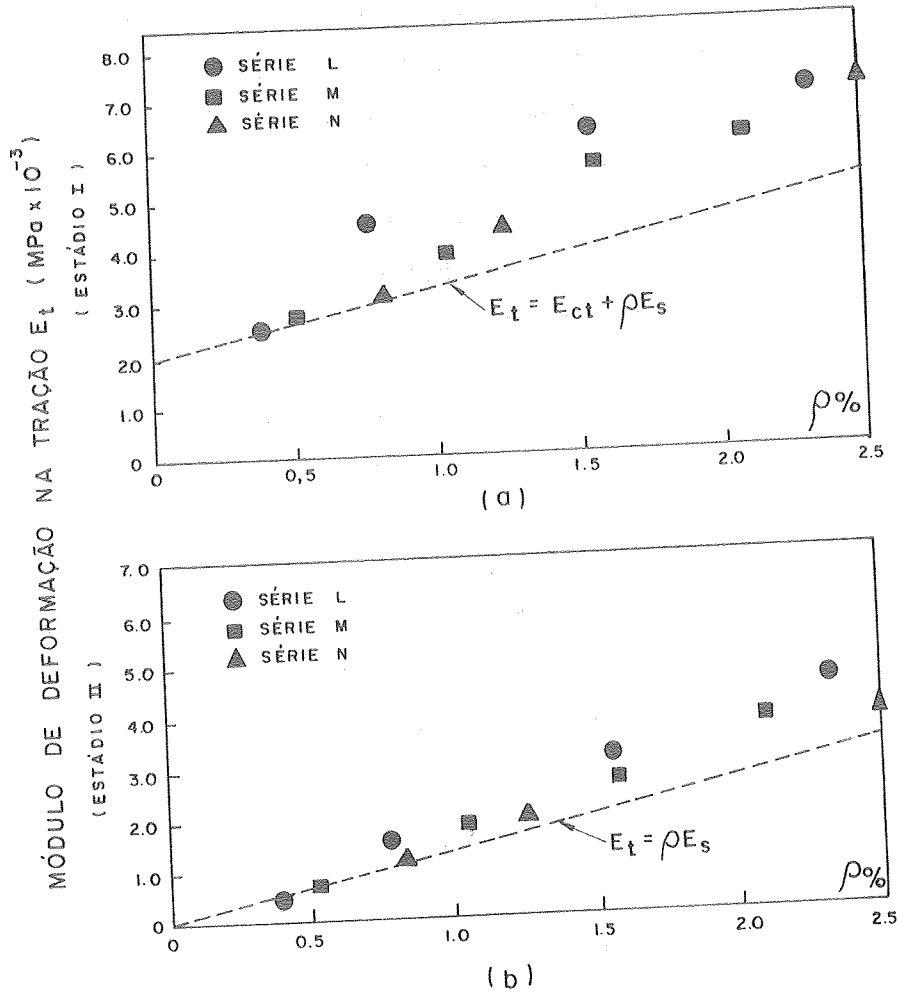


FIG. 4.3 - MÓDULO DE DEFORMAÇÃO NA TRAÇÃO¹⁵⁵

4.4.3 - Resistência à tração correspondente à primeira fissura

Considerando-se a equação 4.9 com σ_{ct} igual à resistência à tração da argamassa simples, obter-se-ia uma primeira expressão para a determinação da resistência à tração correspondente à formação da primeira fissura convencional; entretanto, essa relação linear com a taxa geométrica

da armadura na direção longitudinal não se mostra válida diante das constatações experimentais, fato que se relaciona às considerações seguintes:

- Romualdi e Batson²¹⁴ observaram que para uma mesma taxa de armadura, a tensão correspondente à primeira fissura é inversamente proporcional à raiz quadrada do espaçamento entre os fios da armadura;
- para pequenos espaçamentos entre fios, o comportamento da argamassa armada como material composto é mais efetivo, ou seja, as próprias características de resistência da argamassa são alteradas pela presença da armadura, sendo portanto incorreto tomar-se o valor da tensão na argamassa como constante e igual à resistência à tração da argamassa simples;
- ensaios de Naaman¹⁵⁵ mostraram que a tensão correspondente à primeira fissura cresce com o aumento da taxa de armadura, porém nem sempre linearmente, e além disso, de modo nitidamente dependente do tipo da armadura utilizada;
- nesse mesmo trabalho, Naaman observou a existência de correlação linear entre a resistência à tração correspondente à primeira fissura e a superfície específica unidirecional da armadura, determinando a fórmula empírica descrita a seguir, válida para $A_{s\ell 1} < 2 \text{ cm}^{-1}$

$$f_{tr} = f_{ct} + 2,5 A_{s\ell 1} \text{ (MPa)} \quad \dots (4.10.a)$$

$$f_{tr} = f_{ct} + 25 A_{s\ell 1} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \dots (4.10.b)$$

onde

$A_{s\ell 1}$ = superfície específica da armadura disposta na direção das tensões principais de tração, em cm^{-1} , sendo $A_{s\ell 1} < 2 \text{ cm}^{-1}$

Na fig. 4.4 mostram-se o diagrama correspondente à equação (4.10) e os resultados obtidos em ensaios onde se empregaram corpos de prova com armaduras cujas características são indicadas na tabela 4.2

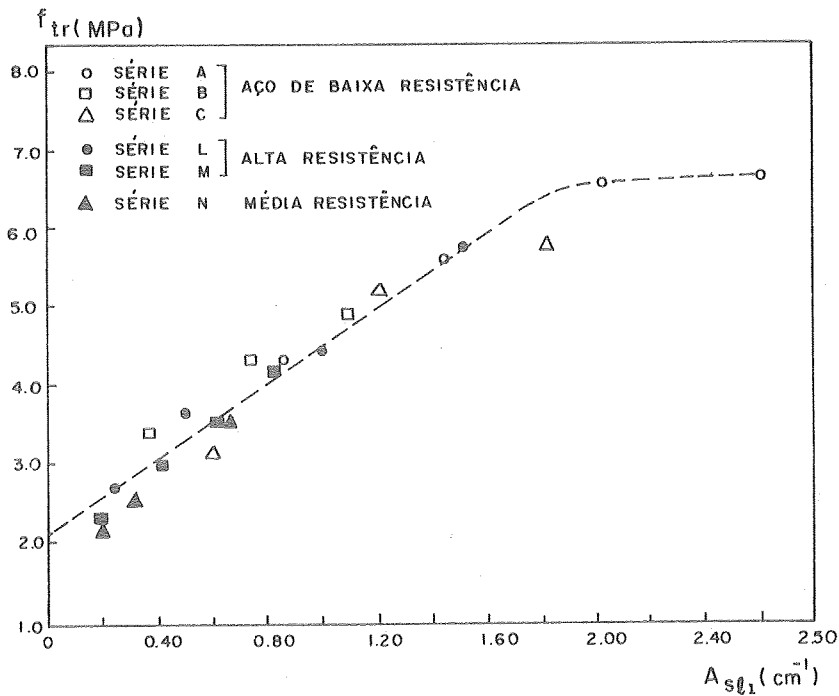


FIG.44 - RESISTÊNCIA À PRIMEIRA FISSURA VS SUPERFÍCIE ESPECÍFICA ¹⁵⁵

TABELA 4.2 - CARACTERÍSTICAS DAS ARMADURAS - ENSAIOS DE NAAMAN								
SÉRIE	DIMENS. C.P. (mm)	TIPO TELAS	ESPAÇ. FIOS (mm)	ϕ (mm)	f_{su} (MPa)	Nº DE TELAS	v_f (%)	A_{sl} (total) (cm^{-1})
A	25	ENTREL.	6,4	0,64	357	1-3-5-7-9	0,9 a 8,1	0,57 a 5,12
B	x		12,7	1,66	399	1-2-3	2,8 a 8,5	0,71 a 2,15
C	11		4,2	0,88	357	1-2-3	2,6 a 7,9	1,19 a 3,57
L	76	ENTREL.	6,4	0,64	1120	1-2-4-6	0,8 a 4,7	0,50 a 2,95
M	x 12,7		12,7	1,64	980	1-2-3-4	1,0 a 4,2	0,46 a 1,62
N	76 x 12,7	SOLDADA	12,7	1,60	518	2	5,0	1,26
			25,4	1,60	546	2	2,5	0,69
			50,8	1,60	623	2	1,6	0,42

4.4.4 - Análise da peça na fase elastoplástica

Para a análise da peça fissurada na fase elastoplástica, o que interessa essencialmente é a avaliação do espaçamento médio e da abertura máxima de fissuras.

Como ponto de partida para essa análise, diversos autores consideram a teoria clássica de fissuração estabelecida para o concreto armado, como descrevem *Paul* e *Pama*^{18 3}

4.4.4.1 - Espaçamento médio das fissuras

Observando que a superfície específica da armadura é um parâmetro que se relaciona com a taxa de armadura, com o diâmetro dos fios e com a área da seção transversal de argamassa, ou seja, com muitos parâmetros que influenciam a fissuração, *Naaman*¹⁵⁵ estabeleceu a expressão do espaçamento médio das fissuras em termos da superfície específica da armadura na direção das tensões principais de tração, aliás como outros pesquisadores já haviam feito para o concreto armado.

$$a_{rm} = \frac{\theta}{\eta} \frac{1}{A_{s\&l}} \quad \dots (4.11)$$

onde

θ = relação entre espaçamentos médio e mínimo das fissuras, sendo usualmente adotado $\theta = 1,5$;

$\eta = \frac{\tau_{bm}}{f_{ct}}$, sendo τ_{bm} a tensão média de aderência entre armadura e argamassa.

Tomando para η o valor 1,6, tendo em vista o aspecto favorável à aderência da existência de ondulações nos fios das telas entrelaçadas, e de fios transversais que propiciam ancoragem mecânica nas telas soldadas, *Naaman*

comparou resultados experimentais com a curva teórica correspondente à equação 4.11, como se mostra na fig. 4.5.

Somayaji e Balaguru²⁴⁸ confirmaram experimentalmente a validade da equação 4.11 para o caso de peças armadas apenas com fios longitudinais, determinando porém um valor empírico diferente para a relação θ/η .

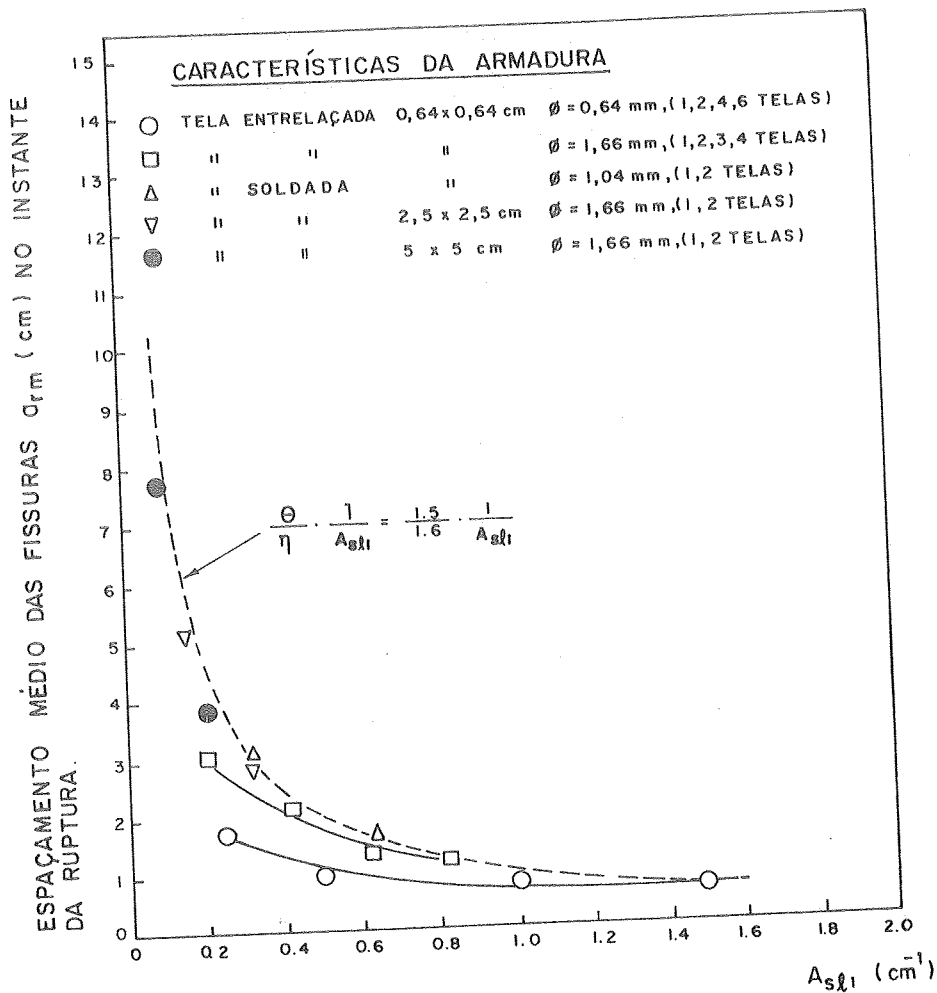


FIG. 4.5-ESPAÇAMENTO MÉDIO DAS FISSURAS VS SUPERFÍCIE ESPECÍFICA DA ARMADURA¹⁵⁵

Tanto Naaman como Somayaji constataram a grande influência dos fios transversais das telas na fissuração em geral. Naaman observou que essa influência é benéfica; quando o espaçamento dos fios transversais foi menor que o espaçamento médio das fissuras estimado pela equação 4.11, o valor observado experimentalmente foi menor que o calcula

do; quando o espaçamento dos fios transversais foi maior que o espaçamento das fissuras calculado, então a expressão teórica mostrou-se correta.

Esse fenômeno pode ser explicado pelo fato de que as fissuras formam-se preferencialmente no alinhamento dos fios transversais, pelas razões seguintes.

Em primeiro lugar, a própria presença dos fios transversais reduz a área efetiva da seção transversal de argamassa, provocando acréscimos de tensões de tração (fig. 4.6), devendo-se considerar os vários fios coincidentes nu ma mesma seção.

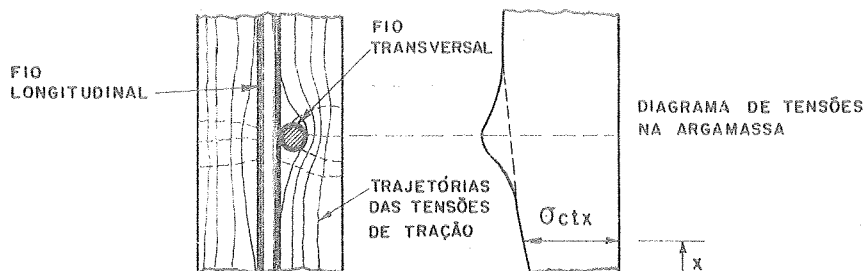


FIG.4.6 - EFEITO DOS FIOS TRANSVERSAIS NA REDUÇÃO DA ÁREA EFETIVA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DE ARGAMASSA.

Nas telas entrelaçadas de malha retangular, a presença dos fios transversais está ligada a ondulação dos fios longitudinais, podendo-se estabelecer uma relação entre o ângulo de desvio dos fios longitudinais e o diâmetro dos fios transversais e seu espaçamento. Quando tracionados, os fios longitudinais sofrem tendência de retificação, provocando acréscimos de tensões de tração na região dos fios transversais (fig. 4.7).

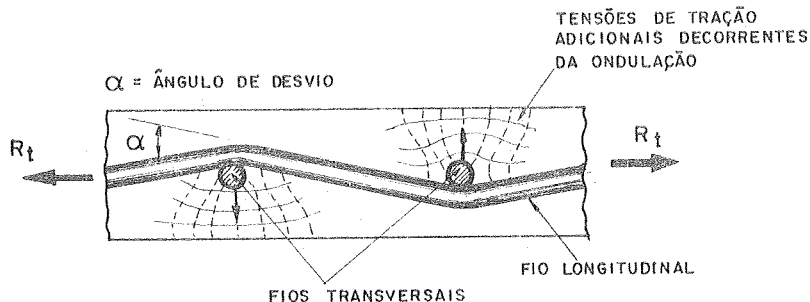


FIG. 4.7- EFEITO DA ONDULAÇÃO DOS FIOS LONGITUDINAIS

Nas telas soldadas não existe o efeito da ondulação, mas ocorre a transferência mecânica por contato de parte das tensões no aço para a argamassa; isso provoca uma variação de tração nas proximidades dos fios transversais (fig. 4.8).

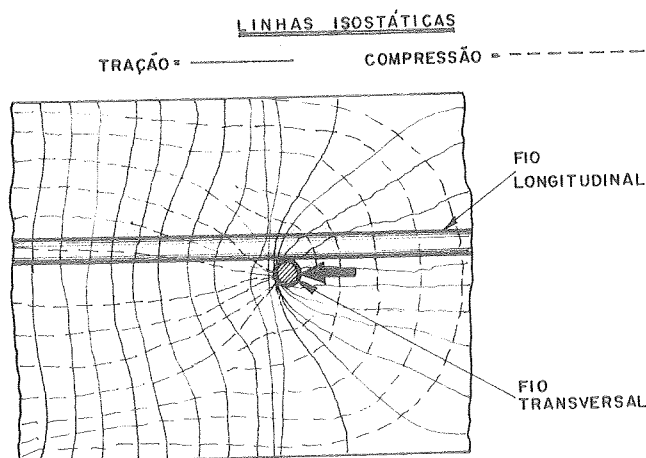


FIG. 4.8 - EFEITO DA TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES POR CONTATO NAS TELAS SOLDADAS.

Esses efeitos somados à possível concentração de microfissuras pré-formadas e falhas de moldagem junto aos fios transversais parecem justificar o aparecimento das fissuras nesses locais. Portanto, qualquer tentativa de se obter resultados melhores que os da equação 4.11 deve levar em conta a influência dos fios transversais.

Além disso, deve-se analisar se na iminência de formação de nova fissura a resistência a ser considerada como valor limite para a tensão na argamassa é a resistência da argamassa simples, ou um valor maior, tendo em vista que para valores mais elevados da superfície específica a contação de material composto é bastante expressiva, como já se observou na análise da resistência correspondente à formação da primeira fissura (fig. 4.4).

Efetuando-se ligeiras especulações analíticas sobre a influência de todos esses fatores citados, observou-se a compatibilidade das hipóteses formuladas com os resultados experimentais de Naaman; a proposta que se faz por ora é tentar a interpretação probabilística do fenômeno de

formação de fissuras adicionais quando o espaçamento médio das fissuras calculado pela teoria clássica é maior que o espaçamento dos fios transversais. Tendo em vista que para melhor caracterização desses efeitos devem ser efetuados em saios específicos, essas especulações são aqui omitidas para prevenir eventuais casuísmos.

De fato, em trabalho apresentado recentemente, *So mayaji* e *Balaguru*²⁴⁸ (1981) sugerem o cálculo do espaçamento médio das fissuras introduzindo novos parâmetros como a tensão na armadura, o espaçamento dos fios transversais e o diâmetro dos fios. Efetuando análise por regressão linear dos resultados experimentais, chegaram à equação seguinte:

$$a_{rm} = \frac{a_{tr}}{\sigma_s} (1274 - 31,6\beta) \quad \dots (4.12)$$

sendo

σ_s = tensão na armadura em MPa;

$$\beta = \frac{v_f \cdot a_{tr}}{\phi}$$

a_{tr} = espaçamento dos fios transversais;

ϕ = diâmetro dos fios;

v_f = volume específico da armadura.

Efetuando-se comparações dos valores calculados pela equação 4.12 com resultados experimentais de Naaman, observou-se que no caso de telas soldadas os valores analíticos são cerca de 2,75 vezes maiores que os experimentais. De maneira geral, se não houve valores disparatados, também não se pode dizer que essa expressão, obtida a partir de outros ensaios, esteja bem ajustada para os casos gerais; todavia, essa fórmula permite a avaliação do espaçamento médio das fissuras em diversos estágios de solicitação, o que é interessante para o cálculo de aberturas de fissuras.

4.4.4.2 - Abertura de fissuras

Baseando-se na teoria clássica de fissuração, como expõe *Paul e Pama*¹⁸³, pode-se estabelecer a expressão seguinte para o cálculo da abertura média das fissuras.

$$w_m = \frac{1,5}{\eta} \frac{1}{A_{s\ell} E_s} \left[\sigma_{sr} - \frac{f_{ct}}{2} \left(\frac{1}{\rho} + \alpha_{et} \right) \right] \dots (4.13)$$

onde

σ_{sr} = tensão na armadura na seção fissurada.

Nessa expressão desprezou-se o efeito da retração, mas foi considerada a deformação média da argamassa entre as fissuras.

Em trabalho mais recente, *Naaman*¹⁵⁴ (1979) sugere o emprego de fórmulas empíricas (aberturas máximas) aplicáveis em casos onde a tensão na armadura não ultrapassa a resistência de escoamento do aço nem 414 MPa ($\sim 4.140 \text{ kgf/cm}^2$).

a) para $\sigma_{sr} \leq 345 A_{s\ell}$

$$w_{\max} = \frac{3500}{E_s} \dots (4.14)$$

b) para $\sigma_{sr} > 345 A_{s\ell}$

$$w_{\max} = \frac{20}{E_s} \left[175 + 3,69(\sigma_{sr} - 345 A_{s\ell}) \right] \dots (4.15)$$

devendo-se tomar $A_{s\ell}$ em cm^{-1} , σ_{sr} e E_s em MPa e w_{\max} em mm.

Também fundamentados em resultados experimentais, *Somayaji e Balaguru*²⁴⁸ (1981) propõem a fórmula empírica seguinte, para aberturas médias.

$$w_m = 3 + 0,105 \sigma_{sr} - 0,1524 \beta (1 + 1,424 \times 10^{-2} \sigma_{sr}) \dots (4.16)$$

onde

$$\beta = \frac{V_{f_{atr}}}{\phi} , \text{ como já se definiu para a equação 4.12,}$$

devendo-se tomar σ_{sr} em MPa e w_m em μm .

Tendo em vista a indisponibilidade dos dados experimentais que geraram as fórmulas empíricas, ou de outros mais precisos, coletou-se de modo aproximado um conjunto de informações do trabalho de Naaman, com o objetivo de se efetuar comparações, ainda que sem a precisão desejada, que permitam a avaliação preliminar das equações disponíveis.

A equação 4.13, correspondente à teoria clássica, forneceu valores em geral superiores aos observados, notando-se clara distinção de seu efeito relativo, entre as peças armadas com telas entrelaçadas e soldadas. No caso de telas entrelaçadas os valores calculados foram em média 3,9 vezes maiores que os observados, enquanto que no caso de telas soldadas a relação média entre valores calculados e observados foi 1,18.

A equação 4.15 apresentou eficiência relativa aos dados experimentais essencialmente análoga à da equação 4.13, fornecendo para o caso de telas soldadas estimativas em média cerca de 0,85 vezes menores que as observadas.

A equação 4.16 também apresentou estimativas em média maiores (1,60 vezes) no caso de telas entrelaçadas e menores (0,63 vezes) no caso de telas soldadas.

O que se nota logo à primeira vista é a manifestação da influência da tipologia das telas; é provável que no caso de telas entrelaçadas a tendência de multiplicação do número de fissuras seja o fator primordialmente responsável pela observação de fissuras de menor abertura. No caso de telas soldadas, a hipótese que se faz é de que o efeito de ancoragem mecânica provoca tensões de compressão localizadas modificando totalmente as premissas estabelecidas quanto à distribuição de tensões na argamassa; nesse caso, a estimativa mais prudente da abertura das fissuras deve ser

feita sem a consideração de qualquer contribuição da argamassa no sentido de reduzir a tensão na armadura ou a própria abertura das fissuras, pelo menos por enquanto.

Portanto, é necessária a execução de ensaios para definir as influências citadas, distinguindo-se as armaduras conforme o tipo de tela empregado, destacando-se especialmente a determinação do módulo de deformação aparente das telas e buscando-se a caracterização das deformações na argamassa decorrentes da presença dos fios transversais.

Além disso, nota-se na bibliografia disponível a omissão de interpretações probabilísticas dos resultados experimentais e das correlações estabelecidas, ficando-se assim sem o claro conhecimento dos valores característicos das aberturas e dos espaçamentos médios de fissuras.

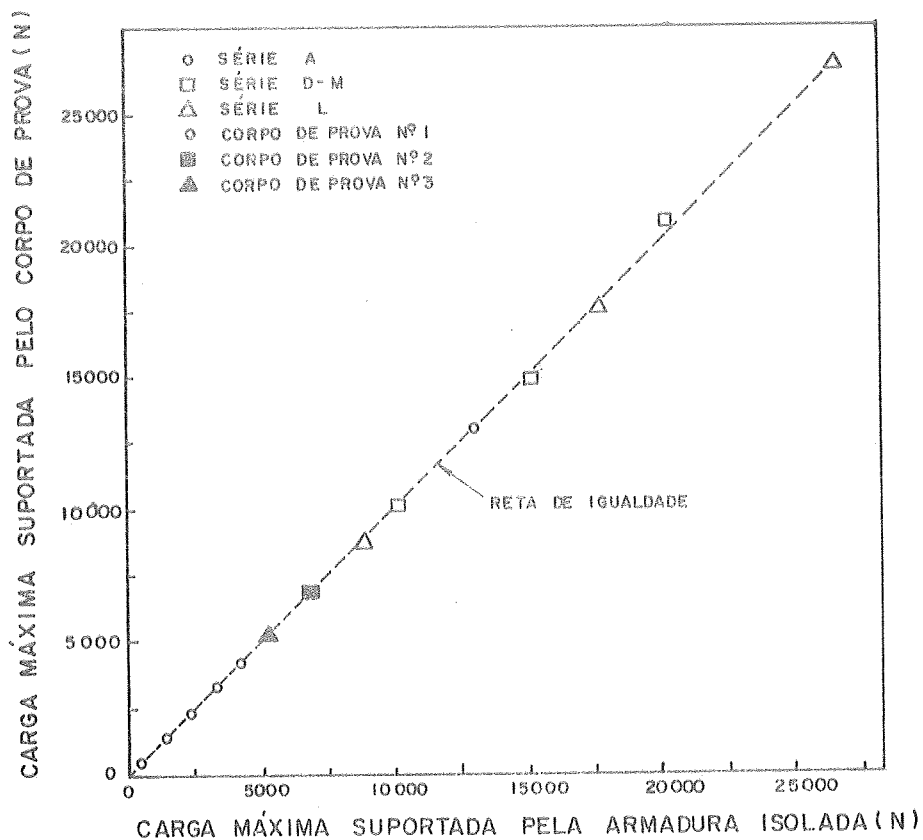
4.4.4.3 - Limitação da abertura de fissuras

De acordo com as instruções soviéticas e também com *Naaman*¹⁵⁴ e *Walkus*²⁸⁰, a abertura máxima das fissuras não deve ser superior a 0,1mm no caso de peças em ambiente não agressivo, e 0,05mm no caso de peças em ambiente agressivo ou destinadas à retenção de líquidos.

Contudo, salienta-se que essas recomendações são provisórias e não asseguram por si só boas condições de durabilidade; a elas as instruções soviéticas associam cuidados necessários para se evitar a corrosão das telas, em virtude do pequeno cobrimento, como por exemplo o emprego de tintas e vernizes de proteção superficial. No caso de estruturas destinadas ao armazenamento de líquidos e no caso de barcos, a limitação da abertura das fissuras relaciona-se também com a permeabilidade das peças de pequena espessura.

4.4.5 - Resistência no estado limite último

Conforme Naaman¹⁵⁵, a capacidade resistente no estado limite último de peças tracionadas com telas entrelaçadas ou soldadas de malha retangular é equivalente à da armadura isolada, como se vê na fig. 4.9, não se observando contribuição significativa da argamassa nessa fase, aliás como já se viu na fig. 4.2.

FIG. 4.9¹⁵⁵

Portanto, para o caso de emprego de telas de malha retangular com fios longitudinais alinhados com a direção do carregamento, a resultante de tração de cálculo deve corresponder à resistência de cálculo da armadura.

$$R_{td} = A_s f_{yd} \quad \dots (4.17)$$

Nos casos de utilização de telas de malha hexago

nal ou de tipo Deployé, devido às próprias características geométricas das malhas, sendo os fios não alinhados com a direção da tensão principal de tração, a argamassa contri
bui para o enrijecimento da armadura, proporcionando núcleos comprimidos transversalmente no interior das malhas.

*Johnston e Mattar*¹¹⁰ estudaram a resistência à tração simples de peças armadas com telas soldadas e tipo De
ployé, verificando a sua eficiência conforme a orientação das malhas em relação à direção do carregamento; para as telas tipo metal expandido, constataram resistência no estado limite último cerca de 20% superior àquela prevista conside
rando-se apenas a armadura.

Conforme citação de *Paul e Pama*¹⁸³, *Sutharatana*
chayaporn e *Lee* mostraram que o valor último da tensão de tração em peças com armadura composta por telas hexagonais de fios inclinados 45° com relação à direção do carregamen
to, é dada por:

$$\sigma_{tu} = 0,44 v_f f_{yd} \quad \dots (4.18)$$

onde v_f é o volume específico da armadura.

Ensaio comprovaram a validade da equação 4.18 co
mo limite inferior para os resultados experimentais, consi
derando-se a variante de tela hexagonal estudada; para te
las hexagonais com fios inclinados de ângulos diferentes, deve ser efetuado estudo particular.

4.5 - COMPRESSÃO SIMPLES

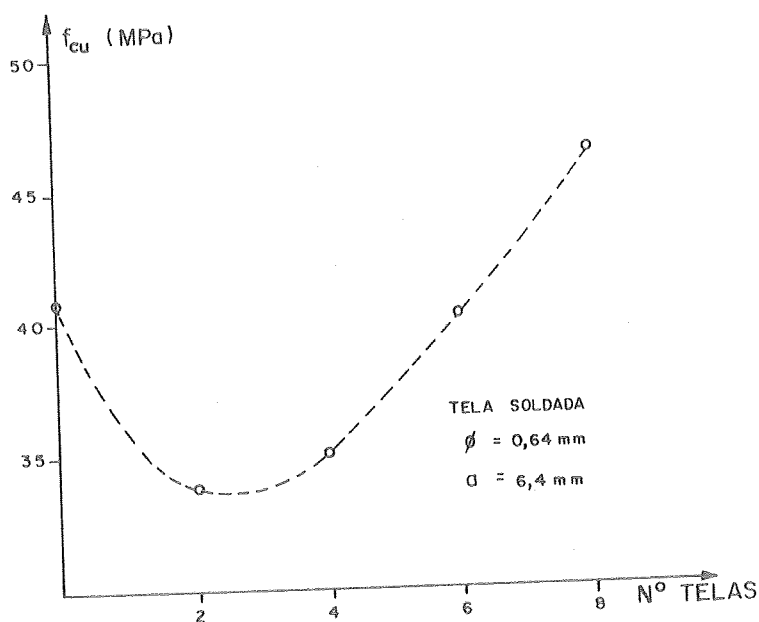
Com relação às demais propriedades mecânicas da argamassa armada, pouca atenção tem sido dedicada ao desem
penho do material na compressão simples; é possível que por inevitável analogia com o concreto armado se considerem sa
tisfatórios os meios de análise do desempenho na compressão, pelo menos no atual estado tecnológico.

De fato, outras características de desempenho, como por exemplo as relativas à tração, flexão e impacto, têm sido abordadas com maior frequência pelos especialistas, provavelmente por simples questão de viabilização imediata de aplicações onde a resistência à compressão não constitui fator predominante para a segurança das estruturas.

Contudo, a argamassa armada com os arranjos usuais das armaduras e utilizada em peças com pequenas espessuras, como é típico, apresenta características peculiares de comportamento na compressão, e no caso, no sentido desfavorável; basta observar que nas finas chapas armadas com telas sobrepostas, em geral não há possibilidade de se dispor adequada armadura transversal, ao longo da espessura, que impeça o fendilhamento e propicie a necessária vinculação dos fios na direção da tensão principal de compressão, de tal modo a impedir a flambagem desses fios, fato ainda mais agravado pela existência de reduzidos cobrimentos e de ondulações dos próprios fios das telas, no caso de telas entrelaçadas.

Com efeito, resultados de ensaios descritos por *Naaman e Ramos*¹⁵⁶ demonstraram que a resistência à compressão, tomando-se como referência a resistência da argamassa simples, diminui com o aumento progressivo da taxa de armadura, até um certo valor, a partir do qual a resistência passa a aumentar (fig. 4.10). Nesses ensaios, analisou-se o desempenho de corpos de prova prismáticos de dimensões 5cm x 7,6cm e 1,27cm de espessura, armados com telas soldadas com fios de diâmetro $\phi = 0,64\text{mm}$ e malha quadrada de 6,4mm de abertura; constatou-se a ruína dos corpos de prova por falha de aderência e subsequente flambagem dos fios comprimidos. De acordo com a mesma referência bibliográfica, Kelly e Mouat ensaiaram corpos de prova armados com telas hexagonais e observaram que a resistência à compressão não variou com a variação da taxa de armadura.

Ensaio de *Athayde*¹⁴ realizados sobre corpos de prova em forma de H armados com telas entrelaçadas de ma

FIG. 4.10
156

lha quadrada confirmaram os resultados de Naaman e Ramos, no que se refere ao tipo de comportamento, isto é, observou-se também a redução da resistência à compressão nos corpos de prova com valores de taxas de armaduras menores que um valor crítico.

Johnston e Mattar¹¹⁰ ensaiaram corpos de prova prismáticos maciços e vazados, armados com telas soldadas de malha quadrada e com telas tipo metal expandido, observando a pequena contribuição da armadura longitudinal, na direção do carregamento, na resistência à compressão. Nesse caso particular, a forma dos corpos de prova e o arranjo particular da armadura permitiram a contribuição da armadura transversal, principalmente no caso de telas soldadas, observando-se acréscimos na resistência à compressão decorrentes da armadura transversal muito mais significativos do que os devidos à armadura longitudinal.

Ensaio de Desayi⁵⁹ efetuados sobre prismas maciços e vazados, análogos aos de Johnston e Mattar, revelaram também a pequena contribuição da armadura de compressão.

Embora poucos e de certa forma apenas qualitativos, esses ensaios evidenciam a ineficiência das telas como

armadura de compressão; o aumento da resistência à compressão da argamassa armada dar-se-ia a partir de quantidades grandes, com consumo da ordem de 300 kg/m^3 .

Diante do exposto, pode-se colocar em dúvida a conceituação da argamassa armada como material composto, no que se refere à resistência à compressão, tendo em vista o aspecto desfavorável ou ineficiente da inclusão da armadura difusa em peças ou em regiões comprimidas. Portanto, em certos casos como o das peças fletidas, pode ser conveniente a manutenção da armadura mínima na região comprimida; isso tornaria a peça heterogeneamente armada, porém parece pouco cabível a obtenção de uma pretensa homogeneidade à custa não só da melhoria do desempenho à tração, mas também da redução da resistência à compressão. Essa hipótese implica a revisão de conceitos estabelecidos por diversos autores sobre a definição da argamassa armada como material composto, e sobre a sua homogeneidade física e mecânica, de sorte que se prefere não abordar o assunto com detalhes antes da melhor caracterização das propriedades de desempenho. Apenas para complementar a idéia exposta, *Ramaswamy*¹⁹⁹ (1981) sugere o emprego de concreto armado, concreto ou argamassa armada com fibras metálicas curtas, por exemplo, nas zonas comprimidas de vigas fletidas, caracterizando-se assim claramente a heterogeneidade física e mecânica em elementos estruturais.

Paul e *Pama*¹⁸³ sugerem a adoção para a resistência à compressão da argamassa armada no estado limite último o valor da resistência da argamassa simples multiplicado por coeficiente de redução igual a 0,85; contudo, salienta-se que Naaman e Ramos e Athayde observaram reduções na resistência à compressão de até 23% e 18%, respectivamente. Além disso, não existem dados sobre o desempenho sob a ação de cargas de longa duração.

Adotando o critério das tensões admissíveis, *Naaman*¹⁵⁴ sugere o limite de $0,45 f_{ck}$ para as tensões de compressão, enquanto que *Petroni*¹⁸⁹ sugere valores máximos en

tre 12 MPa e 14 MPa, sendo as duas recomendações equivalentes na prática. Embora aparentemente conservadores à primeira vista, esses valores justificam-se plenamente, considerando-se além dos fatores citados os coeficientes de segurança e minoração da resistência.

4.6 - FLEXÃO

4.6.1 - Notas preliminares

Referindo-se ao diagrama carga-flecha típico mostrado na fig. 4.11, resultante de ensaios de placas ou vigas bi-apoiadas submetidas à flexão simples, pode-se identificar os principais estágios de comportamento do material, ou seja, as fases elástica, elastoplástica e plástica.

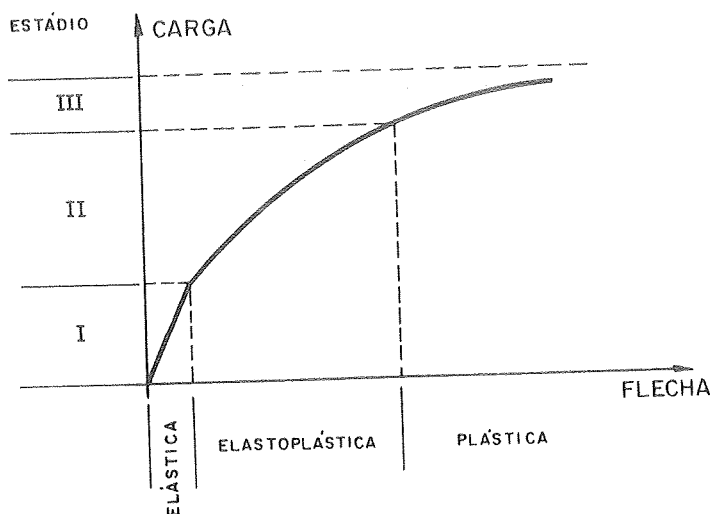


FIG.4.11 - DIAGRAMA CARGA - FLECHA TÍPICO

Analogamente ao caso da tração simples, o material comporta-se linear e elasticamente até a formação da primeira fissura, quando ocorre a sensível diminuição da rigidez do elemento fletido, marcada pela deflexão do diagrama carga-flecha.

Na fase seguinte o comportamento passa a ser elastoplástico, ocorrendo a multiplicação do número de fissuras acompanhada de ligeira progressão nas aberturas de fissuras; tanto o aço na tração como a argamassa na compressão apresentam ainda comportamento essencialmente linear e o diagrama carga-flecha nessa fase aproxima-se bastante da reta.

Na fase final, tanto os materiais constituintes como o elemento estrutural passam a apresentar claras características de comportamento não linear, ocorrendo o rápido aumento das flechas e a abertura mais acentuada das fissuras.

Esses três estágios são mais evidentes na análise de peças armadas com aço de patamar de escoamento definido, tornando-se de difícil discernimento no caso de emprego de aços duros de alta resistência.

4.6.2 - Análise de peça não fissurada na fase elástica

Nessa fase a peça pode ser considerada composta por material homogêneo e elástico, calculando-se tensões, de formações e deslocamentos pela aplicação da respectiva teoria de flexão para as seções transversais homogeneizadas.

$$\sigma_h = \frac{M}{I_h} y_h \quad \dots (4.19)$$

$$\tau_h = \frac{VS_h}{b_h I_h} \quad \dots (4.20)$$

De acordo com observações de *Naaman e Ramos*¹⁵⁶, o módulo de deformação nessa fase pode ser tomado igual ao da argamassa simples, sem considerar a armadura.

4.6.3 - Momento de fissuração

Ao contrário das comprovações efetuadas na análise do desempenho na tração simples, *Balaguru, Naaman e Shah*²⁰ observaram a inexistência de correlações entre o momento correspondente à formação da primeira fissura e os principais parâmetros tais como a taxa e a superfície específica da armadura, constatando que o momento de fissuração depende apenas das características geométricas da peça e das propriedades mecânicas da argamassa.

Ensaio realizado por outros autores como *Swamy*²⁶², *Athayde*¹⁴ e *Hirata*¹⁰¹ apresentaram resultados que em princípio confirmam a independência do momento de fissuração com relação à quantidade de armadura, como se pode verificar apreciando os diagramas carga-flecha por eles apresentados.

Cabe ressaltar que se trata da primeira fissura convencional, detectada pela deflexão do diagrama carga-flecha, como já se viu de modo análogo no estudo de peças tracionadas. Em outros trabalhos, como o de *Logan e Shah*¹³¹ e de *Surya Kumar e Sharma*²⁵⁸, determinaram-se correlações entre o momento fletor e a superfície específica ou a taxa de armadura, tratando-se porém da primeira fissura visível ou com determinado valor de abertura (no caso de Logan e Shah considerou-se primeira fissura aquela com abertura de cerca de 0,01mm). As correlações obtidas por esses autores resultaram de análise por regressão linear dos resultados experimentais particulares, e portanto sua aplicação fica condicionada à elaboração de estudos mais completos; apresentam-se a seguir as expressões sugeridas para o cálculo do momento de fissuração.

a) Logan e Shah (1973)

$$M_r = 11,7 \cdot b \cdot A_{s\&t1} + M_c \quad (\text{KN}\cdot\text{cm}) \quad \dots (4.21)$$

$$(0 < A_{s\&t1} < 1,2 \text{ cm}^{-1})$$

onde

M_r = momento de fissuração, considerando-se primeira fissura com abertura de 0,01mm, em kN·cm;

$A_{s\&t1}$ = superfície específica da armadura longitudinal, considerando-se apenas a zona tracionada, em cm^{-1} ;

M_c = momento de ruptura da peça sem armadura, em kN·cm;

b = largura da peça.

b) Surya Kumar e Sharma (1976)

$$M_r = (20 \rho + 0,34) W_c \quad (\text{kN}\cdot\text{cm}) \quad \dots \quad (4.22)$$

$$(0 < \rho < 0,022)$$

onde

M_r = momento de fissuração, considerando-se primeira fissura visível, sem especificação de abertura;

ρ = taxa geométrica da armadura longitudinal;

W_c = módulo de resistência correspondente à seção geométrica integral, não homogeneizada, em cm^3 .

Para se ter alguma noção sobre os resultados que uma e outra equação podem fornecer, efetuaram-se cálculos a proximados cruzando-se os dados obtidos pelos dois grupos de pesquisadores; as imprecisões dos cálculos devem-se à au sência de informações em uma referência bibliográfica, ne cessárias para o emprego da fórmula sugerida na outra, e vi ce-versa. Contudo, esta análise parece válida para a fixa ção da ordem de grandeza dos erros cometidos.

De maneira geral, as duas fórmulas fornecem resul l tados praticamente equivalentes; entretanto, analisando-se valores da relação entre o momento de fissuração observado e o calculado, a equação 4.22 dá resultados ligeiramente mais uniformes, para os dois conjuntos de dados experimen l tais. Além disso, essa equação corresponde a regressão li

near com melhor coeficiente de correlação (da ordem de 0,75) do que o relativo à equação 4.21 (coeficiente de correlação da ordem de 0,55), o que leva a crer que para o caso em questão a taxa geométrica da armadura é parâmetro mais significativo do que a superfície específica, pelo menos de acordo com o teste particular efetuado.

A equação 4.22 também fornece valores melhores re portando-se aos resultados experimentais obtidos por Hirata; contudo, não se pode encarar esta análise como conclusiva.

Por ora, pode-se concluir que embora o processo de fissuração na flexão, marcado pela perda de rigidez no diagrama carga-flecha, tenha início independentemente da quantidade de telas, o aparecimento de fissuras visíveis é mais ou menos retardado em função dos parâmetros da armadura.

Para se estimar o valor do momento de fissuração correspondente à primeira fissura convencional, pode-se tomar as hipóteses de cálculo descritas no item 4.2.1 da NB-1/78, eventualmente desprezando-se o efeito da armadura e da retração.

4.6.4 - Análise da peça fissurada na fase elastoplástica

Ainda são poucos os estudos experimentais realizados para a análise do desempenho da peça na fase elastoplástica, buscando a identificação e a medida da influência dos diversos parâmetros de avaliação do desempenho da argamassa na flexão. Como trabalhos significativos citam-se os de Shah, Naaman, Balaguru e Logan, por sinal do mesmo grupo, e de Swamy, pelo quais se pode ter idéia do estado atual da pesquisa.

Como no caso de peças submetidas à tração simples, a questão primordial refere-se ao estabelecimento de critérios de avaliação do espaçamento médio e da abertura máxima das fissuras.

4.6.4.1 - Espaçamento médio das fissuras

Em primeiro estudo, *Balaguru, Naaman e Shah*²⁰ (1976), tendo em vista a forte influência dos fios transversais na distribuição de fissuras, admitiram o espaçamento médio entre estas igual ao espaçamento entre os fios transversais, para efeito de cálculo da abertura máxima das fissuras; contudo, já observavam que para o caso de telas com malha com abertura relativamente grande (da ordem de 75mm) ou muito pequena (da ordem de 6mm), essa hipótese acarretava erros mais significativos.

Em recente trabalho de revisão do assunto, *Balaguru*^{17, 18} (1981) sugere a avaliação do espaçamento médio das fissuras por meio da equação escrita a seguir, levando-se em consideração a superfície específica da armadura longitudinal, correspondente à zona tracionada, e a curvatura da viga, estabelecendo simultaneamente um limite inferior para o valor calculado.

$$a_{rm} = \left(\frac{\theta}{\eta} \frac{1}{A_{s\&t1}} \right) \sqrt{\frac{r}{r_y}} > a_{tr} \quad \dots (4.23)$$

onde

θ e η são coeficientes com o mesmo significado atribuído na equação 4.11, podendo-se adotar os valores 1,5 e 1,6, respectivamente;

$A_{s\&t1}$ = superfície específica da armadura longitudinal, considerando-se apenas a região tracionada;

r = raio de curvatura da viga, na seção e no estágio de solicitação considerados;

r_y = raio de curvatura da viga, correspondente ao estágio de início de escoamento da armadura na fibra mais tracionada;

a_{tr} = espaçamento entre fios transversais.

Nota-se então que se reuniu na equação 4.23 uma parcela análoga à expressão estabelecida para avaliação do espaçamento médio das fissuras em peças solicitadas por tração simples (eq. 4.11), que *Logan e Shah*¹³¹ comprovaram ser válida também para a flexão em estágio de ruptura, a outra parcela que leva em conta a curvatura da peça no estágio de solicitação considerado, permitindo a avaliação do espaçamento antes da estabilização do número de fissuras. Nessa equação, admitiu-se como aproximação o valor da curvatura no início de escoamento da armadura igual à curvatura correspondente à etapa de iminência de ruptura.

A limitação do espaçamento a valores inferiores ao espaçamento entre fios transversais deve-se à já discutida locação preferencial das fissuras nas posições dos fios transversais, admitindo-se pouco provável a formação de fissuras intermediárias no caso geral de telas de pequena abertura.

Para o cálculo das curvaturas, *Balaguru*¹⁸ sugere o emprego das expressões seguintes.

$$\frac{1}{r} = \frac{M_a}{E_c I_e} \quad \dots (4.24)$$

sendo

$$I_e = I_r + \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^4 (I_h - I_r) \quad \dots (4.25)$$

onde

I_e = momento de inércia equivalente;

I_h = momento de inércia correspondente à seção homogeneizada, não fissurada;

I_r = momento de inércia da seção fissurada no estágio II;

M_r = momento fletor de fissuração, correspondente à primeira fissura convencional;

M_a = momento fletor máximo ao longo da viga.

Considerando-se apenas as telas, uniformemente distribuídas na seção, calcula-se I_h pela expressão:

$$I_h = (1 + \alpha_e \rho) I_c \quad \dots (4.26)$$

onde

$$\alpha_e = E_s / E_c;$$

I_c = momento de inércia da seção geométrica.

No caso de seção retangular, calcula-se I_r por:

$$I_r = \frac{bx^3}{3} + \alpha_e \sum_{i=1}^n A_{si} (y_i - x)^2 \quad \dots (4.27)$$

sendo

$$x^2 = \frac{2\alpha_e}{b} \sum_{i=1}^n A_{si} (y_i - x) \quad \dots (4.28)$$

onde

x = distância da linha neutra à borda comprimida;

A_{si} = área da seção transversal dos fios longitudinais situados no nível i da zona tracionada;

y_i = distância medida a partir da borda comprimida até o nível i , onde se localiza uma camada de fios longitudinais.

A curvatura da viga correspondente ao início de escoamento da armadura situada nas proximidades da fibra mais tracionada é calculada pela expressão seguinte.

$$\frac{1}{r_y} = \frac{f_y}{E_s (d_e - x)} \quad \dots (4.29)$$

onde

f_y = resistência de escoamento das telas à tração;

d_e = distância da tela extrema da zona tracionada à borda comprimida.

A comparação dos valores analíticos e experimentais, efetuada por *Balaguru*¹⁸, mostra que a equação 4.23 fornece resultados razoáveis, obtendo-se para as relações entre valores calculados e observados média igual a 1,06 e desvio padrão igual a 0,27.

Aplicando-se o processo de cálculo descrito aos dados obtidos por *Swamy*²⁶², assumindo-se valores aproximados para as variáveis não especificadas nessa referência bibliográfica, obtiveram-se os resultados que são apresentados na tabela 4.3, juntamente com avaliações da abertura de fissuras. Nesses ensaios foram empregadas telas entrelaçadas de malha quadrada com fios de diâmetro $\phi = 0,914\text{mm}$, espaçados 5,45mm, fabricados com aços de tipos diferentes, de resistência à ruptura de 306 MPa ($\sim 3.060 \text{ kgf/cm}^2$) e 1.200 MPa ($\sim 12.000 \text{ kgf/cm}^2$). *Swamy* observou certa influência do tipo de aço empregado no desempenho da peça, referindo-se à fissuração; é possível que essa influência esteja relacionada com a deformabilidade da tela, que conforme *Naaman*, pode variar muito em função do processo de fabricação e das tensões impostas aos fios durante o entrelaçamento. Como *Swamy* não faz referência ao módulo de deformação aparente das telas, adotaram-se para estas os valores $E_s = 105 \text{ kN/mm}^2$, para as telas de aço doce, e $E_s = 175 \text{ kN/mm}^2$ para as telas de aço duro.

Pela análise dos resultados da tabela 4.3, nota-se que a equação 4.23 ofereceu resultados melhores para o caso das telas de aço de alta resistência, oferecendo avaliações menores de espaçamento no caso de telas de aço doce. De qualquer modo, a variabilidade dos resultados é grande, e um dos fatores mais influentes, que é a deformabilidade das telas, foi avaliado sem a necessária fundamentação experimental.

4.6.4.2 - Abertura das fissuras

Para a avaliação da abertura das fissuras, Balaguru sugere que se despreze a influência da argamassa, calculando-se a abertura média pela expressão seguinte:

$$w_m = a_{rm} \epsilon_t \quad \dots (4.30)$$

onde

a_{rm} = espaçamento médio das fissuras, calculado pela equação 4.23,

ϵ_t = deformação de tração correspondente à fibra mais tracionada da viga, determinada por cálculo no estágio II.

Então:

$$\epsilon_t = \frac{1}{r} (h-x) \quad \dots (4.31)$$

De acordo com as expressões 4.23, 4.30 e 4.31:

$$w_m = \frac{\theta}{\eta} \frac{1}{A_{s\ell t}} (h-x) \sqrt{\frac{1}{r r_y}} \quad \dots (4.32)$$

Para o cálculo da abertura máxima das fissuras, Balaguru sugere o fator 1,50; então:

$$w_{max} = 1,5 w_m \quad \dots (4.33)$$

De trabalhos anteriormente desenvolvidos, pode-se descrever as fórmulas seguintes. Entende-se que Balaguru, como membro do grupo que propôs essas fórmulas, tenha considerado a equação 4.32 como o melhor resultado obtido até hoje; contudo, parece útil analisá-las.

- Logan e Shah (1973)

$$w_{max} = \frac{0,0035 \sigma_s^{1,333}}{A_{s\ell t}^{1/3}} \quad (\text{em micropolegadas}) \dots (4.34)$$

onde

σ_s = tensão máxima na armadura, no estágio de solicitação considerado, em libras por polegada ao quadrado.

- Balaguru, Naaman e Shah (1976)

$$w_m = a_{tr} \beta \epsilon_s \quad \dots (4.35)$$

onde

a_{tr} = espaçamento dos fios transversais;

β = relação entre as distâncias à linha neutra, da fibra mais tracionada e dos fios longitudinais mais tracionados;

ϵ_s = deformação dos fios longitudinais mais tracionados.

- Naaman (1979)

$$w_m = \frac{15,9}{E_s} (\sigma_s - 95) \quad \dots (4.36)$$

$$w_{max} = \frac{15,9}{E_s} (1,2 \sigma_s - 111) \quad \dots (4.37)$$

onde as unidades a serem empregadas são: w_{max} (mm), E_s e σ_s (MPa)

A comparação dos valores analíticos obtidos pela equação 4.32 e experimentais, efetuada por Balaguru, revela relações entre resultados calculados e observados com valores muito variáveis, e são apresentados nas referências bibliográficas há pouco citadas. Não se conhecem os estudos efetuados para se determinar o valor característico da abertura de fissuras, mas em princípio o coeficiente de dispersão 1,50 parece ser um tanto otimista, tendo em vista a grande variabilidade dos resultados, lembrando que nos ensaios realizados nas peças de concreto armado o coeficiente de variação é da ordem de 0,40, o que levaria, com quantil de 95%, ao coeficiente de dispersão igual a 1,66.

Na tabela 4.3 mostram-se os dados obtidos por Swamy e os correspondentes valores analíticos obtidos pelas fórmulas 4.23, 4.32, 4.34, 4.35 e 4.36.

De maneira geral, nota-se que a equação 4.32 fornece, com relação aos dados de Swamy, avaliações desfavoráveis

TABELA 4.3 - Comparação de resultados experimentais de Swamy²⁶² com valores calculados pelas fórmulas 4.23, 4.32, 4.34, 4.35 e 4.36.

TIPO DE AÇO	Nº DE TELAS	ρ %	A _s & t ₁ cm ⁻¹	M/M _u %	σ _{s,cal} kN/cm ²	a _{rm} (Obs) cm	W _M (obs) μm	Eq. 4.23 BALAGARU		Eq. 4.32 BALAGARU		Eq. 4.34 LOGAN/SHAH		Eq. 4.36 NAAMAN		Eq. 4.35 BALAGARU		
								a _{rm} (cm)	Cal/obs	W _m (μm)	Cal/obs	W _m (μm)	Cal/obs	W _m (μm)	Cal/obs	W _m (μm)	Cal/obs	
** AÇO DOCE: f _{tU} = 306N/mm ²	2	0,963	0,422	65	22,67	2,90	16,1	4,68	1,61	34,9	2,17	59,5	3,70	19,9	1,24	13,4	0,83	
				75	26,41	2,75	34,9	3,58	1,30	45,6	1,31	73,0	2,09	25,6	0,73	15,6	0,45	
				78	27,40	2,75	41,4	3,38	1,23	48,3	1,17	76,6	1,85	27,1	0,65	16,2	0,39	
	4	1,926	0,843	33	19,42	3,10	21,9	1,92	0,62	21,5	0,98	38,4	1,76	15,0	0,69	11,5	0,53	
				51	29,48	2,72	43,4	1,22	0,45	33,7	0,78	67,1	1,55	30,3	0,70	17,5	0,40	
				61	f _{ym}	2,52	72,9	1,07	0,42	38,6	0,53	70,2	0,96	31,8	0,44	18,1	0,25	
	6	2,889	1,265	31	23,22	2,37	15,2	1,09	0,46	16,9	1,11	42,6	2,80	20,8	1,37	13,9	0,92	
				51	f _{ym}	2,11	31,8	0,78	0,37	23,8	0,75	61,3	1,93	32,0	1,00	18,3	0,58	
	8	3,852	1,686	28	13,74	2,51	17,5	0,91	0,36	11,5	0,65	19,2	1,10	6,4	0,37	8,3	0,47	
				50	24,27	2,09	32,0	0,63	0,30	16,6	0,52	41,1	1,28	22,4	0,70	14,6	0,46	
	10	4,816	2,108	29	15,52	2,20	12,0	0,66	0,30	10,2	0,85	21,0	1,75	9,1	0,76	9,4	0,78	
				48	27,92	1,72	24,5	0,47	0,28	14,2	0,58	46,0	1,88	27,9	1,14	16,9	0,69	
				65	f _{ym}	1,55	39,0	0,41	0,26	16,6	0,42	51,7	1,33	32,0	0,82	18,5	0,47	
										$\bar{x} = 0,57$ s = 0,43 δ = 0,76		$\bar{x} = 0,85$ s = 0,46 δ = 0,54		$\bar{x} = 1,76$ s = 0,72 δ = 0,41		$\bar{x} = 0,79$ s = 0,28 δ = 0,35		$\bar{x} = 0,53$ s = 0,19 δ = 0,36
	*** AÇO DURO: f _{tU} = 1200N/mm ²	2	0,963	0,422	23	13,85	3,09	25,5	7,26	2,35	46,4	1,82	30,9	1,21	4,0	0,15	4,9	0,19
34					21,44	2,80	47,3	4,22	1,51	79,8	1,69	55,3	1,17	10,8	0,23	7,7	0,16	
47					29,03	2,60	69,4	3,38	1,30	99,9	1,44	82,8	1,19	17,7	0,26	10,4	0,15	
4		1,926	0,843	14	13,07	1,96	16,0	2,88	1,47	29,7	1,85	22,7	1,42	3,2	0,20	4,7	0,29	
				23	21,28	1,85	32,9	1,96	1,06	43,5	1,32	43,4	1,32	10,7	0,33	7,7	0,23	
				31	28,97	1,80	47,5	1,65	0,92	51,7	1,09	65,5	1,38	17,7	0,37	10,4	0,22	
6		2,889	1,265	15	10,99	2,26	14,0	1,92	0,85	19,9	1,42	15,7	1,12	1,4	0,10	4,0	0,29	
				25	18,04	1,50	22,1	1,40	0,93	27,4	1,24	30,4	1,38	7,8	0,35	6,6	0,30	
				35	25,09	1,38	31,1	1,17	0,85	32,6	1,05	47,3	1,52	14,2	0,46	9,1	0,29	
8		3,852	1,686	16	9,22	2,00	10,0	1,53	0,76	14,2	1,42	11,3	1,13	---	---	3,4	0,34	
				28	15,97	1,46	17,6	1,11	0,76	19,6	1,11	23,5	1,34	5,9	0,33	5,9	0,33	
				39	24,64	1,32	24,9	0,89	0,67	24,5	0,98	41,9	1,68	13,8	0,55	9,0	0,36	
				52	30,03	1,22	33,7	0,80	0,66	27,0	0,80	54,6	1,62	18,7	0,55	11,0	0,33	
										$\bar{x} = 1,05$ s = 0,45 δ = 0,43		$\bar{x} = 1,30$ s = 0,31 δ = 0,24		$\bar{x} = 1,42$ s = 0,27 δ = 0,19		$\bar{x} = 0,36$ s = 0,16 δ = 0,45		$\bar{x} = 0,27$ s = 0,07 δ = 0,26

* adotou-se $W_m = \frac{W_{max}}{1,50}$

** admitiu-se $E_s = 105 \text{ kN/mm}^2$ e $f_{ym} = \frac{f_{tm}}{1,15}$

*** admitiu-se $E_s = 175 \text{ kN/mm}^2$ e $f_{ym} = \frac{f_{tm}}{1,15}$

TELAS ENTRELAÇADAS:

φ = 0,914 mm

a = 5,45 mm

f_{c28} = 50,8 N/mm²; E_c = 25 kN/mm²

veis no caso de telas de aço doce, e favoráveis no caso de telas de aço duro; entretanto, observa-se mais uma vez que erros podem estar sendo cometidos pela adoção de valores su postos para os módulos de deformação das telas. A equação 4.34 ofereceu valores em média 1,76 e 1,42 vezes maiores que os valores observados, para telas de aço doce e aço du ro, respectivamente. A equação 4.36, por se tratar de re gressão obtida a partir de outros ensaios, não se adaptou bem aos resultados dos ensaios em questão, principalmente no caso de telas de aço de alta resistência. A equação 4.35 apresentou os piores resultados, principalmente pelo fato de se ter utilizado nos ensaios telas de abertura muito pe quena (5,45 mm), o que invalida sua aplicação tendo em vis ta que o ponto de partida assumido é que o espaçamento mé dio das fissuras é igual ao espaçamento dos fios transver sais.

Retornando à análise dos resultados da equação 4.32, observando-se agora os valores correspondentes à fai xa de porcentagens da carga de ruptura entre 35% e 65%, ou seja, aos estágios de solicitação do estado de serviço nos quais interessa conhecer com precisão o valor da abertura de fissuras, pode-se dizer que para as peças armadas com aço duro as estimativas são muito boas, com média das rela ções entre valores calculados e observados melhor que a do conjunto todo; nas peças armadas com aço doce, ocorre o oposto, notando-se então que exatamente para a faixa de so licitação que interessa os resultados são piores.

Pretende-se ressaltar que os valores da média, des vio padrão e coeficiente de variação estão sendo fornecidos para que se tenha noção da eficiência das fórmulas sugeridas perante os resultados experimentais. É bom lembrar que ex pressões que aparentemente conduzem a estimativas conserva tivas, à luz de uma interpretação probabilística, podem es tar oferecendo na verdade valores que têm probabilidade não desprezível de serem desfavoráveis. Baseando-se nesses parâ metros estatísticos e em análise de certa forma grosseira,

pode-se dizer que para o caso das peças armadas com telas de aço doce a melhor estimativa da abertura máxima é a fornecida pela equação 4.34, ainda assim tomando o coeficiente de majoração da abertura média de fissuras da ordem de 1,75 e não 1,50 como se admitiu para o cálculo dos valores correspondentes na tabela 4.3, ou seja, os valores resultantes do emprego da equação 4.34 deveriam ainda ser majorados por 1,17. No caso de ensaios efetuados empregando-se telas de aço duro, a utilização da equação 4.32 com coeficiente de majoração aproximadamente igual a 1,30 propiciaria boa estimativa para a abertura máxima, é claro, sempre para o caso desses ensaios particulares; a equação 4.34 nesse caso forneceu resultados uniformemente maiores, com expectativa de se obter valor máximo calculado ainda 1,4 vezes maior que a abertura máxima observada.

É ilustrativo salientar que nos ensaios de Swamy a maior abertura média observada foi de 72,9 μm , ou seja, de 0,07mm; a maior relação flecha-vão observada correspondente a aberturas de fissuras dessa ordem de grandeza foi de 1/44, o que dá idéia da flexibilidade do material. Entretanto, é bom ressaltar que todos os ensaios citados foram efetuados sobre vigas com pequena altura, muito menor que a largura, isto é, tipicamente de lajes simplesmente apoiadas em lados opostos. Ensaios de vigas com carregamento típico de chapa foram conduzidos por Athayde¹⁴, Hirata¹⁰¹ e Setti²²⁵, cujos resultados permitem apenas uma avaliação superficial do problema; o assunto é de suma importância, tendo em vista as inúmeras aplicações onde se necessita dessas informações.

Buscando também a obtenção de uma primeira visão sobre a aplicabilidade das expressões sugeridas em peças com maior rigidez à flexão, efetuam-se comparações com resultados obtidos em ensaios por Hirata. Tais ensaios foram realizados sobre vigas simplesmente apoiadas com vão de 90cm, 3cm de largura e 16cm de altura, armadas com telas soldadas com fios de diâmetro $\phi = 2,77\text{mm}$, espaçados 50mm, de aço tipo CA-60B; foram ensaiados corpos de prova com 2, 3 ou 4 te

las, totalizando nove exemplares, que foram carregados por meio de cargas concentradas nos terços do vão. As aberturas de fissuras foram observadas de modo bastante subjetivo, buscando-se avaliar o valor da abertura máxima correspondente a algumas etapas do carregamento, por meio de uma lupa comparadora Mitutoyo. Na tabela 4.4 apresentam-se os resultados dessas comparações.

Analisando-se os valores médios de aberturas calculados pela equação 4.32, observa-se que estes são em média 1,24 vezes maiores que os valores máximos observados experimentalmente; além disso, nota-se que se fosse aplicado um coeficiente de majoração igual a 1,37 aos valores calculados, todos estes seriam maiores que os observados. Contudo, a variabilidade dos resultados é grande, e de acordo com a interpretação probabilística haveria probabilidade não desprezível de se encontrar resultados mais desfavoráveis; assim, o coeficiente de majoração deveria ser, perante os resultados particulares, da ordem de 2,40.

A equação 4.34 acarreta valores sempre maiores que os experimentais, e nesse caso poderia até mesmo ter um fator de minoração dos valores calculados.

No emprego da equação 4.35, não surge neste caso o inconveniente de espaçamentos entre fios transversais excessivamente grandes ou pequenos, sendo que se considerou nos cálculos o espaçamento dos fios transversais sempre igual a 50mm, embora no caso de corpos de prova com 3 ou 4 telas as telas intermediárias tenham sido colocadas com fios longitudinais e transversais defasados dos fios das telas externas. Assim, as relações entre valores médios calculados e valores máximos observados apresentaram média igual a 1,06, sendo que se fosse aplicado fator de majoração igual a 1,32, todos os valores calculados seriam maiores que os observados; a variabilidade dos resultados mostrou-se relativamente pequena, e um fator de majoração aproximadamente igual a 1,50 seria satisfatório.

A equação 4.37, que já fornece estimativas da a

TABELA 4.4 - Comparação de resultados experimentais de Hirata¹⁰¹ com valores calculados pelas fórmulas 4.32, 4.34, 4.35 e 4.37.

Nº DE TELAS	ρ %	A_{s2k1} cm^{-1}	CORPO DE PROVA	M/M _u %	$\sigma_{s, \text{cal}}$ KN/cm^2	W_{max} (obs) μm	Eq. 4.32 BALAGURU		Eq. 4.34 LOGAN/SHAH		Eq. 4.35 BALAGURU		Eq. 4.37 NAAMAN	
							W_m μm	Cal/obs	W_{max} μm	Cal/obs	W_m μm	Cal/obs	W_{max} μm	Cal/obs
2	0,937	0,1352	VA2	33	33,86	50	117	2,35	222	4,44	84	1,68	22	0,45
				42	42,37	90	152	1,69	299	3,33	105	1,17	30	0,33
				62	f_{yk}	140	206	1,47	476	3,40	149	1,06	46	0,33
			VB2	29	30,79	70	102	1,46	196	2,79	76	1,09	20	0,28
				45	47,24	130	168	1,29	346	2,66	117	0,90	35	0,27
				61	f_{yk}	160	207	1,29	476	2,97	149	0,93	46	0,29
			VC2	38	25,27	50	73	1,45	150	3,00	63	1,25	15	0,29
				63	41,78	60	150	2,50	294	4,90	103	1,72	30	0,49
				88	58,29	190	196	1,03	458	2,41	144	0,76	45	0,23
3	1,287	0,1858	VA3	25	24,39	60	70	1,17	129	2,15	60	1,01	14	0,23
				34	33,11	90	100	1,11	194	2,15	82	0,91	22	0,24
				43	41,81	110	120	1,09	264	2,40	104	0,94	30	0,27
				53	50,53	130	135	1,04	340	2,62	125	0,96	38	0,29
			VB3	29	26,55	50	150	3,00	144	2,89	66	1,32	16	0,31
				38	35,28	80	105	1,32	211	2,64	88	1,09	24	0,30
				48	43,97	130	124	0,95	283	2,18	109	0,84	32	0,24
				57	52,70	150	138	0,92	360	2,40	131	0,87	39	0,26
			VC3	23	22,19	60	61	1,01	114	1,89	55	0,92	12	0,20
				32	30,89	70	93	1,33	177	2,52	77	1,09	20	0,28
				41	39,64	100	115	1,15	246	2,46	98	0,98	28	0,28
				50	48,37	130	132	1,01	321	2,47	120	0,92	36	0,27
4	1,652	0,2385	VA4	18	16,70	40	38	0,96	72	1,79	41	1,04	7	0,17
				26	23,95	60	63	1,05	116	1,93	59	0,99	13	0,22
				41	38,53	120	91	0,76	218	1,82	96	0,80	27	0,22
				49	45,78	130	101	0,78	275	2,11	114	0,87	33	0,26
			VB4	18	18,51	30	45	1,51	82	2,74	46	1,53	8	0,28
				33	33,06	80	83	1,04	178	2,22	82	1,03	22	0,27
				40	40,34	90	94	1,04	232	2,58	100	1,11	28	0,31
				53	53,06	150	110	0,73	334	2,23	132	0,88	40	0,27
			VC4	21	22,14	50	58	1,16	104	2,09	55	1,10	12	0,23
				35	36,67	80	89	1,11	204	2,55	91	1,14	25	0,31
				49	51,25	130	108	0,83	319	2,46	127	0,98	38	0,29
				56	58,50	150	115	0,77	381	2,54	145	0,97	45	0,30
							$\bar{x} = 1,24$	$\bar{x} = 2,60$	$\bar{x} = 1,06$	$\bar{x} = 0,28$				
							$s = 0,50$	$s = 0,66$	$s = 0,23$	$s = 0,06$				
							$\delta = 0,40$	$\delta = 0,25$	$\delta = 0,21$	$\delta = 0,22$				

bertura máximas de fissuras, revelou-se pouco adequada aos resultados experimentais em questão, oferecendo, embora de modo uniforme, valores sempre muito inferiores aos observados.

As conclusões circunstanciais que podem ser estabelecidas no momento é que as equações sugeridas ainda não cobrem de maneira satisfatória o campo de aplicação, e embora úteis para a avaliação criteriosa, ainda dependente do bom senso e da experiência dos projetistas, carecem de análise estatística mais apurada, com a imprescindível interpretação probabilística, e de novos dados experimentais, buscando a melhor caracterização das influências citadas. Além disso, as fórmulas aqui estudadas referem-se ao estudo de peças submetidas a cargas não repetidas; o efeito de ações repetidas será comentado mais adiante, no item correspondente à fadiga. O efeito de ações de longa duração não foi ainda estudado.

4.6.5 - Resistência no estado limite último

De acordo com Logan e Shah¹³¹ (1973), Rajagopalan e Parameswaram¹⁹⁶, Johnston e Mowat¹¹¹ (1974), Surya Kumar e Sharma²⁵⁸ (1975) e Balaguru, Naaman e Shah²⁰ (1976), a resistência no estado limite último de peças fletidas de argamassa armada pode ser avaliada empregando-se os métodos consagrados no estudo da resistência do concreto armado.

Esses autores efetuaram previsões analíticas empregando hipóteses de cálculo mais ou menos simplificadoras, alguns referindo-se às recomendações de códigos internacionais ou de seu próprio país, e realizando comparações com valores experimentais, que de maneira geral mostraram resultados satisfatórios.

Assim, o que se pretende neste item é apresentar as implicações decorrentes da análise da resistência no estado limite último de peças fletidas de argamassa armada à luz das recomendações da NB-1/78.

De acordo com as hipóteses de cálculo assumidas na NB-1/78, os casos possíveis de deformação em uma seção transversal são ilustrados na fig. 4.12, onde se englobam também os casos de tração e compressão simples.

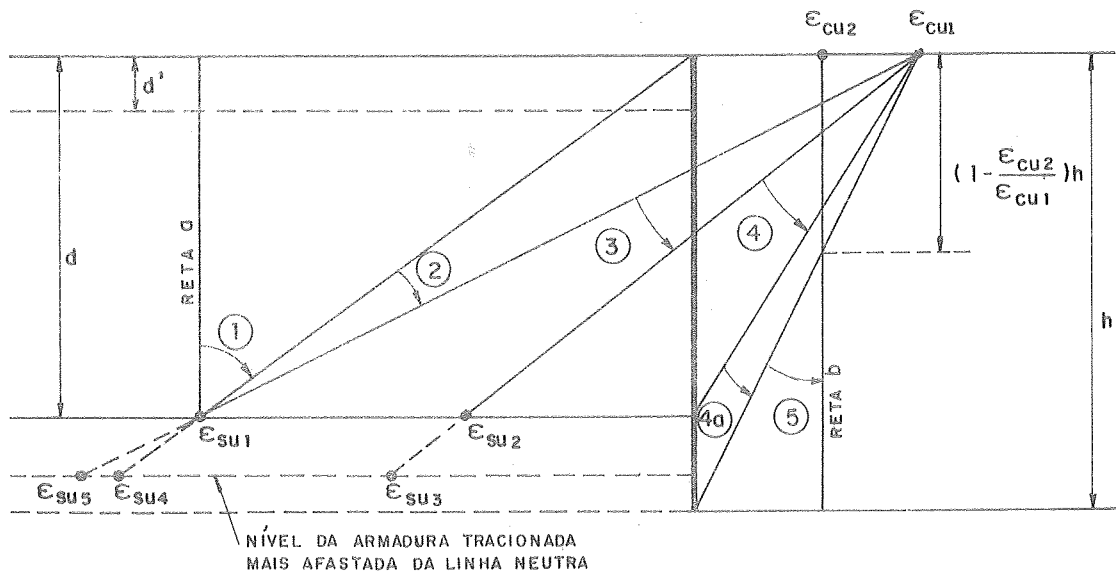


FIG. 4.12 - CASOS POSSÍVEIS DE DEFORMAÇÃO

Conforme as definições originais, d e d' são as distâncias dos pontos de aplicação das resultantes das tensões de tração e compressão, respectivamente, na armadura longitudinal, ao ponto de maior encurtamento de uma seção transversal de peça fletida, medida normalmente à linha neutra.

O primeiro ponto a ser discutido refere-se a ϵ_{cu1} , que corresponderia ao encurtamento de ruptura da argamassa nas seções não inteiramente comprimidas. No concreto armado, esse encurtamento é considerado com valor convencional de 0,35%, enquanto que na argamassa armada existem sugestões de adoção de valores de 0,30% até 0,60%, sendo que *Balaguru et alii*²⁰ observaram experimentalmente valores mais baixos, de até 0,15%. A questão crucial é interpretar corretamente o comportamento da argamassa armada à compressão, principalmente tendo em vista os efeitos desfavoráveis da armadura comprimida congênita, composta por telas, já citados no ítem 4.5. Essas mesmas observações cabem

à fixação de valores convencionais para ϵ_{cu2} , que correspondem ao encurtamento de ruptura da argamassa em seções uniformemente comprimidas.

Na falta de dados mais precisos, a prudência recomenda que se tome ϵ_{cu1} aproximadamente igual a 0,30%, desprezando-se qualquer contribuição positiva da armadura de compressão, além de outros cuidados referentes à previsão da resistência à compressão.

ϵ_{su1} , ϵ_{su4} e ϵ_{su5} são deformações específicas relativas à armadura tracionada e referem-se à prevenção da deformação plástica excessiva. Se no concreto armado toma-se $\epsilon_{su1} = 1\%$, sendo que em geral se tem toda a armadura agrupada, na argamassa armada pelo fato de se ter armadura distribuída, os fios tracionados mais distantes da linha neutra podem ter deformação específica sensivelmente maior que um valor pré-fixado de alongamento máximo para uma fibra distante d do ponto que sofre encurtamento máximo; portanto, talvez um valor limite de alongamento possa ser fixado para os fios extremos, levando-se em conta entretanto a maior capacidade de alongamento da argamassa armada.

Outros valores de deformação específica relativos à armadura tracionada, como ϵ_{su2} e ϵ_{su3} , também merecem discussão. No concreto armado, toma-se $\epsilon_{su2} = \epsilon_{yd}$, definindo-se assim o limite entre os domínios 3 e 4; como em geral se tem armadura agrupada, ficam mais claras as definições de peças subarmadas e superarmadas. Na argamassa armada, devido à distribuição da armadura, é possível que os fios tracionados mais distantes da linha neutra entrem em escoamento ($\epsilon_{su3} = \epsilon_{yd}$) sem que com isso se defina claramente um caso de peça subarmada; portanto, parece mais correto adotar-se $\epsilon_{su2} = \epsilon_{yd}$, como no concreto armado, como maneira de se expressar que a parcela predominante da armadura tracionada atingiu o escoamento.

Tratando-se agora da distribuição de tensões na argamassa e das forças resultantes numa seção transversal, apresentam-se na fig. 4.13 esquemas representativos das hipóteses assumidas.

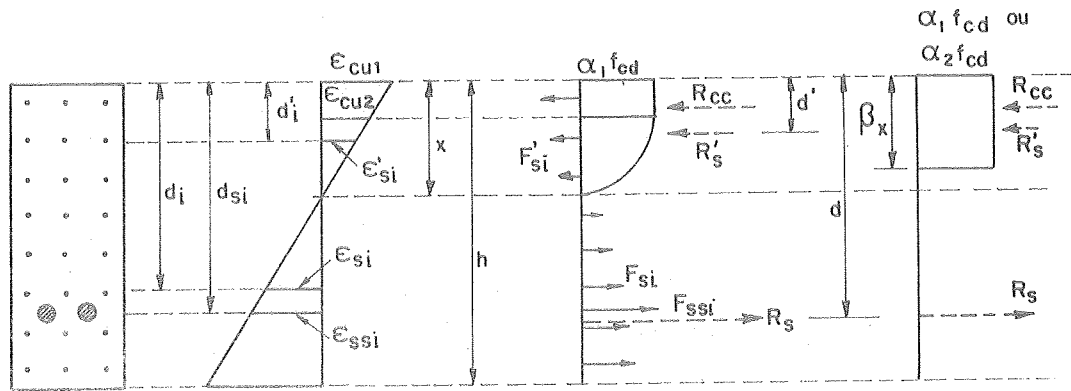


FIG 4.13

No concreto armado os fatores de minoração da resistência de cálculo $\alpha_1 = 0,85$ e $\alpha_2 = 0,80$ correspondem ao ajuste da resistência prevista em ensaios rápidos, tendo em vista o efeito de ações de longa duração. Na argamassa armada, não existem dados experimentais sobre esse tipo de efeito. Se o problema fosse somente avaliar o desempenho da argamassa simples à compressão sob ações de longa duração, então provavelmente poder-se-iam adotar os mesmos valores para os coeficientes; entretanto, não se pode dissociar o fenômeno da influência da argamassa da presença da armadura de compressão que é, como já se observou, congênita e eventualmente desfavorável à resistência. Entende-se que a deformação plástica da argamassa ao longo do tempo tende a aumentar a solicitação de uma armadura de compressão, que em geral não possui conformação e arranjo adequados. Contudo, se por um lado a adoção de uma atitude de cautela talvez levasse a valores de fatores de minoração ainda mais conservativos, por outro lado os resultados experimentais, ainda que particulares, não têm mostrado resultados tão desfavoráveis; somente a execução de estudos e ensaios mais detalhados permitirá maior esclarecimento.

A força resultante das tensões de compressão na argamassa pode ser determinada empregando-se o diagrama parábola-retângulo ou diagrama retangular de altura βx onde, de acordo com a NB-1/78, $\beta = 0,80$. Despreza-se a resistência à tração da argamassa.

A força resultante das tensões de tração na armadura difusa e na armadura suplementar é calculada observando-

se o diagrama de deformações na seção transversal e os diagramas tensão-deformação das armaduras empregadas. Em alguns casos torna-se muito trabalhoso calcular as forças nos fios situados a distâncias diversas da borda mais comprimida; sendo os fios longitudinais uniformemente distribuídos na região tracionada, pode-se calcular a resultante de tração como se mostra na fig. 4.14. A resultante de compressão na armadura é desprezada, pelo menos por enquanto.

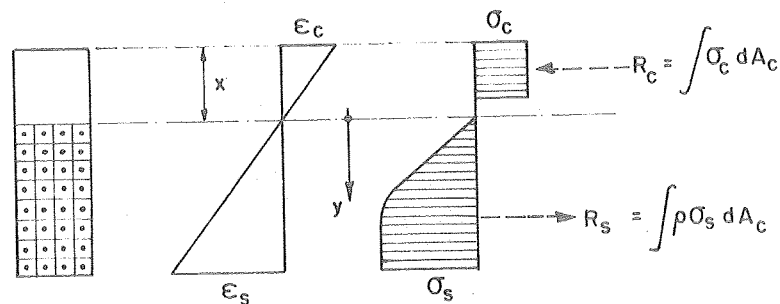


FIG. 4.14

Uma vez determinada a posição da linha neutra que satisfaça a condição de equilíbrio de forças na seção transversal, calcula-se o valor do momento resistente no estado limite último.

4.7 - CISALHAMENTO E TORÇÃO

Não existem, pelo menos na bibliografia disponível, estudos analíticos ou experimentais especialmente dirigidos à caracterização do desempenho da argamassa no cisalhamento e na torção; são raras mesmo as menções ao assunto, podendo-se citar como exceção os trabalhos de *Petroni*^{188,189} e *Desayi*⁶⁷.

É provável que, como no caso da compressão simples, o estudo do desempenho da argamassa armada sob solicitações transversais tenha sido relegado a segundo plano pelo fato de não constituir aspecto predominante para a viabilização imediata de grande parte das aplicações; com efeito,

a elevada taxa de armadura usualmente empregada, a própria tipologia das estruturas e a intensidade relativamente pequena das ações, têm contribuído para que a segurança estrutural referente aos esforços transversais tenha se mantido em nível satisfatório.

Entretanto, do ponto de vista da Engenharia de Estruturas, é fundamental o conhecimento dessas características de desempenho para que se tenha uma definição tecnológica completa da argamassa armada.

4.7.1 - Cisalhamento

Baseando-se em ensaios de vigas de argamassa armada com seção transversal em forma de I, armadas com telas soldadas de malha quadrada com fios de diâmetro $\phi = 3\text{mm}$ espaçados 5cm, *Petroni*¹⁸⁹ sugeriu a limitação das tensões tangenciais, calculadas de acordo com a Resistência dos Materiais, a um valor admissível de 4 MPa ($\sim 40\text{kgf/cm}^2$), desde que se tivesse no mínimo três telas em alma de 3,5 de espessura; isso corresponderia a uma taxa de armadura de alma igual a 1,2%, considerando-se os fios transversais.

Embora com essa recomendação seja possível verificar o cisalhamento de modo bastante simples, sua aplicação não pode ser generalizada tendo em vista o caráter muito específico dos ensaios realizados, sem contudo deixar de ser interessante.

Realizando ensaios sobre perfis destinados a coberturas, *Desayi*⁶⁷ observou a ruptura de dois modelos por cisalhamento. Aplicando a teoria estabelecida para o concreto armado e introduzindo ligeiras alterações na previsão da resistência da argamassa em estados múltiplos de tensão, obtive estimativas analíticas para a resistência no estado limite último praticamente iguais aos valores experimentais.

Portanto, a capacidade de resistência ao cisalhamento no estado limite último, como no caso de flexão e tra

ção, pode ser determinada a partir da teoria do concreto armado, tomando-se alguns cuidados relativos à resistência da argamassa armada nos estados múltiplos de tensão. Por outro lado, devem ser verificados os estados limites de utilização, principalmente no que se refere à fissuração.

Com relação à resistência da argamassa armada, há que se considerar o possível efeito negativo das telas ao longo das bielas comprimidas, que como já se observou anteriormente, pode se manifestar; isso poderá implicar alterações no critério de resistência estabelecido para o concreto armado.

Tomando-se como referência a NB-1/78 e pensando-se em princípio em vigas com largura b_w muito menor que a altura h (por exemplo I ou V), armadas com telas de malha quadrada com fios longitudinais dispostos paralelamente ao eixo da peça, tem-se:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w d} \quad \dots (4.38)$$

De acordo com a NB-1/78, deve-se satisfazer:

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu} = 0,25 f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa} \quad \dots (4.39)$$

Abstraindo-se dos efeitos das resistências à compressão e à tração da argamassa armada no critério de resistência, ter-se-ia em geral, admitindo-se $f_{ck} \approx 25 \text{ MPa}$, $\tau_{wu} = 0,25 \cdot 25/1,4 \approx 4,5 \text{ MPa}$, valendo nos casos usuais sempre o limite superior. Com esse valor, pode-se verificar que a tensão admissível sugerida por Petroni praticamente satisfaria a condição de resistência das bielas, no caso de $d \approx h$, restando então o cálculo da armadura transversal.

Calcula-se a taxa da armadura transversal pela teoria clássica de Mörch, com base na tensão:

$$\tau_d = 1,15 \tau_{wd} - \tau_c \geq 0 \quad \dots (4.40)$$

onde τ_c representa a contribuição da argamassa na redução das tensões calculadas pela teoria clássica; é interessante observar esse fenômeno nos diagramas resultantes dos ensaios de Petroni. O valor de τ_c é calculado a partir das expressões fornecidas na NB-1/78.

De acordo com a NB-1/78, a tensão na armadura não deve ultrapassar a resistência de cálculo nem o valor de 435 MPa. Pode-se verificar também que desprezando-se a redução correspondente a τ_c e considerando-se a resistência do aço $f_{yk} = 600$ MPa, ter-se-ia para o caso de Petroni exatamente o valor sugerido como taxa mínima de armadura transversal.

Na argamassa armada, essa limitação de tensões na armadura a um valor superior deverá ser revista; a ancoragem da armadura transversal em geral é boa e a armadura finamente distribuída possibilita a limitação das fissuras de cisalhamento. Por outro lado, a deformabilidade aparente das telas, que nas entrelaçadas é consideravelmente maior, é outro fator a ser considerado.

Além disso, o comportamento de armaduras dispostas segundo direções oblíquas à direção da tensão principal de tração é assunto que também merece atenção na argamassa armada.

4.7.2 - Torção

No caso de torção, pode-se citar apenas o trabalho de *Petroni*¹⁸⁸, onde foram ensaiadas peças de seção transversal vazada submetida a esforços de torção simples, armadas com telas soldadas de aço tipo CA-60B, com fios de diâmetros $\phi = 3$ mm espaçados 5cm, com taxas de armadura iguais a 0,57% e 0,94%.

Como no caso de cisalhamento, a resistência no estado limite último de peças solicitadas por torção pode ser calculada pela teoria correspondente do concreto armado.

Assim, nas seções vazadas a tensão tangencial oriunda da torção é dada por:

$$\tau_{td} = \frac{T_d}{2A_e h_e} \quad \dots (4.41)$$

onde

A_e = área limitada pela linha média da parede, incluindo a parte vazada;

h_e = espessura da parede no ponto considerado.

De acordo com a NB-1/78, deve-se satisfazer, para o caso de armaduras paralelas e normal ao eixo da peça:

$$\tau_{td} \leq \tau_{tu} = 0,22 f_{cd} \leq 4,0 \text{ MPa} \quad \dots (4.42)$$

No caso de flexão e torção combinadas:

$$\frac{\tau_{wd}}{\tau_{wu}} + \frac{\tau_{td}}{\tau_{tu}} \leq 1 \quad \dots (4.43)$$

No caso dos ensaios de Petroni, os valores médios obtidos para a solicitação de ruptura foram $\tau_{td} = 2,7$ MPa, para as peças grandes ensaiadas, e $\tau_{td} = 3,4$ MPa, para peças pequenas, o que define o modo de ruptura por escoamento da armadura.

A armadura composta por fios longitudinais e transversais respectivamente paralelos e normais ao eixo de peça é determinada por:

$$\frac{A_{g0}}{s} = \frac{A_{sl}}{u} = \frac{T_d}{2A_e f_{yd}} \quad \dots (4.44)$$

onde

A_{g0} = área da seção transversal dos fios transversais alinhados normais ao eixo da peça;

A_s = soma das áreas das seções dos fios longitudinais;

u = perímetro de A_e ;

s = afastamento entre os eixos dos fios transversais alinhados.

Entretanto, pode-se verificar que os resultados experimentais de Petroni mostraram-se abaixo do que se poderia prever analiticamente. Possivelmente, a ruptura prematura deveu-se a falhas de ancoragens dos fios transversais e da resistência da argamassa nos cantos dos corpos de prova, decorrentes do próprio processo de construção das peças. De qualquer modo, essas conjecturas devem ser reavaliadas por meio de novos ensaios.

As mesmas observações referentes ao controle da abertura de fissuras, efetuadas no item anterior, valem também para a torção.

4.8 - FADIGA

O desempenho de estruturas de argamassa armada submetidas a ações repetidas tem sido objeto de estudo por parte de pesquisadores como *Picard e Lachance*¹⁹¹ (1974), *McKinnon, Simpson e Sargent*^{138,219,243} (1974,1975) *Karasudhi, Mathew e Nimityongskul*^{115,147} (1977), *Balaguru, Naaman e Shah*^{21,22} (1977,1979,1981), *Bennet, Fakhri e Singh*^{31,244}, *Paramasivam, Das Gupta e Lee*¹⁷⁷ e *Murata, Kawasaki e Minami*¹⁵² (1981).

Esses estudos tiveram como principal motivação a necessidade de avaliação do desempenho considerando-se a fadiga para a aplicação da argamassa armada em barcos; assim, todas essas análises, experimentais, foram feitas sobre placas de pequena espessura submetidas à flexão simples, por meio de cargas ou deflexões aplicadas ciclicamente.

A grande dificuldade que surge na tentativa de se efetuar uma análise global desses trabalhos refere-se à diferenciação dos processos experimentais, dos critérios de a

valiação e dos parâmetros adotados, quando não, à contradição de alguns resultados.

Inicialmente, de acordo com *Bennet*³¹, alguns autores definem a resistência à fadiga em termos de tensão na armadura ou no material composto; outros a definem como uma porcentagem da resistência correspondente aos ensaios com carga estática. A aplicação das cargas nos corpos de prova em geral foi efetuada nos terços do vão, mas em alguns casos foi realizada de modo concentrado no meio do vão. A maioria dos ensaios foi realizada com controle de cargas de maneira que estas fossem sempre de amplitude constante, para deflexões variáveis; nesses casos, o critério de ruptura adotado foi o de atingimento de flecha máxima especificada. Em outros casos, os esforços solicitantes foram introduzidos por meio de imposição de deflexões controladas de amplitude constante; como as cargas correspondentes diminuem com o aumento do número de ciclos, o critério de ruptura considerado foi o de atingimento de valor mínimo especificado das cargas. Além disso, em vários ensaios adotaram-se os valores mínimos das cargas iguais a zero ou a pequena porcentagem da carga de ruptura correspondente ao ensaio estático, enquanto que em outros houve a inversão de sentido das forças no ciclo.

Vários autores obtiveram fórmulas empíricas a partir de regressões lineares sobre os resultados experimentais, relacionando resistências à fadiga relativas à resistência obtida em ensaios estáticos com o logarítmo na base decimal do número de ciclos; contudo, referem-se a ensaios particulares, onde se empregaram diferentes telas distribuídas diferentemente em peças de tamanho variado, e principalmente, guiados por critérios distintos de carregamento, de ruptura e de escolha dos parâmetros influentes. Portanto, de imediato, não é possível reunir esses dados para o estabelecimento de um critério único de avaliação da resistência à fadiga.

De maneira geral, observou-se que as telas galva

nizadas proporcionam menor resistência às ações repetidas que as não galvanizadas, e que as telas hexagonais apresentam melhor resistência relativa que as demais; observou-se também que os fios das telas soldadas rompem-se frequentemente nos pontos de solda.

Não se encontrou na bibliografia citada nenhuma análise referente a valores limites de amplitudes de variações de tensões na armadura; assim, encontraram-se exemplos de ruptura de corpo de prova por fadiga após cerca de apenas 30.000 ciclos, com tensões na armadura calculadas iguais a apenas 7,03 MPa (Karasudhi et alii). Pela estranheza de resultados desse tipo, aventa-se a hipótese de que em alguns casos, principalmente aqueles com inversão de sentido das cargas, tensões de compressão relativamente altas na argamassa armada possam provocar deterioração da capacidade resistente da peça, em razão dos aspectos citados no item 4.5, ainda mais agravados pela repetição das cargas. Além disso, o cálculo das tensões na armadura deve levar em conta a distribuição das telas na peça. Por exemplo, o aumento do volume de armadura implica menor valor da altura efetiva, para uma dada espessura da peça, e portanto o valor absoluto da resistência à fadiga não pode ser colocado em termos proporcionais à quantidade de armadura empregada, pois o fator determinante no caso de colapso por fadiga da armadura relaciona-se com a tensão na tela mais próxima da face externa.

Com relação aos estados limites de utilização, referentes à abertura de fissuras e às flechas, *Balaguru et alii*²¹ analisaram vigas submetidas a cargas cíclicas de amplitude constante e propuseram critérios de avaliação desses estados, baseando-se em resultados experimentais próprios e outros em princípio propostos para o concreto armado. Assim, atribuíram-se os acréscimos observados nas aberturas de fissuras e nas flechas decorrentes da repetição das ações, em estado de serviço, a três causas principais, que são a deformação plástica da argamassa nas zonas comprimidas, a deterioração progressiva da aderência entre aço e

argamassa, e a fluência da armadura solicitada ciclicamente. Com relação a esta última causa, os autores ensaiaram telas soldadas e entrelaçadas de malha quadrada no intervalo su posto de tensões de serviço (aproximadamente $0,10 f_{su}$ a $0,60 f_{su}$) e observaram fluência desprezível.

Baseando-se em ensaios efetuados para o concreto, Balaguru et alii sugeriram o cálculo de deformações na argamassa comprimida pela expressão seguinte:

$$\epsilon_{c,rep} = 3,94 \cdot 10^{-6} \frac{\sigma_{cm}}{f_c} N^{1/3} \left(1 + 3,87 \frac{\Delta\sigma_c}{f_c}\right) \dots (4.45)$$

onde

- $\epsilon_{c,rep}$ = encurtamento da argamassa;
- N = número de ciclos de carregamento;
- σ_{cm} = tensão média de compressão na argamassa;
- $\Delta\sigma_c$ = amplitude de variação de tensões na argamassa;
- f_c = resistência da argamassa na compressão sim ples (estática).

Para avaliação do módulo de deformação longitudinal da argamassa na compressão, os autores propuseram a ex pressão:

$$E_{c,rep} = \frac{\sigma_{cmax}}{\epsilon_{c,rep} + \sigma_{cmax}/E_c} \dots (4.46)$$

onde

- σ_{cmax} = tensão máxima de compressão na argamassa;
- E_c = módulo da deformação secante da argamassa, ob tido em ensaios estáticos.

As verificações dos estados limites de utilização são efetuadas então a partir desses dados, admitindo-se a peça no estágio II. Como nas verificações descritas no item 4.6, o momento de inércia efetivo é calculado empregando-se

a equação 4.25, e calculando-se o momento de fissuração correspondente às ações repetidas a partir da resistência correspondente à primeira fissura na flexão, obtida por:

$$f_{tr,rep} = f_{tr} \left(1 - \frac{\log N}{11}\right) \quad \dots (4.47)$$

onde f_{tr} é a resistência à tração na flexão correspondente a ensaios estáticos, como se definiu no item 4.6.

Com essas modificações introduzidas, a avaliação de flechas e de aberturas de fissuras pode ser efetuada de acordo com os mesmos procedimentos efetuados para os casos de ações não repetidas.

Balaguru et alii observaram experimentalmente o acréscimo das flechas e das aberturas de fissuras com o aumento do número de ciclos, e que as fórmulas sugeridas levam em conta razoavelmente essas tendências; contudo, não apresentaram análises estatísticas.

*Naaman*¹⁵⁴ sugeriu também a seguinte expressão para o cálculo da abertura média das fissuras:

$$w_{m,rep} = w_m e^{\alpha_1 \alpha_2} \quad \dots (4.48)$$

sendo

w_m = abertura média das fissuras correspondente a ações não repetidas;

α_1 = constante experimental, com valor igual a 1,67 para número de ciclos correspondentes à ruptura $N_u \geq 450.000$ ciclos;

α_2 = relação entre o número de ciclos estimado para a situação de serviço e o número de ciclos correspondente à ruptura.

Nesse caso, seria necessário conhecer o número de ciclos N_u que provocaria a ruptura por fadiga da peça considerada, para o que *Naaman* sugeriu também fórmulas empíricas.

Para uma análise mais completa do desempenho da

argamassa armada na fadiga é necessário que se estabeleçam critérios precisos e uniformes não somente para as variáveis intrínsecas, relativas aos materiais básicos e respectivos parâmetros de avaliação, como também para as variáveis extrínsecas, relativas às ações e processos experimentais.

4.9 - IMPACTO

Como no caso da fadiga, o estudo da resistência da argamassa armada ao impacto teve como motivação principal a sua aplicação na construção de barcos. Assim, diversos trabalhos foram conduzidos no sentido de se obter informações sobre o desempenho de placas de argamassa armada solicitadas por ação de cargas de natureza dinâmica, concentradas em áreas de contato reduzidas, citando-se os de *Bezukladov et alii*³² (1968), *Shah e Key*^{119,230} (1970,1972), *Petroni*¹⁸⁶ (1971), *Nimityongskull et alii*¹⁶⁷ (1980), *Rao et alii*²⁰² (1981).

Em todos os trabalhos o impacto foi produzido pelo arremetimento de projéteis em queda livre ou de modo pendular sobre placas simplesmente apoiadas; de maneira geral, pode-se dizer que a avaliação do desempenho teve caráter proeminentemente qualitativo, com exceção dos trabalhos de Rao et alii e Murata et alii.

Os corpos de prova tinham características geométricas e mecânicas diferentes entre si, e os projéteis empregados tinham diferentes tamanhos, pesos e formas; com relação à forma, utilizaram-se para os percussores as formas esférica, cilíndrica e cônica.

Alguns autores relacionaram o desempenho da peça solicitada após um certo número de vezes com a sua permeabilidade, medindo o volume de água permeada pelo corpo de prova, com nível de pressão constante pré-estabelecido, tendo em vista a aplicação em barcos; daí, observaram as influências dos parâmetros da armadura no desempenho da peça.

Tendo em vista a aplicação da argamassa armada em pisos, Petroni realizou ensaios comparativos em placas de argamassa armada e em peças de madeira do tipo empregado em assoalhos.

Utilizando processos experimentais mais objetivos, Rao et alii efetuaram medidas das forças efetivamente aplicadas e das deflexões nos corpos de prova, determinando curvas de variação da intensidade ao longo do tempo; com isso, observaram-se a natureza dos pulsos e a influência da forma do percussor. Os autores observaram o comportamento elástico do material até um certo número de repetições do impacto, para uma dada energia potencial do projétil; constataram também os diferentes modos de ruptura em função da forma dos percussores: o de forma esférica causa ruptura da face frontal em forma de cratera, o de forma cilíndrica provoca corte por cisalhamento da superfície frontal, tipicamente de estampagem, e o de forma cônica causa ruptura típica de penetração. Na face posterior do corpo de prova, observou-se a formação de protuberância em zona intensamente fissurada, com fissuras acompanhando a forma das malhas das telas. Os autores estabeleceram também fórmulas empíricas para os casos de emprego de diferentes tipos de telas (soldada e entrelaçada de malha quadrada e hexagonal), relacionando as cargas de pico com o volume específico e a resistência de escoamento da armadura.

Murata et alii efetuaram também medidas dinâmicas com o auxílio de transdutores e determinaram a resistência estática residual após a realização do ensaio de impacto em máquina de teste Charpy, para diversos níveis de energia fornecida ao sistema.

Como já demonstrou Petroni, o estudo do impacto interessa não apenas para os casos de aplicações em barcos, mas também aos casos de aplicações terrestres, tendo em vista as pequenas espessuras dos elementos estruturais. Assim, o efeito de punção sob ação de cargas estáticas também deve constituir preocupações para trabalhos futuros; isso permi

tirá o estudo com caráter mais quantitativo de ações localizadas, que juntamente com o estudo dinâmico dos carregamentos e das respostas da estrutura, certamente há de contribuir para o esclarecimento do assunto.

4.10 - DURABILIDADE

O desempenho da argamassa armada com relação à durabilidade é uma incógnita que se sobressai logo na primeira análise tecnológica do material e suas aplicações, principalmente tendo em vista o pequeno cobrimento da armadura. Paradoxalmente, é um dos assuntos que têm recebido menor atenção por parte dos pesquisadores, como se vê pela amostra bibliográfica presente neste trabalho.

Se por um lado são citados exemplos de bom comportamento, a começar pelos barcos construídos por Lambot há cerca de 125 anos, por outro lado não se tem notícia de estudos sistematicamente realizados que permitam a avaliação da durabilidade como característica de desempenho. Outros sim, dos dois barcos de Lambot, atualmente no museu de Brignoles, aquele em melhor estado de conservação é o que permaneceu submerso durante longo tempo no fundo do lago em Miraval, de onde foi resgatado, portanto em condições ambientais nem tanto críticas.

O exemplo de aplicação em barcos é bastante significativo tendo em vista a agressividade do ambiente marinho, e as próprias condições de operação desse tipo de estruturas; as ações são as mais variadas possíveis, sendo os cascos sujeitos a ações dinâmicas em geral, vibrações, impactos, fadiga, além de possível percolação de água, ataque por parte de óleos e graxas do mecanismo de propulsão, de micro-organismos e de agentes químicos agressivos presentes na água ou decorrentes da putrefação de restos do pescado. *Fyson*⁸⁶ inspecionou em 1969 o veleiro *Nenelle* construído por *Nervi* em 1948; estava fora de uso, em ancoradouro, des

pido de todos os equipamentos. Observou-se então que o casco apresentava imperfeições, com pontos de estilhaçamento da argamassa junto aos tubos empregados na armadura de esqueleto; contudo, o casco continuava ainda impermeável, o bojo apresentava-se seco, e concluiu-se que com alguns reparos poderia voltar a navegar.

Entretanto, é bom lembrar que os cascos são quase sempre pintados com produtos que propiciam proteção superficial, embora alguns construtores de barcos atribuam à pintura apenas efeitos de ordem estética; contudo, ressalta-se que a opinião geral é de que a proteção superficial frequentemente realizada com resina epóxica, tem importância fundamental na durabilidade, embora não sejam citados dados conclusivos. *Murata et alii*¹⁵² realizaram ensaios mecânicos sobre placas de argamassa armada expostas durante cinco anos à água e ar marinho, alternadamente; alguns corpos de prova foram pré-carregados para formação de fissuras com abertura de 0,02mm a 0,03mm. Os ensaios revelaram que, para tempo de exposição até cinco anos, as propriedades mecânicas dos corpos de prova mantiveram-se inalteradas.

Com relação às aplicações terrestres, também não existem dados mais precisos sobre a durabilidade das construções. O efeito do cloro, por exemplo, nas piscinas e reservatórios de argamassa armada, não pode ser observado diretamente nas construções existentes, tendo em vista que a pintura superficial mascara o comportamento do material em si; entretanto, é viável a inspeção das coberturas dos reservatórios e das placas em contato com o solo. Algumas coberturas executadas na própria Escola de Engenharia de São Carlos apresentam sinais de deterioração por corrosão da armadura, possivelmente em decorrência de falhas de execução.

As recomendações soviéticas incluem cuidados especiais para a proteção da armadura, sendo um deles a proteção superficial. *Gamski*⁸⁷ apresenta alguns aspectos da problemática da proteção superficial por impregnação de termoplásticos, resinas poliéster e acrílicas, silicone e adesi

vos poliuretânicos; *Câmara*⁴⁴ apresenta resultados de observações sobre a resistência de alguns tipos de vernizes e tintas fabricados no Brasil ao ataque por parte de líquidos potencialmente armazenáveis em reservatórios que foram o principal objeto de seu estudo.

Contudo, o uso indiscriminado de produtos destinados à proteção superficial, além de não garantir por si só a durabilidade, implica compromisso de custo por vezes excessivamente alto, inviabilizando economicamente muitas das aplicações potenciais da argamassa armada.

Portanto, torna-se premente o estudo das influências dos agentes mecânicos e físico-químicos na durabilidade das construções de argamassa armada, para que, juntamente com a análise das demais características de desempenho, seja possível o estabelecimento de critérios que permitam a elaboração de projetos confiáveis. Assim, destacam-se a realização de ensaios em laboratório, principalmente os de corrosão acelerada, e a execução de um programa de observação periódica das construções existentes mais significativas.

CAPÍTULO 5

PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO E NECESSIDADES DE PESQUISA

Como já se observou no capítulo 1, o objetivo principal deste trabalho é contribuir para o estabelecimento de diretrizes de pesquisa em argamassa armada, considerando-se o chamado Grupo de São Carlos, necessariamente ampliado, como polo gerador e divulgador de contribuições tecnológicas na área.

Coloca-se o Grupo de São Carlos em destaque pelo simples fato de que não se tem conhecimento de outros grupos de pesquisa no Brasil que tenham se dedicado ao assunto de modo notável; se houver, ou se forem criados, então espera-se que este trabalho a eles dirigido atinja igualmente seu objetivo.

Pela análise dos capítulos anteriores, possivelmente já se tem idéia do estado tecnológico da argamassa armada e do seu potencial de aplicação no Brasil, principalmente tendo em vista a grande versatilidade do material; é possível também que cada interessado no assunto tenha suas próprias idéias sobre a condução de programas de pesquisa.

Entretanto, classifica-se como essencial, imprescindível, para o desenvolvimento acelerado, consistente e

continuado, aquilo que se chamaria de formação da consciência tecnológica do material em qualquer grupo que pretenda a ele se dedicar. Essa consciência tecnológica do material consistiria não somente do profundo conhecimento das características de desempenho e das técnicas de construção, mas também do contato direto com os experimentos de laboratório e de campo, e além disso, de certa visão das necessidades econômicas e sociais do País.

Enfim, pretende-se consolidar um grupo de trabalho atribuindo-lhe uma massa consistente de pesquisa, talvez ainda disforme, mas que ao longo do tempo acabará por amoldar-se adequadamente; ao mesmo tempo, objetiva-se redirecionar as linhas de pesquisa existentes e abrir novos caminhos.

5.1 - ANÁLISE RETROSPECTIVA DA ATUAÇÃO DO GRUPO DE SÃO CARLOS

Sem qualquer sombra de dúvida, o Grupo de São Carlos realizou trabalhos expressivos ao longo de aproximadamente vinte anos, principalmente no que se refere a aplicações. Contudo, poucos trabalhos foram feitos no sentido de se avaliar características de desempenho, tanto que os critérios iniciais de dimensionamento mantiveram-se praticamente inalterados nesse tempo, enquanto que em outros países observou-se considerável avanço, pelo menos em termos de melhor conhecimento das características básicas.

A posição de destaque do Grupo de São Carlos foi fruto do trabalho de pesquisadores, entretanto às vezes isolados no tempo, sem que se caracterizasse idealmente o que se chamou de massa de pesquisa e consciência tecnológica do material. Por circunstâncias diversas, não se conseguiu explorar de modo mais amplo o potencial de pesquisa da argamassa armada.

Além disso, a divulgação dos trabalhos foi rela

tivamente restrita, podendo-se dizer que poucos deles a tiveram ao nível merecido; tanto que a apresentação recente em simpósio internacional (Bergamo, 1981) de uma sumariíssima descrição das realizações do Grupo de São Carlos causou surpresa, em vista do total desconhecimento das atividades aqui desenvolvidas.

5.2 - *ESTRATÉGIA GERAL*

Para se alcançar o objetivo citado, propõe-se a adoção de medidas organizacionais e de diretrizes de pesquisa delineadas a seguir, em âmbito universitário, ou seja, compatíveis com as atividades de ensino, pesquisa e extensão de serviços à comunidade.

Como parte do conjunto de medidas organizacionais, cita-se em primeiro lugar a adequação da infraestrutura física aos programas de trabalho, em termos de instalações e equipamentos. Em segundo, a organização de grupos multidisciplinares de trabalho, o que permitirá a abrangência de assuntos dos mais diversos. Em terceiro, o estabelecimento de opções curriculares e extra-curriculares ao corpo discente em nível de graduação e de pós-graduação, versando sobre o assunto em questão. Em quarto, a criação de um Centro de Informação e Documentação, como um setor destinado a dinamizar o fluxo de informações. Finalmente, em quinto lugar, o estabelecimento de convênios de pesquisa e assessoria com entidades financiadoras de pesquisa, órgãos estatais e empresas privadas.

Com relação às diretrizes de pesquisa, estas são estabelecidas a partir das deficiências constatadas na avaliação das características de desempenho e do potencial de aplicação da argamassa armada. Contudo, não se dispensa toda a revisão dos conceitos estabelecidos, até mesmo os consagrados, com o intuito de se consolidar a metodologia de análise experimental, o que contribui à formação da chama

da consciência tecnológica do material.

Para concretização desse plano de trabalho, conta-se com o apoio da comunidade universitária regional, por sinal de amplo espectro, destacando-se especialmente a Universidade de São Paulo - Campus de São Carlos e a Universidade Federal de São Carlos, que congregam cursos de Engenharia Civil, de Materiais, Mecânica, Elétrica, Química e de Produção, na área tecnológica, além de outros na área de Ciências. Outrossim, espera-se que outras entidades, que aqui não são citadas, possam dar a sua contribuição nos trabalhos, como por exemplo as demais unidades da USP, e outras universidades do estado.

5.3 - ANÁLISE DOS MATERIAIS CONSTITUINTES

O estudo dos materiais constituintes refere-se ao levantamento ou à reavaliação das propriedades físicas, químicas e mecânicas e do custo dos materiais básicos: argamassa, armaduras e materiais complementares. A esta parte, atrela-se também a análise de materiais alternativos que possam ser interessantes tendo em vista as peculiaridades de uso e desempenho da argamassa armada.

O levantamento de custos é particularmente interessante diante do escasso conhecimento sobre o assunto, e imprescindível para o trabalho em etapa posterior de estudos de viabilidade e de redução dos custos.

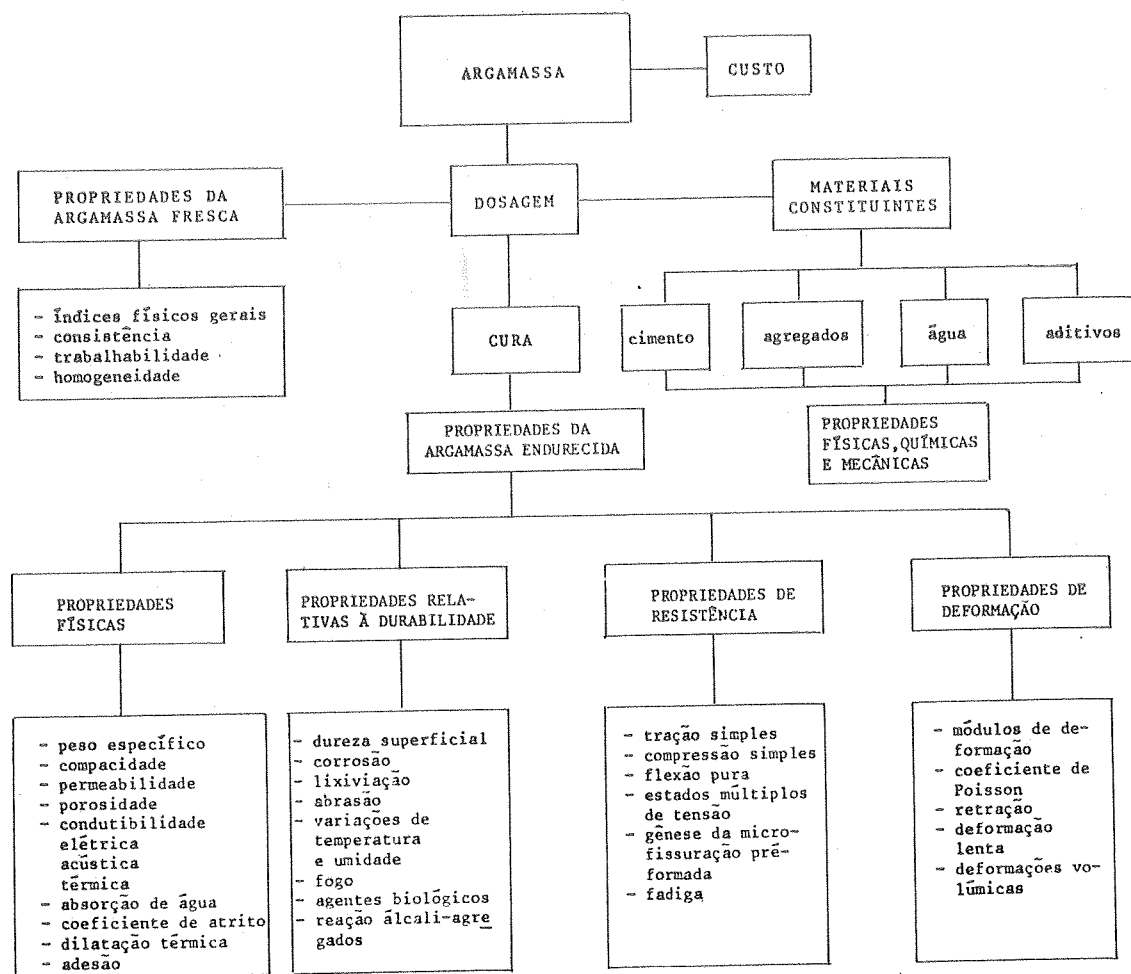
5.3.1 - Argamassa

A metodologia a ser adotada para a análise das propriedades da argamassa é essencialmente aquela consagrada para o concreto; portanto, os mesmos tipos de ensaios e as mesmas interações entre materiais constituintes deverão ser observadas para a argamassa, talvez com algumas raras

exceções, tendo em vista sempre a sua utilização com os diversos tipos de armadura difusa.

No quadro 5.1 resumem-se as principais características da argamassa a serem observadas, que conforme o tipo de trabalho em desenvolvimento, deverão merecer maior ou menor atenção, à luz de uma análise crítica cuidadosa.

QUADRO 5.1 - ARGAMASSA: PROPRIEDADES E CUSTO



São conhecidas as influências das propriedades individuais dos materiais constituintes e da dosagem nas propriedades da argamassa fresca, e também da cura nas propriedades da argamassa endurecida. Contudo, parece ser

útil à conscientização dessas influências a elaboração de ensaios de caracterização, não só para se fixar tipos padronizados de argamassa, que sejam facilmente reproduzíveis, destinados à execução de séries de ensaios sobre as características gerais de desempenho da argamassa armada, mas também para se consolidar a metodologia experimental de análise dos materiais, sem a qual não se conseguirão obter informações com a precisão necessária ao estudo de composições com materiais alternativos.

Assim, para o estabelecimento de dosagens padronizadas, a serem empregadas como referência, recomenda-se a escolha de agregado disponível na região e de granulometria composta artificialmente, o controle das propriedades mecânicas do cimento e a fixação de um processo uniforme de cura.

Os aditivos, por terem ação principal seletiva e efeitos secundários diversos, podem ser empregados criteriosamente quando necessários, sendo seus resultados comparados com os correspondentes aos traços padronizados.

Esses estudos são considerados importantes, principalmente à medida que se constata a deficiência de informações sobre os materiais em grande parte dos trabalhos, não somente nacionais, como também internacionais.

5.3.2 - Armaduras

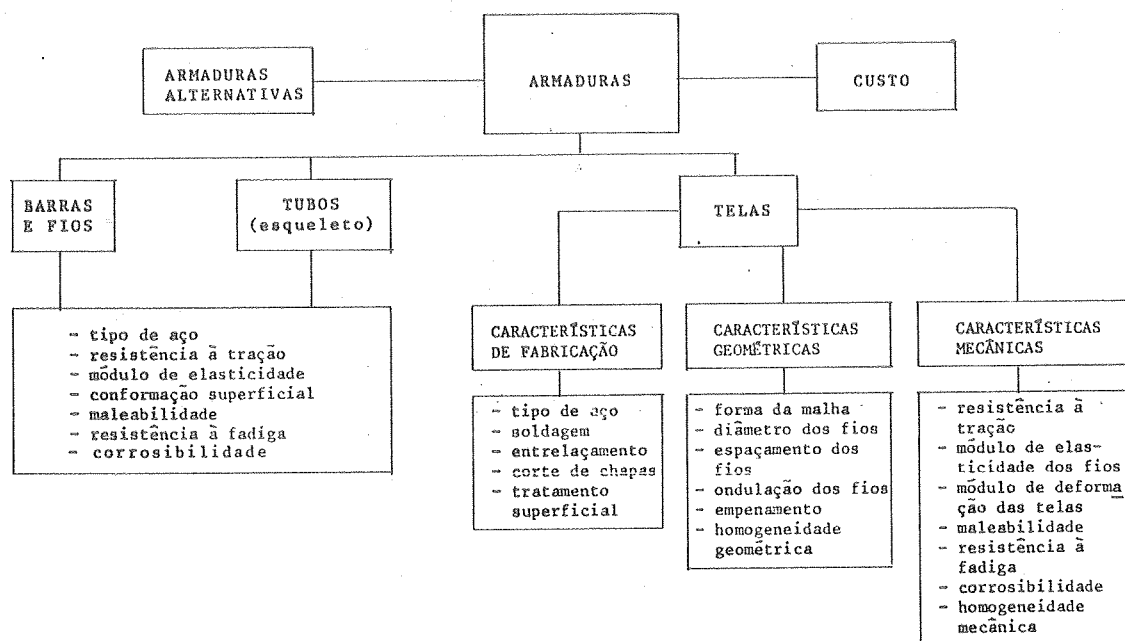
Com relação às armaduras, evidentemente as telas é que deverão ser objeto de maior atenção, cabendo às demais apenas ensaios rotineiros de verificação, a não ser nos casos de armaduras difusas alternativas, tais como fibras de aço e orgânicas.

A razão principal dessa distinção é o fato de que no Brasil, com exceção de apenas um tipo de tela soldada fornecida por fabricante especializado em materiais de construção, as telas são produzidas com finalidade das

mais diversas, sem obedecer portanto a especificações de normas técnicas estruturais. Assim, torna-se necessária a execução de ensaios específicos, cujas características principais estão listadas no quadro 5.2.

Ressalta-se mais uma vez a necessidade de se efetuar, em particular, a avaliação do módulo de deformação aparente das telas, a observação das ondulações dos fios, e as condições possíveis na prática de desempenho geral

QUADRO 5.2 - ARMADURAS: PROPRIEDADES E CUSTO



das telas; além disso, é necessário que se verifique a sua homogeneidade mecânica, tendo em vista que o processo de fabricação pode induzir a características mecânicas diferentes nas duas direções. Por exemplo, as telas hexagonais normalmente são heterogêneas devido ao processo de entrelaçamento, e as telas entrelaçadas de malha quadrada podem ter propriedades mecânicas diferentes nas duas direções em

função das distintas solicitações dos fios longitudinais e transversais no tear.

5.3.3 - *Materiais complementares*

Os materiais complementares referem-se principalmente aos produtos destinados ao tratamento superficial das peças de argamassa armada com objetivos estéticos ou de proteção; eventualmente, outros produtos, como os adesivos, podem interessar à execução de uniões de elementos pré-moldados ou de juntas de argamassagem, como já se comentou nos capítulos 2 e 3.

Quanto aos produtos de tratamento superficial interessa conhecer essencialmente as suas características de desempenho, formas de aplicação e acabamento estético. A análise das propriedades intrínsecas da maioria desses produtos foge do âmbito da Engenharia Civil, devendo-se então seguir recomendações de fabricantes idôneos quanto ao campo e à forma de aplicação; entretanto, em alguns casos pode ser interessante o estudo da utilização de outros produtos mais simples, para o que é possível recorrer-se a profissionais de outras áreas de conhecimento.

5.4 - ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS DE DESEMPENHO

Como já se observou, a análise das características de desempenho da argamassa armada, na sua forma básica, constitui assunto no qual o Grupo de São Carlos praticamente deixou de se aprofundar. Porém basta que se reavalie o capítulo 4 para notar que as necessidades de pesquisa são muito amplas, e o assunto, enriquecido pelo trabalho dos diversos autores estrangeiros, merece a concentração de esforços para o seu desenvolvimento.

Nesse sentido, propõe-se que seja realizado um

programa intensivo de pesquisas sobre as características básicas de desempenho, aquelas descritas no capítulo 4, acrescidas de outras, não especialmente descritas devido à escassez de referências bibliográficas específicas da argamassa armada.

5.4.1 - Metodologia de análise experimental

A metodologia de análise experimental é essencialmente a mesma de uso corrente nas estruturas de concreto armado. Ressaltam-se entretanto alguns aspectos particulares, com o intuito de se prevenir contra falhas observadas em alguns dos trabalhos analisados.

O primeiro aspecto refere-se à tipologia dos ensaios básicos sobre os materiais constituintes, necessários para a análise experimental de uma característica de desempenho. É preciso que sejam estabelecidos corretamente quais os ensaios básicos a serem realizados para que não se tenha que recorrer a fórmulas empíricas genéricas para a interpretação dos resultados. Para isso é útil que se analise numa matriz de interação, procedimento que será exemplificado a seguir, todas as influências dos diversos parâmetros na característica de desempenho em estudo.

O segundo aspecto relaciona-se com a multiplicidade de parâmetros que influem numa determinada característica de desempenho; nesse caso, também parece útil o emprego da matriz de interação numa avaliação preliminar, inclusive atribuindo aos parâmetros níveis de influência. A partir daí, somente a confrontação dos dados experimentais permitirá a quantificação dessas influências.

O terceiro refere-se ao registro dos dados experimentais; em alguns casos, somente com equipamentos mais requintados será possível efetuar contribuições tecnológicas significativas. Por exemplo, na análise mais minuciosa da tração, flexão, impacto ou fissuração, a ausência de

transdutores de carga e de deslocamento, registradores X-Y eletrônicos e de equipamento ótico de precisão, tornará o trabalho deficiente.

O quarto resulta da constatação de omissão generalizada do tratamento probabilístico na interpretação dos resultados experimentais, o que não deixa de ser uma grave deficiência também entre nós, mas que deve ser efetuado com o rigor necessário.

O quinto na verdade é uma recomendação de ordem prática; séries-piloto de corpos de prova devem ser ensaiadas, mesmo sem instrumentação completa, com o objetivo de se testar todo o sistema de aplicação de cargas e de medição, e mesmo de se adequar as próprias características dos corpos de prova, ou seja, livrar todo o processo experimental de efeitos parasitas.

5.4.2 - Encaminhamento da análise das características de desempenho

O estudo mais detalhado das características básicas de desempenho da argamassa armada deverá fundamentar-se na bibliografia atualizada, levando em conta alguns dos aspectos descritos no capítulo 4.

Outras características ausentes ou ligeiramente citadas na bibliografia apresentada neste trabalho, como retração, deformação lenta, estados múltiplos de tensão e relativas à protensão, constituem temas potenciais; além disso, assuntos como aderência e ancoragem de telas deveão ser tratados experimentalmente.

O estabelecimento de prioridades de estudo para as diversas características é tarefa um tanto difícil em razão da complexidade das influências mútuas entre essas características, e do relacionamento destas com as propriedades básicas dos materiais constituintes. Além disso, deve-se considerar o estado atual de desenvolvimento de cada





uma delas, a sua importância com relação às aplicações, e qual a sua relação com os conhecimentos disponíveis sobre o concreto armado.

Portanto, o que se pretende nesse trabalho é indicar, numa primeira tentativa, uma ordem de prioridades para atendimento do objetivo proposto, considerando-se o panorama tecnológico atual da argamassa armada.

Como síntese desse encaminhamento, indica-se o quadro 5.3, onde se relacionam nas linhas as principais características de desempenho em estudo, e nas colunas essas mesmas características e outras, consideradas agora como fatores influentes.

Os números nas quadrículas dessa matriz de interação representam níveis gerais de medida do estado tecnológico atual de cada interação, interpretada como assunto relativo à influência da característica da coluna sobre a característica da linha. Os níveis são definidos a seguir:

- nível 1 : assunto sem desenvolvimento específico e de difícil avaliação, mesmo provisória;
- nível 2 : assunto com pouco desenvolvimento específico, ainda em fase de identificação de fatores e parâmetros de influência;
- nível 3 : assunto sem ou com pouco desenvolvimento específico, mas de avaliação provisória possível, com base em outros estudos mais adiantados, ou por analogia com o concreto armado e pretendido;
- nível 4 : assunto com desenvolvimento específico regular, mas de avaliação limitada ainda a casos particulares;
- nível 5 : assunto com desenvolvimento específico razoável com alguns aspectos ainda não generalizados; estágio de pré-normalização.

QUADRO 5.3 - MATRIZ DE INTERAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DE DESEMPENHO		CARACTERÍSTICAS COMO FATORES INFLUENTES										
PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS		TRAÇÃO SIMPLES	COMPRESSÃO SIMPLES	FLEXÃO SIMPLES	ESTADOS MÚLTIPLOS DE TENSÃO	CISALHAMENTO NA FLEXÃO	FADIGA (ações repetidas)	IMPACTO (ações dinâmicas)	ADERÊNCIA E ANCORAGEM	DURABILIDADE	RETRAÇÃO	DEFORMAÇÃO LENTA
CARACTERÍSTICAS EM ESTUDO	TRAÇÃO SIMPLES	5			3		2	1	3	2	3	
	COMPRESSÃO SIMPLES		3		2		2	1	3	2		3
	FLEXÃO SIMPLES	3	3	5	3	3	4	1	3	2	3	3
	ESTADOS MÚLTIPLOS DE TENSÃO	3	3		3		3	1	3	2	3	3
	CISALHAMENTO NA FLEXÃO	3	3	3	3	3	3	1	3	2	3	3
	PUNÇÃO	1	1	1	1	1	1		1	2	1	1
	IMPACTO	1	1	1	1	1		2	1	2	1	
	ADERÊNCIA E ANCORAGEM				3		3		3	2		
	PERMEABILIDADE	3		3	3	3	3	2		2	3	
 INTERAÇÃO DE INFLUÊNCIA RELATIVAMENTE FORTE  INTERAÇÃO DE ESTUDO PRIORITÁRIO												
 INTERAÇÃO DE INFLUÊNCIA RELATIVAMENTE FRACA  INTERAÇÃO DE ESTUDO NÃO PRIORITÁRIO												

A simbologia gráfica representa a natureza da interação quanto aos graus de influência e de prioridade de estudo.

Por exemplo, analisando-se o estudo do desempenho da argamassa na tração simples, pode-se dizer que o assunto em si é dos mais desenvolvidos, e como já se mostrou

no capítulo 4, existem propostas de avaliação teórica do desempenho. Contudo, faltam ainda estudos que permitam a generalização, dentro do possível, dos critérios estabelecidos, para que se atinja o grau de normalização; daí o fato de se ter atribuído nível 5, que no caso da argamassa armada é o máximo constatado. Quanto às influências de outros parâmetros, como a aderência e a ancoragem das telas, que possuem ondulações e outras particularidades, devem ser objeto de estudo mais minucioso, para que se possa avançar um pouco mais no tema; a durabilidade, de maneira geral, é um fator que afeta todos os demais, e como assunto pouco estudado na argamassa armada, recebeu nível 2 e constitui tema prioritário; a influência da fadiga, ou das ações repetidas, na tração simples, é assunto que, a princípio, não parece prioritário, tendo em vista os demais, e também as aplicações.

Como outro exemplo, a influência da fadiga e das ações repetidas na flexão simples foi atribuído nível 4; é que neste caso particular, como já se viu no capítulo 4, ensaios foram realizados, por diversos pesquisadores, sobre placas submetidas essencialmente à flexão pura. Daí o fato de se ter considerado essa interação como de estudo ainda limitado a caso particular.

Um nível freqüente é o nível 3, que surge principalmente em função da analogia que se pode estabelecer com o concreto armado.

Com critérios parecidos, examinaram-se as demais interações; evidentemente, essa análise preliminar encerra muita subjetividade nas interpretações, mas como já se ressaltou, interessa apenas definir por ora uma conformação inicial do que seria a "massa de pesquisa".

5.4.3 - Tração simples

Como se acabou de salientar, essa característica de desempenho é uma das mais desenvolvidas do ponto de vista específico da argamassa armada; diversos parâmetros de avaliação já foram identificados e existem propostas concretas para estimativa da resistência, abertura de fissuras e deformação.

Observou-se também que ainda parece cedo para o fechamento, mesmo provisório, da questão, tendo em vista alguns aspectos já levantados no capítulo 4; a influência da tipologia das telas, o comportamento dos fios transversais, os aspectos relativos à gênese da microfissuração pré-formada e da armadura difusa como agente obstaculizador da propagação das microfissuras, e a interpretação probabilística dos resultados experimentais, são assuntos dentre outros que merecem esclarecimento.

Portanto, o estudo dessa característica é prioritário, considerando-se também que se trata de propriedade mecânica fundamental para a análise das demais, e que de qualquer modo seria necessário o conhecimento do desempenho face ao emprego dos materiais disponíveis no mercado nacional.

A contribuição tecnológica a nível internacional que se poderá efetuar refere-se aos aspectos há pouco citados; nesse caso, o esmero na realização de ensaios não poderá ficar aquém do nível observado nos diversos trabalhos presentes na bibliografia.

A metodologia de análise experimental que se propõe, em termos gerais, envolve o estudo das propriedades básicas dos materiais constituintes, selecionadas inicialmente por uma análise mais minuciosa de suas interações com as características em estudo e influentes; o projeto dos corpos de prova e dos dispositivos de aplicação de cargas e o estudo da variação de parâmetros e da técnica de construção, também levando em conta os fatores influentes;

o projeto da instrumentação, para o que se considera útil o emprego de dinamômetros elétricos e de defletômetros indutivos para o registro automático do diagrama carga-deslocamento, eliminando-se assim interferências do sistema de aplicação de cargas, de extensômetros elétricos de resistência para medição de deformações na argamassa e na armadura, e de microscópio para medição da abertura de fissuras; o planejamento da execução dos ensaios; e finalmente, a análise estatística dos resultados.

Quanto à influência de outras características de desempenho, destaca-se a necessidade de um melhor conhecimento da aderência e ancoragem das telas, ou seja, da própria mecânica de ancoragem de telas soldadas e entrelaçadas. Embora em muitos aspectos se possa efetuar derivações da teoria estabelecida para o concreto armado, a análise das particularidades relativas à presença dos fios transversais, da ondulação e da flexibilidade dos fios, da concentração de tensões, do eventual tratamento superficial por galvanização, etc, pode revelar relações importantes. A influência do desempenho em estados múltiplos de tensão reflete-se mais acentuadamente pelos efeitos de ancoragem, embora algum efeito global direto por deformação transversal do corpo de prova possa ter influência; portanto, não se considera essa característica como fator diretamente condicionante do início de estudo da tração simples. A retração, embora seja fator influente, pode ser avaliada pela teoria do concreto armado e a maioria dos autores não a tem considerado como fator crítico, possivelmente devido à minimização de seus efeitos pela presença da armadura difusa; de qualquer modo, é assunto que merece revisão mais cuidadosa. As influências de ações dinâmicas ou repetidas evidentemente são importantes na avaliação do desempenho na tração simples; entretanto, por se referirem à natureza das ações, não interferem no estudo do desempenho sob ações estáticas, podendo ficar para estudos posteriores, em

função das necessidades relativas às aplicações. A durabilidade é característica que afeta todas as demais; seus efeitos sobre a tração simples deverão ser avaliados em trabalhos especialmente dirigidos para esclarecer o assunto de forma global.

5.4.4 - *Compressão simples*

Como já se observou no capítulo anterior, o desempenho da argamassa armada na compressão de certa forma foi relegado a segundo plano, em função dos reflexos da teoria do concreto armado; já se salientou também que apesar disso existem aspectos particulares, principalmente com relação ao arranjo usual das armaduras, que implicam dificuldades de segunda ordem na avaliação desta e de outras características de desempenho.

Assim considera-se o presente momento como adequado para se realizar o necessário aprofundamento dos estudos, sem o que muitos aspectos continuarão ao sabor de especulações inconcludentes.

Com relação aos procedimentos de caráter geral, a metodologia de análise experimental é essencialmente a mesma já delineada no item anterior para a tração simples; do ponto de vista específico, destaca-se a necessidade de execução de ensaios com ações de longa duração e de projeto de corpos de prova representativos de situações possíveis, com forte ação da armadura transversal na restrição de deformações transversais, como no caso dos ensaios de Johnston e Mattar, e Desayi, ou com pequena ação da armadura transversal, como no caso dos ensaios de Naaman e Ramos, e Athayde.

Considerando-se agora a influência das demais características de desempenho, tem-se de início a influência dos aspectos relativos à aderência e ancoragem, subentendidos

dendo-se como parte dessa interação os já comentados problemas decorrentes das características geométricas, mecânicas e de fabricação das telas; a importância da consideração da deformação lenta e da durabilidade são óbvias, e às influências das ações repetidas e dinâmicas, e do desempenho sob estados múltiplos de tensão cabem comentários análogos aos efetuados na análise da tração simples realizada no item anterior, devendo-se provavelmente analisar com cuidado um pouco maior os aspectos relativos aos estados múltiplos de tensão, no projeto dos corpos de prova, e aos problemas de interface destes com o prato da máquina de ensaio.

5.4.5 - *Flexão simples*

Como no caso da tração simples, o desempenho da argamassa armada na flexão simples é assunto razoavelmente desenvolvido, e de modo geral, valem praticamente as mesmas observações efetuadas no item 5.4.3.

Apenas para se evitar confusões, salienta-se que a maioria dos ensaios efetuados por autores estrangeiros foi programada para observação da flexão pura, embora os corpos de prova fossem solicitados de maneira global por flexão simples; ou seja, ocorreram esforços de cisalhamento mas estes não foram objeto de análise. Na maioria dos casos, os ensaios foram realizados sobre corpos de prova aplicando-se cargas nas posições correspondentes aos terços do vão, caracterizando-se portanto regiões de flexão pura e de flexão com cisalhamento, mas o objetivo principal era sempre a análise da parte central, submetida à flexão pura. As dimensões dos corpos de prova foram variadas, principalmente em função das telas empregadas; por exemplo, nos ensaios efetuados por *Hirata*¹⁰¹ e *Setti*²²⁴, a seção transversal tinha dimensões 3cm x 16cm, para que se

pudesse ter pelo menos três malhas de 5cm, e comprimento de 100cm.

É interessante que se passe a analisar também o cisalhamento em corpos de prova desse tipo, fazendo com que em alguns deles haja predominância do esforço cortante, mediante adequada disposição das cargas.

O que se tem a ressaltar além do que já foi comentado anteriormente, refere-se à interação do desempenho na compressão simples com a flexão, principalmente no estado limite último.

5.4.6 - Estados múltiplos de tensão

Embora muitos aspectos relativos a essa característica possam ser derivados do estudo do concreto armado e da própria argamassa armada, existem particularidades próprias que merecem ser analisadas, principalmente porque não há trabalhos específicos sobre o assunto.

Considera-se importante o estudo da argamassa armada submetida a estados múltiplos de tensão, principalmente tendo em vista a anisotropia do material. O efeito de armaduras desalinhadas com a direção da tensão principal de tração constitui assunto complexo, de avaliação ainda não estabelecida claramente mesmo na prática do concreto armado; de acordo com *Leonhardt*¹²⁸, as soluções analíticas mais satisfatórias para o concreto armado só foram obtidas em 1972, por Baumann, que entretanto ainda são de uso difícil no trabalho cotidiano. Tratando-se de argamassa armada, o assunto merece análise específica, tendo em vista a presença de armaduras difusas; os resultados desse estudo refletir-se-ão diretamente no esclarecimento do desempenho da argamassa armada no cisalhamento e na torção de vigas, assim como no dimensionamento das estruturas laminares em geral.

Ainda que exista forte interação com as caracte

rísticas referentes à tração simples e à compressão simples, não parece necessário esperar que os ensaios relativos a elas estejam em fase adiantada; pelo menos alguns ensaios preliminares devem ser realizados, inclusive para esclarecer melhor as necessidades e os objetivos do próprio estudo, a ser conduzido, evidentemente, no estado plano de tensões por solicitação biaxial.

5.4.7 - *Cisalhamento e torção*

Como já se salientou, da análise do estado plano de tensões resultarão dados importantes para o estudo do cisalhamento e da torção.

Entretanto, isso não implica que não devam ser realizados ensaios de vigas, para que em conjunto com a teoria do concreto armado se estabeleçam a curto prazo pelo menos alguns critérios provisórios para dimensionamento.

Trata-se portanto de assuntos importantes, talvez com prioridade ligeiramente menor para o caso de torção, o que dependerá do andamento do estudo de aplicações.

5.4.8 - *Punção e impacto*

Todos os trabalhos realizados sobre impacto em peças de argamassa armada referiram-se ao efeito de cargas dinâmicas concentradas em áreas reduzidas; sobre o outro aspecto, referente ao efeito de ações dinâmicas sobre a estrutura global nada foi realizado. Considerando-se também este último aspecto, é que foram preenchidas as quadriculas do quadro 5.3; porém não se tem a pretensão de propor qualquer pesquisa nesse sentido, pelo menos por enquanto.

Para o estudo do efeito de pressões em área re

duzida, propõe-se a análise conjunta da punção e do impacto; parece claro que o estudo inicial por meio de ensaios estáticos facilita a análise posterior do efeito de ações dinâmicas. A questão de prioridade não fica muito clara, por depender da natureza das aplicações que se desenvolvem efetivamente, na prática.

5.4.9 - Aderência e ancoragem

Por constituir assunto intensamente relacionado com as demais características, é interessante desenvolver prioritariamente estudos sobre aderência e ancoragem, bem como sobre todos os fatores relacionados com as características geométricas e de fabricação das telas.

Portanto, deverão ser realizados ensaios de arrancamento de fios e de telas, e eventualmente ensaios sobre modelos ampliados com o objetivo de se analisar efeitos de ondulação dos fios longitudinais e dos fios transversais na concentração de tensões na argamassa.

5.4.10 - Permeabilidade

Guerra, Naaman e Shah⁹⁴ realizaram ensaios de permeabilidade buscando relacionar a abertura de fissuras e a tensão na armadura em peças tracionadas com o volume de água permeada, sob condições variáveis de pressão; testes análogos foram efetuados por Shah e Key²³⁰ no estudo do impacto.

Ensaio desse tipo interessam especialmente considerando-se o potencial de aplicação em barcos, reservatórios, piscinas e outras que serão descritas a seguir. Assim, a tipologia dos ensaios e das influências deverão ser fixadas tendo em vista as aplicações, podendo-se tomar co

mo exemplos iniciais os trabalhos citados, ensaiando-se mo
delos submetidos a solicitações características e em contata
to com líquidos sob pressão.

5.4.11 - *Retração e deformação lenta*

Embora a analogia com o concreto armado possa
fornecer dados para a análise dessas características, de
vem ser realizados ensaios específicos para a argamassa ar
mada, principalmente no que se refere à deformação lenta,
tendo em vista as dúvidas levantadas sobre o comportamento
da argamassa armada comprimida por ações de longa duração,
como já se destacou no capítulo 4.

5.4.12 - *Durabilidade*

Sem dúvida, a durabilidade das construções de
argamassa armada é fator seriamente condicionante de todo
o desempenho global, e deve ser estudado prioritariamente.

Já se observou no capítulo anterior que não se
tem notícia de estudo mais intensivo sobre o assunto, em
bora existam conhecimentos sobre os principais fatores in
fluentes, decorrentes das pesquisas sobre o concreto arma
do. O autor do presente trabalho sente-se ainda menos à
vontade para tratar deste assunto, pelo menos por enquan
to, por razões inerentes à sua própria formação profissio
nal; contudo, julga-se necessário pelo menos levantar al
guns pontos considerados importantes no âmbito da constru
ção civil.

Em primeira análise do problema, sente-se que a
questão crucial refere-se principalmente à corrosão da ar
matura, em virtude das pequenas espessuras das peças e
dos cobrimentos; outros processos físicos e físico-quími

cos de deterioração como desgaste superficial, desgaste de profundidade (lixiviação), reação álcali-agregados, expansões na cristalização de compostos de cimento, formação de compostos deteriorantes, e ainda outros, provocados por variações extremas de temperatura, fogo e agentes biológicos, devem ser estudados em etapa imediatamente posterior, tendo em vista o panorama geral das aplicações potenciais da argamassa armada.

Partindo-se desse princípio, os primeiros estudos deverão ser dirigidos à corrosão das armaduras, por meio de processos acelerados.

Já são muitas as dificuldades inerentes aos próprios corpos de prova, relativas às dimensões da própria peça e dos cobrimentos, ao estado inicial de fissuração, às propriedades dos materiais constituintes, tais como compactidade, permeabilidade a líquidos e gases, porosidade e condutibilidade elétrica da argamassa, e tratamento superficial das telas, corrosibilidade e eventual presença de diferentes metais, no caso das armaduras.

Outro problema a ser resolvido refere-se aos procedimentos a serem adotados para criação de condições agressivas que propiciem corrosão acelerada; a observação do desempenho sob condições naturais, como fizeram *Murata* e *Kawasaki*¹⁵², seria demorada demais e improdutiva. Trata-se portanto de estudar quais os agentes agressivos a serem considerados, como efetuar os ensaios, possivelmente em câmaras especiais, e em que condições de temperatura, pressão e umidade.

Entretanto, a execução de ensaios acelerados, se por um lado agiliza o processo de deterioração, por outro lado cria o problema de relacionamento deste com o tempo, ou seja, sob condições normais de ataque, qual seria o tempo necessário para se produzir o mesmo grau de corrosão observado em ensaios acelerados. Portanto, nos casos em que não exista metodologia de controle da atuação dos agentes agressivos, torna-se necessário o estabelecimento de

parâmetros comparativos relacionados com o ataque a materiais de durabilidade mais conhecida, como o aço e o próprio concreto armado, isto é, submeter corpos de prova desses materiais às mesmas condições agressivas impostas aos corpos de prova de argamassa armada, para se estabelecer então as relações concernentes ao tempo.

Finalmente, deve-se efetuar a avaliação dos efeitos da agressão sobre o material. Nesse caso, os principais parâmetros de avaliação relacionam-se com as propriedades mecânicas da argamassa armada, tomando-se como referência as mesmas propriedades observadas em corpos de prova íntegros.

5.4.13 - Protensão

Com exceção de citações ligeiras de uso da protensão na construção de barcos e chatas, além do exemplo de Nervi no viaduto "del Corso Francia", não há notícia do emprego de armaduras ativas na argamassa armada.

É verdade que a argamassa armada, possibilitando a execução de estruturas leves, flexíveis e de boa impermeabilidade, assume muitas vantagens do concreto protendido, sem estar sujeita a um rigoroso processo de controle das forças de protensão aplicadas e aos meios especiais de ancoragem das armaduras ativas. Mesmo assim, não somente a protensão das peças em si, como também a união de elementos pré-moldados, constituem temas de grande interesse, tendo em vista algumas aplicações, podendo-se estabelecer talvez processos especiais, em função de estudos efetuados considerando as novas condições.

5.4. 14 - *Conclusões parciais*

Diante do exposto, propõe-se a realização de pesquisas sobre as características básicas de desempenho da argamassa armada, a serem iniciadas conforme a classificação em grupos definida a seguir, em ordem de prioridade estabelecida como primeira aproximação.

Grupo I : Durabilidade. Aderência e ancoragem. Compressões simples e deformação lenta.

Grupo II : Tração simples. Estados múltiplos de tensão. Flexão simples. Retração.

Grupo III : Cisalhamento. Torção. Punção.

Grupo IV : Fadiga. Impacto. Permabilidade. Protensão.

Evidentemente, essa classificação em grupos não pode ser considerada estanque, tendo em vista a existência de interações. Supõe-se que na elaboração de programas de talhados, alterações na ordem venham a ocorrer, considerando-se também mudanças no panorama internacional.

Além disso, intervenções mais bruscas poderão surgir em decorrência de exigências eventuais de estudos em destaque de aplicações; nesse caso, ou se efetua um rearranjo da ordem em vigor sem prejuízo da dinâmica de pesquisa, ou então se realizam ensaios específicos para atendimento das necessidades das aplicações em destaque.

5.5 - *ANÁLISE DAS APLICAÇÕES POTENCIAIS*

Pela leitura do primeiro capítulo, provavelmente já se tem idéia geral sobre a potencialidade de aplicação da argamassa armada em estruturas.

O material demonstrou na prática possuir grande versatilidade de utilização, permitindo a construção de estruturas leves, com técnicas desde as mais requintadas até

as mais rudimentares, com uso intensivo da mão-de-obra.

As lições de Nervi promoveram uma revisão de concepções estruturais, incentivando o uso das estruturas resistentes pela forma e provocando o renascimento de opções esquecidas, para o que a argamassa armada contribuiu consideravelmente, pela sua fácil adaptação às formas mais complexas. Desde então, principalmente a partir dos anos 60, o crescente interesse mundial pela argamassa armada motivou o seu desenvolvimento mais acelerado, o que justifica o presente trabalho em termos nacionais.

Pretende-se neste ítem abordar aspectos sobre a realização de pesquisas sobre um conjunto inicial de aplicações consideradas potencialmente desenvolvíveis e a forma possível de atuação do Grupo de São Carlos.

5.5.1 - Dinâmica de atuação do grupo de pesquisa

Tratando-se de aplicações, o modo de atuação do grupo de pesquisa, em princípio sediado na Universidade, deverá fundamentar-se numa dinâmica de interação com o meio exterior que permita o estabelecimento de programas de pesquisa, cujos resultados encontrem ressonância na prática.

Nesse aspecto o Grupo de São Carlos tem alcançado sucesso, atendendo às várias solicitações de serviços de projeto e assessoria, sem deixar de imprimir a essa extensão à comunidade o espírito da pesquisa e da inovação tecnológica.

Mantendo-se essa diretriz, a questão agora refere-se à revisão do conjunto das aplicações potenciais e dos diversos fatores a elas relacionados. Entendendo-se que essa revisão deverá ser efetuada continuamente, destacam-se no presente momento alguns aspectos considerados dignos de nota.

A reavaliação constante do estado tecnológico das aplicações, envolvendo basicamente as técnicas de cons

trução, os custos e as interferências com as características básicas de desempenho da argamassa armada, é um dos principais aspectos que deverão fazer parte da dinâmica de atuação do grupo.

Sobre as técnicas de construção e os custos, o que se tem a comentar é que embora o ambiente universitário, despido do espírito de competitividade, em geral seja deficiente de maior vigor nesses aspectos, na maioria das vezes é difícil deles dissociar-se; além disso, considerando-se que a tecnologia em questão está ainda em fase emergente, o grupo deverá necessariamente tratar desses assuntos.

Sobre as interferências das características de desempenho, já se observou no item anterior sobre possíveis redirecionamentos da pesquisa básica em decorrência de exigências das aplicações. Entretanto, não é esse o tipo mais grave de interferência quando se trata de aplicações.

Diante de um quadro ainda relativamente pobre sobre as características de desempenho, principalmente no tocante à durabilidade, da ausência de informações mais objetivas sobre as construções existentes, e da inexistência de normas técnicas que garantam o atingimento de requisitos mínimos de desempenho na prática, cabe ao grupo de pesquisa a análise criteriosa dos riscos de danos civis associados às diversas aplicações potenciais.

Assim, propõe-se que se incorpore à dinâmica de trabalho do grupo, um regime de observação periódica das mais significativas estruturas existentes ou a construir, e também que se estabeleça um conjunto de recomendações provisórias para o projeto e a execução de estruturas de argamassa armada, baseando-se nas similares estrangeiras e nos trabalhos disponíveis.

5.5.2 - Listagem das aplicações e comentários

Apresenta-se a seguir um conjunto de aplicações potencialmente desenvolvíveis, agrupadas de acordo com suas funções e principais campos de aplicação.

São exemplos extremamente diversificados quanto à complexidade estrutural e à prioridade de desenvolvimento; essa variedade ilustra a potencialidade do material, e salienta-se que se pretende propor o estudo de aplicações menores como complemento ao ensino de graduação. Quanto à prioridade de desenvolvimento, não se pretende por ora estabelecer escalas categóricas, tendo em vista que em princípio a maioria das aplicações sugeridas são de grande interesse, e nesse caso a predominância de atenções sobre uma ou outra aplicação dependerá em grande parte da resposta do meio exterior às propostas de pesquisa; entretanto algumas linhas gerais poderão ser traçadas.

5.5.3 - Grupo I: Aplicações em edificações

5.5.3.1 - Coberturas

Um dos campos mais fecundos e explorados, a aplicação em coberturas constitui um setor onde as necessidades de pesquisa sempre se renovam. Destacam-se os seguintes tipos estruturais:

- vigas, arcos, treliças e pórticos;
- folhas poliédricas;
- cascas de curvatura simples, ou dupla curvatura; cascas piramidais;
- lajes de cobertura;
- estruturas pênseis;
- elementos com funções estruturais secundárias ou tran

sitórias, tais como fôrmas, elementos de vedação e barras secundárias de estruturas reticulares.

A maior ênfase deverá ser dada à pré-moldagem e à pré-fabricação, fundamentando-se na experiência internacional e na do próprio Grupo de São Carlos.

Embora quase sempre dirigida à cobertura de grandes vãos, não se descarta a possibilidade de viabilidade econômica também para pequenos vãos; é o caso onde as lajes de cobertura, treliças e arcos poderão constituir opções de substituição total ou parcial de estruturas usuais nas pequenas construções.

Contudo, pode-se dizer que as coberturas em geral constituem tipo estrutural que implica alto risco de danos civis; portanto, seu estudo deverá incluir a adoção de medidas de precaução, já comentadas anteriormente.

5.5.3.2 - Lajes de forro e piso

Essa aplicação já mereceu atenção de *Petroni*¹⁸⁶ e de outros; trata-se portanto de dar continuidade ao trabalho; essa utilização da argamassa armada parece particularmente interessante para a construção em massa de habitações.

5.5.3.3 - Painéis divisórios e de vedação

A utilização da argamassa armada em painéis divisórios e de vedação também apresenta boas perspectivas de pesquisa; entretanto, nesse caso as maiores dificuldades residem no "design" dos componentes, e no conforto térmico e acústico. Em geral, as exigências de propriedades de resistência são mais brandas, e a busca de materiais constituintes alternativos poderá contribuir para a viabilização econômica dessa aplicação.

5.5.3.4 - Elementos complementares

Como exemplos do conjunto de elementos complementares das edificações citam-se as aplicações em "brises-sol", cabines telefônicas, guaritas, muros, grades, painéis decorativos, caixas-d'água, mesas, bancadas, etc.

São aplicações simples e podem de certa forma serem estudadas à parte de sistemas de construção mais complexas, como por exemplo o de construção pré-fabricada com painéis. Portanto, podem ser objeto de estudo prático em disciplinas de introdução ao projeto de elementos pré-fabricados, no ensino de graduação em engenharia civil e arquitetura.

5.5.3.5 - Impermeabilização de superfícies

Pelas suas características de alongabilidade, a argamassa armada poderá ser material complementar de utilíssima aplicação na impermeabilização de superfícies em geral.

Cita-se como exemplo a impermeabilização de lajes de cobertura; no lugar das custosas membranas à base de elastômeros ou das nem sempre eficientes impermeabilizações rígidas, pode-se utilizar membranas de argamassa armada, de preferência desligadas estruturalmente da laje. Em princípio, parece que o material com alongamentos mais ou menos uniformes em toda a membrana terá condições de manter boas condições de impermeabilidade; é uma aplicação que com alguns testes simples de comprovação e avaliação de custos, poderá trazer grandes benefícios.

5.5.4 - Grupo II: Aplicações no meio urbano

Dentro desse grupo, relacionam-se algumas aplicações potenciais referentes à infraestrutura municipal, compreendendo os serviços de água e esgoto, drenagem urbana, obras-de-arte, construção de parques e jardins e outros.

5.5.4.1 - Reservatórios enterrados e similares

Considerando-se a tecnologia desenvolvida pelo Grupo de São Carlos para a construção de piscinas e reservatórios enterrados, pode-se estabelecer um programa de otimização dessa tecnologia, e de estudo de possível extensão a aplicações similares como decantadores de estações de tratamento de água, digestores para o tratamento de esgoto, caixas de areia e outras.

5.5.4.2 - Reservatórios ao nível do solo e elevados

Como se observou no primeiro capítulo, a argamassa armada tem sido empregada em diversos países na construção de reservatórios, geralmente cilíndricos, de pequena capacidade. Nesse aspecto, a aplicação merece atenção também no Brasil, atendendo-se a necessidades diversas, desde o abastecimento de água em pequenas comunidades urbanas e rurais, indústrias e edificações residenciais e comerciais, até o armazenamento de líquidos diversos, como por exemplo álcool.

Tratando-se de pré-fabricação, é interessante o estudo de unidades de pequena capacidade, que com adequada técnica de construção, possam ser empregadas como reservatórios elevados, ao nível do solo ou mesmo enterrados. Quanto à forma estrutural, em princípio as cascas de revolução simples ou combinadas entre si são as mais adequadas.

De composição estrutural mais complexa, mas com amplas possibilidades de emprego da pré-fabricação em reservatórios de grande capacidade, os reservatórios com parede ondulada são objeto de comentários mais detalhados no capítulo seguinte.

5.5.4.3 - Pontilhões e passarelas

Embora dirigida a princípio às necessidades urbanas de travessias de pequeno vão, essa aplicação é interessante também para o meio rural e o complexo de estradas vicinais.

Essa aplicação também é objeto de comentários mais detalhados no capítulo 7 do presente trabalho.

5.5.4.4 - Galerias e canais a céu aberto

A aplicação da argamassa armada em obras relativas à drenagem urbana inicialmente resume-se na construção de galerias e de canais a céu aberto.

Sobre os canais a céu aberto existem trabalhos citados na bibliografia e a experiência nacional realizada em Salvador, Bahia.

Tratando-se das galerias, existe trabalho em andamento, como já se comentou no primeiro capítulo.

Nessas aplicações, o problema da durabilidade assume proporções maiores, tendo em vista os aspectos de abrasão por partículas sólidas e de escoamento hidráulico.

De qualquer modo, o assunto merece atenção especial pela amplitude do campo de aplicação e pelas inovações tecnológicas que poderão resultar de seu estudo. Saindo dos limites urbanos, essa aplicação poderá atender também às necessidades de drenagem na construção de estradas.

5.5.4.5 - *Mobiliário urbano*

Como mobiliário urbano entende-se um conjunto de construções menores, aparelhos e outros artefatos relacionados com os serviços públicos.

Citam-se como exemplos de possível emprego da ar gamassa armada os abrigos dos pontos de ônibus, bancas de venda de revistas e jornais e de flores; placas de sinali zação e de orientação, bancos de assento em praças; outros artefatos em centros de recreação e lazer, tais como apa relhos e pequenas construções para recreação infantil, me sas de tênis de mesa, tabelas e respectivos suportes para prática de basquetebol, trampolins; revestimento de qua dras poliesportivas, de pistas de ciclismo e outras, onde juntas de dilatação e de contração são prejudiciais à prá tica esportiva.

Analogamente ao caso de elementos complementares de edificações, podem ser objeto de ensino de graduação em engenharia civil e arquitetura.

5.5.5 - *Grupo III: Aplicações no meio rural*

Dentre esse grupo, relacionam-se aplicações po tenciais predominantemente dirigidas ao meio rural, referen tes às diversas etapas de produção e à infraestrutura de apoio.

5.5.5.1 - *Silos*

Tomando-se como exemplo os silos de pequena capa cidade citados no primeiro capítulo, parece não haver dúvi das quanto ao interesse de desenvolver e divulgar essa aplicação no Brasil; aumentar a capacidade de ensilagem dos pequenos e médios produtores é um fator de grande impor

tância na otimização da produção agrícola.

Silos elevados de descarga por gravidade, ao nível do solo ou enterrados, podem ser construídos, como no caso dos reservatórios de água, em cascas de revolução simples ou compostas, aproveitando-se a experiência internacional. Outrossim, parece ser interessante também aproveitar a tecnologia desenvolvida para as piscinas e reservatórios enterrados e aplicá-la nos silos enterrados de grande capacidade.

5.5.5.2 - Biodigestores

Atualmente em moda, o emprego de digestores para a produção de gás combustível é também citado na bibliografia, sendo a argamassa armada empregada na construção de campânulas de acumulação.

Nesse caso, também parece interessante estudar a viabilidade da execução de biodigestores completos com a tecnologia das piscinas, para o que é necessário o contato com especialistas da área de Agronomia.

5.5.5.3 - Fossas sépticas

Aqui citadas como exemplos de aplicação no meio rural, as fossas sépticas têm sua utilidade também na periferia das zonas urbanizadas. Exemplos de fossas sépticas pré-fabricadas na Nova Zelândia são encontrados na bibliografia, como a publicação da *National Academy of Sciences*⁷⁸.

5.5.5.4 - Mobiliário e outras aplicações no meio rural

Citam-se construções e artefatos diversos onde é possível a aplicação da argamassa no meio rural, cabendo

evidentemente a necessária verificação dos custos em relação aos benefícios:

- estábulos, manjedouras, bebedouros;
- porteiras, mata-burros, mourões de cercas;
- tanques de banho parasitológico do gado;
- estufas para plantas;
- estacas para plantas;
- plataformas, mesas e armações para secagem de grãos e folhas;
- fornos;
- canais e canaletas de irrigação;
- rodas d'água para acionamento hidráulico de mecanismos ou geração de energia elétrica.

5.5.6 - Grupo IV: Aplicações no transporte marítimo e fluvial

Considerando-se a experiência estrangeira e alguns exemplos nacionais, que atestam o grande interesse da utilização da argamassa armada em barcos e em outros equipamentos ligados ao transporte marítimo e fluvial, a amplitude da costa brasileira e o enorme potencial de navegação fluvial, ainda pouco explorados, é necessário que se estabeleçam programas de pesquisa que propiciem o desenvolvimento dessas aplicações.

Evidentemente, a participação do Grupo de São Carlos, ou de qualquer grupo predominantemente composto por engenheiros civis e arquitetos, deverá se dar em trabalho conjunto com especialistas da Engenharia Naval.

Como exemplos de aplicação citam-se os barcos de pesca, transporte e lazer, chatas de transporte fluvial, balsas, bóias de sinalização, ancoradouros e pontes flutuantes.

tes, comportas flutuantes de diques de reparação de embarcações e estruturas auxiliares na construção de quebra-on-das.

5.5.7 - Grupo V: Aplicações diversas

Relacionam-se neste ítem aplicações diversas que não assumem caráter específico relativo aos ítems anteriores:

- torres de resfriamento;
- torres de transmissão de energia elétrica ou de sinais de rádio ou televisão;
- postes de eletrificação ou telefonia;
- piscinas;
- tubulações em geral;
- fôrmas para construções de concreto;
- dormentes para trilhos ferroviários;
- revestimento de túneis e minas;
- muros de arrimo.

5.5.8 - Conclusões parciais

O quadro descrito de aplicações potenciais da argamassa armada permite concluir que, juntamente com o estudo de características de desempenho, é necessário e importante que se desenvolvam programas de trabalho no âmbito do ensino, da pesquisa e da extensão de serviços à comunidade, buscando o atendimento de necessidades do meio exterior à Universidade.

Como já se salientou, a atribuição de prioridades de estudo às diversas aplicações depende em grande par

te das respostas do meio exterior às propostas.

A nível de propostas, parece interessante abrir caminhos em áreas pouco exploradas pelo Grupo de São Carlos, nas quais se antevê boa receptividade. Exatamente por sentir essa boa receptividade potencial nos grupos de aplicações nos meios urbanos e rurais, elaborou-se em 1979 um programa de pesquisa visando o estudo de pontilhões e passarelas, reservatórios de água, silos agrícolas de pequeno porte e galerias de águas pluviais e servidas. De fato, com exceção temporária dos silos, o programa está em fase de execução.

Com a revisão de caráter mais geral que se efetua presentemente, e com a intenção de se aumentar drasticamente a capacidade de produção do Grupo, pode-se ampliar o leque de atuação de modo a absorver o estudo das demais aplicações.

5.6 - O PAPEL DO ENSINO DE GRADUAÇÃO E DE PÓS-GRADUAÇÃO

Já se acenou com a possibilidade da argamassa armada, pelas suas características versáteis, vir a constituir material de aplicação prática em disciplinas de consolidação de conhecimentos, que permitam a sintetização, em um único objeto, de diferentes etapas do processo de aprendizagem. Exemplificando-se de modo particular, a proposta de projeto, execução e avaliação do desempenho de um elemento de argamassa armada deverá reunir pelo menos aspectos relativos ao projeto arquitetônico e estrutural, tecnologia da construção, materiais de construção, custos, métodos experimentais e outras interferências de caráter técnico ou social.

Em contrapartida, a participação do corpo discente em programas de iniciação científica, mestrado e doutorado traz conhecidos benefícios. Apesar da transitoriedade de sua participação no Grupo, o corpo discente constitui

importante veículo de dinamização do processo de pesquisa, quer na produção e divulgação de trabalhos científicos, quer na apresentação de problemas e suas peculiaridades das diversas regiões do país.

5.7 - CENTRO DE INFORMAÇÃO E DOCUMENTAÇÃO

Diante das constatadas deficiências no fluxo de informações sobre a argamassa armada, não apenas na divulgação dos trabalhos do Grupo de São Carlos, mas também na recepção de informações do exterior, e com o intuito de se estabelecer uma dinâmica interativa da Universidade com o meio exterior, propõe-se a criação de um Centro de Informação e Documentação sobre a argamassa armada.

Nesse sentido, o Centro não deverá se revestir do caráter de simples depósito de documentos ou mero processador técnico de informações; embora exista parcialmente essa conotação, o Centro deverá fundamentar-se em organização tal que permita identificar as necessidades da comunidade em geral e traduzí-las em prioridades de pesquisa, avaliar as respostas do meio exterior e promover a divulgação das técnicas desenvolvidas.

Portanto, considera-se esse assunto de importância fundamental para a dinamização do trabalho de pesquisa, para o desenvolvimento do qual conta-se com o apoio de especialistas da área, da comunidade universitária, das entidades financiadoras, dos centros internacionais de informação e documentação e dos órgãos estatais.

CAPÍTULO 6 RESERVATÓRIOS COM PAREDE ONDULADA

Tratando-se de tema de pesquisa ao qual o autor do presente trabalho tem se dedicado particularmente, e uma das aplicações potenciais da argamassa armada consideradas de grande interesse, os reservatórios com parede ondulada são objeto de atenção especial neste capítulo.

Como se sabe, na construção de reservatórios de concreto armado ou protendido, diversos tipos estruturais são empregados tendo em vista recursos modernos como a protensão, fôrmas deslizantes e fôrmas auto-portantes. Exemplo notável é a construção de grandes reservatórios cilíndricos protendidos, ao nível do solo, em que a protensão é aplicada pelo enrolamento de fios, sob tensão, em torno da parede, com o auxílio de equipamento especial, como o desenvolvido pela Preload Corporation, já em 1948. Na construção de reservatórios elevados, encontram-se exemplos de técnica de construção arrojada, em que os reservatórios propriamente ditos são construídos ao nível do solo e posteriormente elevados com o auxílio de macacos hidráulicos.

Quanto à pré-moldagem, seu emprego na construção

de reservatórios freqüentemente limita-se aos de pequena capacidade de acumulação, salvo em exceções onde a utilização da protensão é praticamente obrigatória para se assegurar a união de elementos pré-moldados e a estanqueidade.

Os reservatórios com parede ondulada constituem alternativa com clara afinidade com a pré-fabricação e com a argamassa armada, de utilização em reservatórios de grande capacidade, ao nível do solo ou elevados, cujo desenvolvimento juntamente com os reservatórios enterrados e os de pequena capacidade em cascas de revolução, em argamassa armada, permitirá ampla cobertura ao campo de armazenamento de líquidos.

Com base na experiência de projeto de dois reservatórios ao nível do solo, com parede ondulada constituída por elementos pré-moldados de argamassa armada, atualmente em fase final de construção, pretende-se adiantar as perspectivas dessa aplicação.

6.1 - Antecedentes

A primeira notícia que se tem dos reservatórios com parede ondulada data de 1953, referente aos reservatórios de M. e A. Reimbert²⁰⁸, onde se destacam o emprego de parede composta por sucessão de abóbadas cilíndricas sobre diretriz circular e a utilização notável da autoprotensão, efetuada por ocasião do primeiro enchimento, aproveitando-se a própria ação da água como agente de protensão. A parede era constituída, internamente, por uma sucessão de ondas cilíndricas de concreto armado, e externamente, por uma parede poligonal onde eram alojados os fios de protensão, com apoios deslizantes no fundo (Fig. 6.1).

A estrutura era executada fundamentalmente em quatro etapas:

1ª etapa: execução da fundação e do fundo do re

servatório;

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

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

a) com a armadura de protensão colocada na sua posição, concretavam-se somente as ondas, deixando-se a execução da parede externa para etapa posterior (fig. 6.1.d);

b) a armadura de protensão era colocada em sua posição e pintada com material betuminoso, para se evitar a aderência com o concreto, efetuando-se em seguida a concretagem das paredes interna e externa, deixando-se nesta última uma junta vertical de 15cm, a ser preenchida após as operações de autoprotensão (fig. 6.1.e);

4ª etapa: com o primeiro enchimento do reservatório, a armadura exterior era estirada, complementando-se então a parede externa.

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

Dois reservatórios elevados com parede ondulada de concreto armado, com características bastante semelhantes entre si, foram construídos em Araraquara, SP; o primeiro projetado por D.A.O. Martinelli e I. Montanari, para

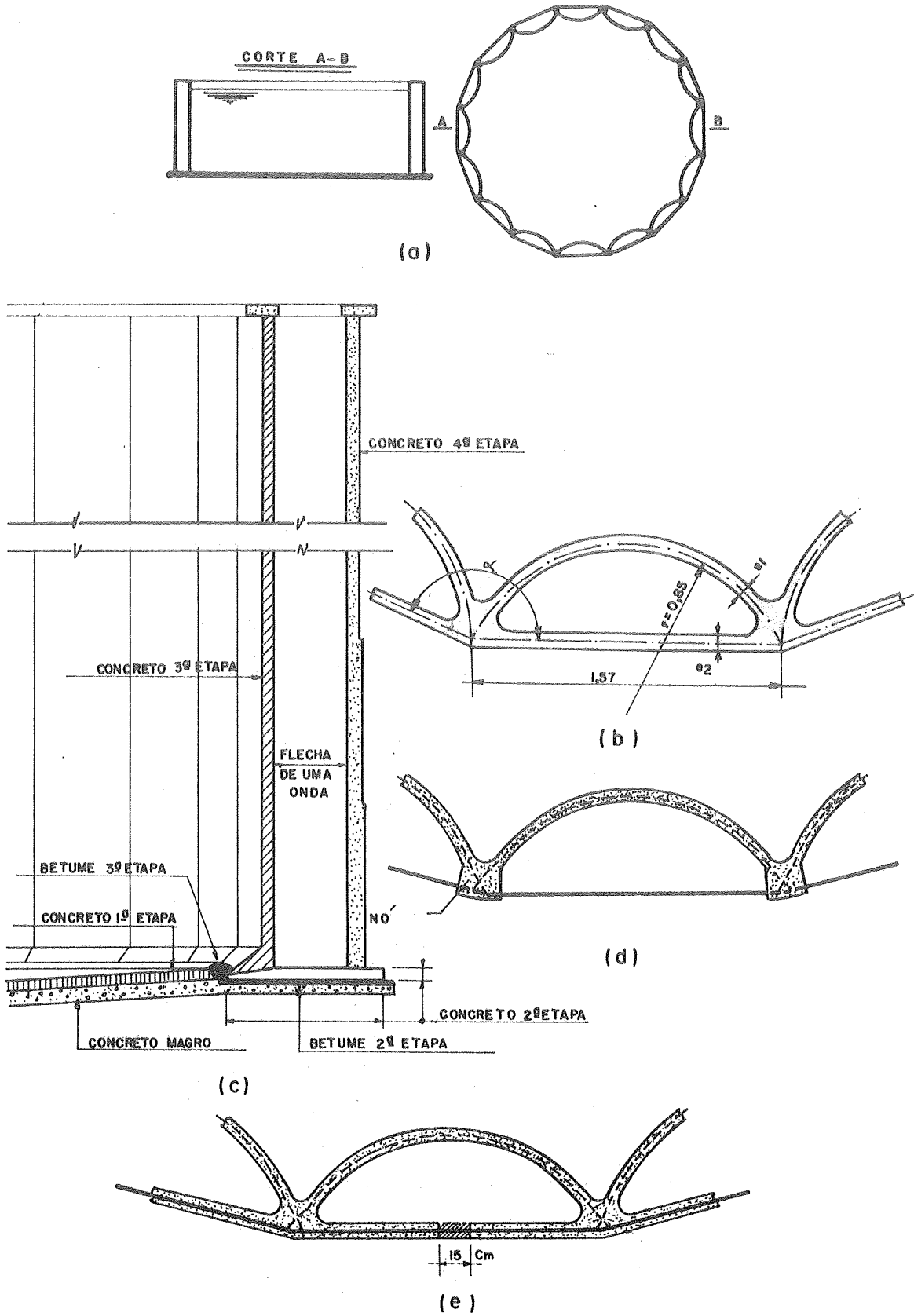
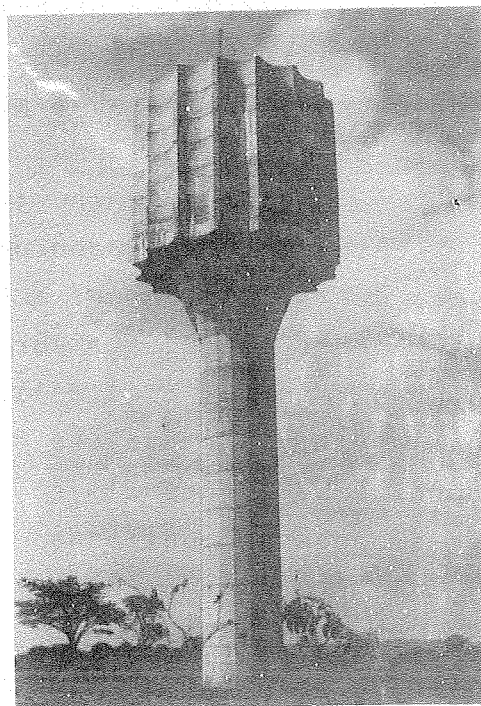


FIG.6.1 - RESERVATÓRIO AUTO-PROTENDIDO "REIMBERT."²⁰⁸

1.200 m³, foi construído na Vila Xavier em 1972; o segundo, projetado por D.A.O. Martinelli e J.B. de Hanai, para 500 m³, foi construído no Jardim Eliana, em 1974 (fig. 6.2). A tipologia estrutural desses dois reservatórios é mostrada na fig. 6.3. A parede era composta por sucessão



a) V. Xavier



b) J. Eliana

FIG. 6.2 - RESERVATÓRIOS DE ARARAQUARA

de abóbadas cilíndricas dispostas sobre diretriz circular; nas junções entre as abóbadas localizavam-se elementos verticais com função principal de vigas, que eram vinculadas às lajes de fundo e de cobertura e a tirantes poligonais intermediários, cuja função era limitar os deslocamentos radiais da parede, além de constituir apoios suplementares às vigas verticais. O fundo e a cobertura eram compostos por lajes anulares maciças e de espessura constante: a coluna de acesso para inspeção, constituída por casca cilíndrica fechada, tinha também a função de passagem para as canalizações. A estrutura de sustentação do recipiente era constituída por torre em casca cilíndrica, com alargamento

em casca tronco-cônica; escoras inclinadas transmitiam as cargas às fundações em tubulões, cintados por tirante poligonal.

Tendo em vista o interesse especial despertado, o reservatório típico descrito foi objeto de análise detalhada em trabalho de mestrado de *Hanai*⁹⁸, onde se estudaram possibilidades de aplicação e perspectivas, variantes e processo de cálculo em geral, destacando-se o cálculo aproximado da parede ondulada.

Nesse trabalho já se destacava a pré-moldagem como técnica mais adequada para a execução desse tipo de parede, que deixou de ser empregada na construção dos reservatórios de Araraquara por motivos circunstanciais; salientava-se também a flexibilidade da composição estrutural, que permitiria o projeto de reservatórios com diferentes capacidades de acumulação a partir de alguns poucos tipos de abóbadas padronizadas.

Ao mesmo tempo, colocava-se a argamassa armada como material adequado para a construção das abóbadas, permitindo a obtenção de elementos leves e de boa impermeabilidade, que poderia ser empregado também em outras partes como a cobertura e o fundo de reservatórios ao nível do solo.

6.2 - CÁLCULO APROXIMADO DA PAREDE ONDULADA

Tendo em vista sérias dificuldades na aplicação da teoria de cascas cilíndricas múltiplas nos casos gerais, com carregamentos hidrostáticos parciais ou totais e vinculações diversas no pé e no topo da parede, além da possibilidade da existência de vinculações intermediárias, com o emprego de tirantes de enrijecimento da parede, desenvolveu-se no trabalho de *Hanai*⁹⁸ um processo de cálculo aproximado da parede, baseado no processo viga-arco também aplicável a cascas interiores de sucessão de cascas cilíndricas.

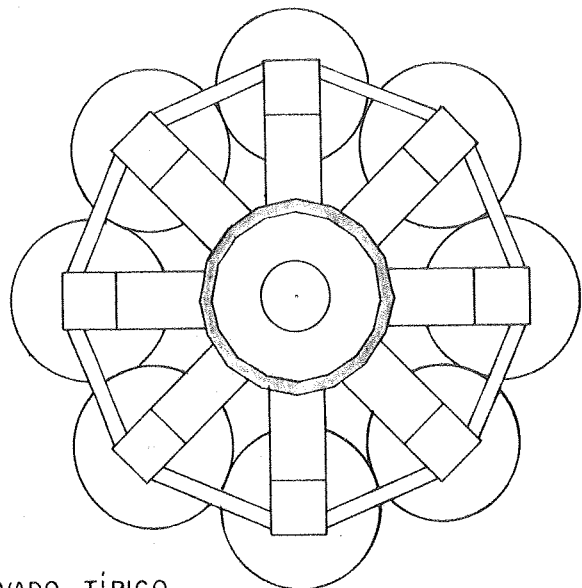
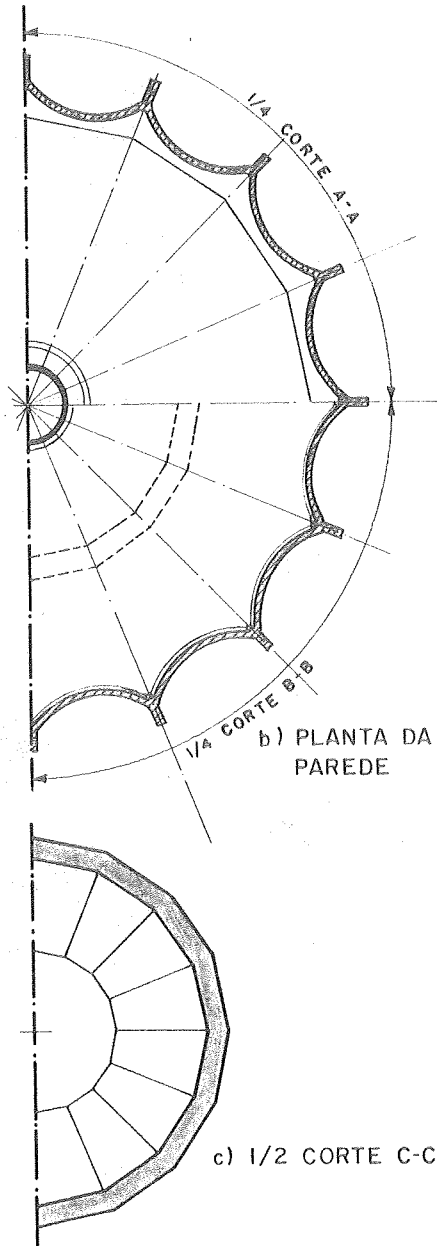
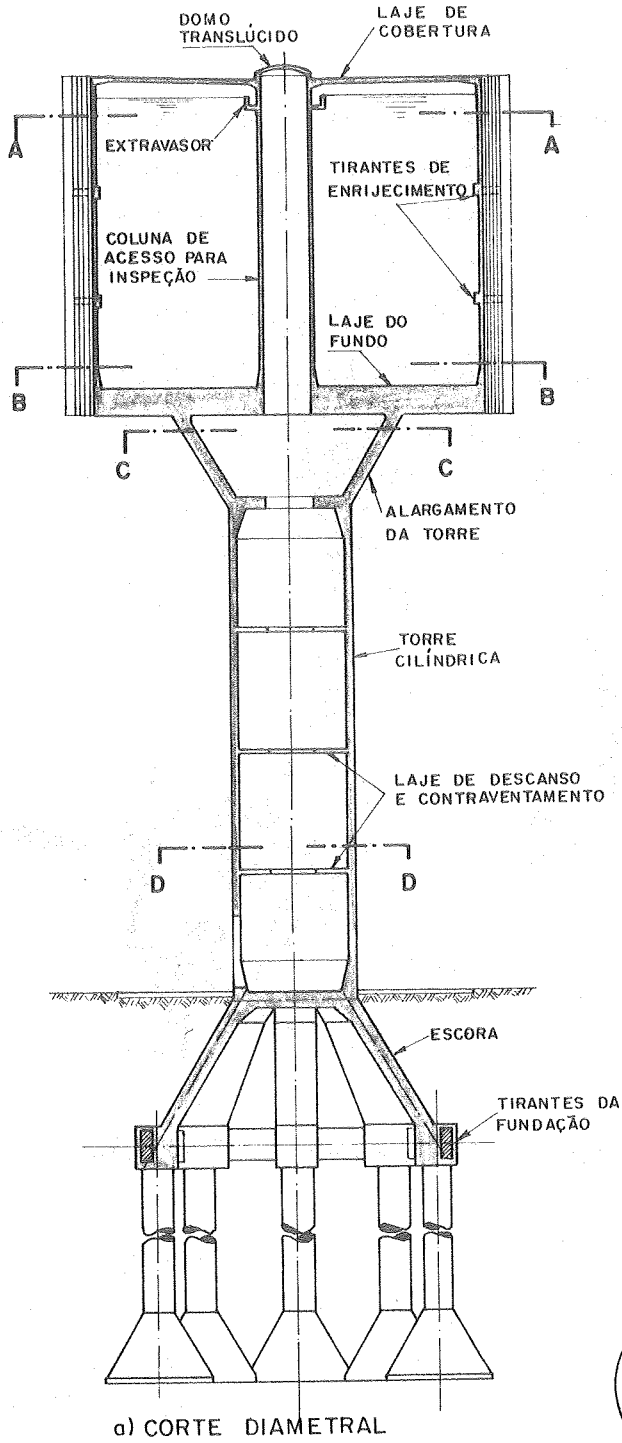


FIG.6.3 - RESERVATÓRIO ELEVADO TÍPICO

dricas múltiplas de cobertura.

O processo de cálculo é dividido em duas etapas, denominadas cálculo de viga e cálculo de arco, pelas quais se busca o conhecimento dos principais esforços nas abóbadas cilíndricas e nas respectivas vigas de borda; tais esforços são N_x (esforço normal na direção longitudinal), $N_{x\phi}$ (esforço de cisalhamento na superfície da abóbada), N_ϕ (esforço normal na direção transversal, tangente à diretriz da abóbada), e M_ϕ (momento fletor transversal), todos esforços por unidade de comprimento, representados na fig. 6.4, desprezando-se a influência dos demais.

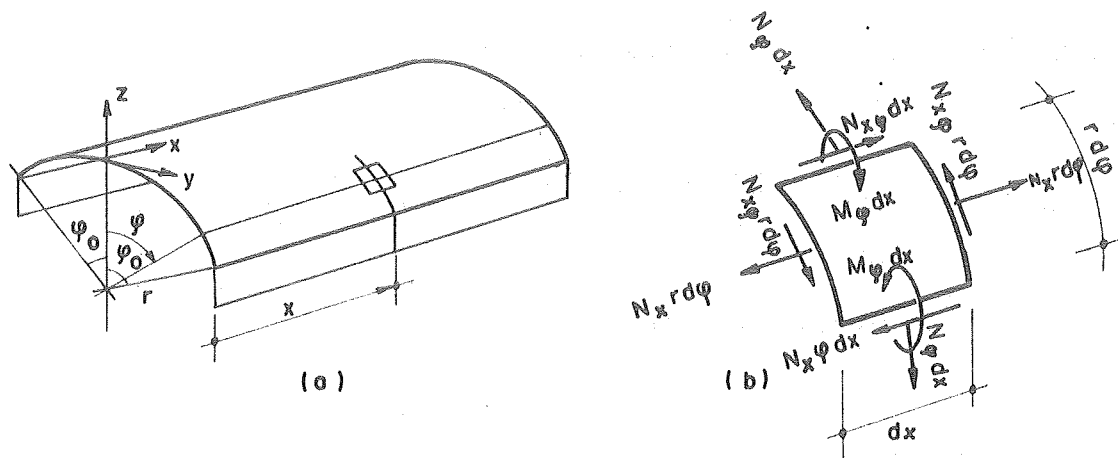


FIG. 6.4- SISTEMA DE COORDENADAS E ESFORÇOS A CONSIDERAR⁹⁸

Na primeira etapa admite-se que uma abóbada e respectivas partes da viga de borda constituem uma viga vertical independente do restante da parede. Lançando mão dos processos usuais de cálculo de vigas, determinam-se os esforços N_x e $N_{x\phi}$, e os deslocamentos ao longo das vigas verticais.

Na segunda etapa, correspondente ao cálculo de arco, consideram-se as abóbadas divididas em faixas, constituindo arcos elementares de largura unitária. Nos arcos elementares situados a uma ordenada x qualquer, calculam-se os esforços N_ϕ e M_ϕ devidos à pressão de água correspon-

dente à altura fixada, à variação do esforço cortante na viga, ao gradiente de temperatura, e aos esforços hiperestáticos X_1 e X_2 relativos ao engastamento das extremidades dos arcos nas vigas de borda, ações que são indicadas na fig. 6.5.

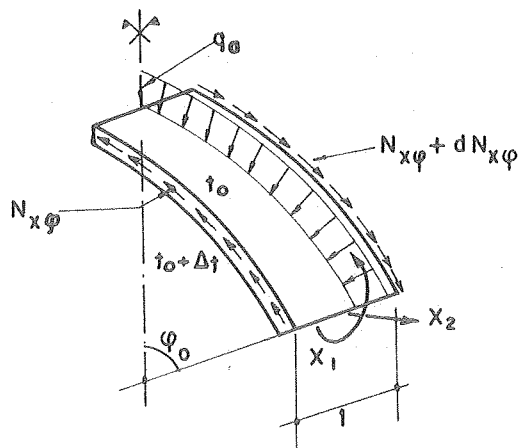


FIG. 6.5- AÇÕES NO ARCO ELEMENTAR⁹⁸

Além das ações indicadas na fig. 6.5, cabe lembrar que, devido à simetria da parede do reservatório típico em relação ao eixo central, os deslocamentos das vigas de borda só podem ser radiais, o que acarreta a imposição de deslocamentos aos arcos elementares, que podem ser considerados como perfeitamente engastados, quando a parede, sob a ação da pressão de água, tende a aumentar de diâmetro.

Para se determinar os esforços no arco elementar, basta que se calculem os valores de X_1 e X_2 , levando em conta as ações já citadas e que o deslocamento das vigas de borda é sempre radial, efetuando-se a compatibilização de deslocamentos, para o que se pode utilizar o critério de compatibilização no centro elástico do arco.

O assunto pode ser visto com detalhe na referência bibliográfica citada, onde se apresentam também exem

plos de aplicação e exemplos de comparação de resultados obtidos pelo processo aproximado e pela teoria clássica de cascas cilíndricas múltiplas.

6.3 - OS RESERVATÓRIOS DE SÃO CARLOS E AMERICANA, SP

Diante das grandes possibilidades de utilização desse tipo estrutural e da argamassa armada em elementos pré-moldados da parede e da cobertura, elaborou-se em curto espaço de tempo um estudo para aplicação em reservatórios ao nível do solo.

Esse estudo foi empregado inicialmente na elaboração do projeto do reservatório para 2.700 m³ de água, em São Carlos; posteriormente, com características essencialmente análogas, foram projetados dois reservatórios para 900 m³ cada, em Americana, SP. Esses reservatórios estão atualmente em fase de construção, com término previsto para o final de 1981.

6.3.1 - Descrição geral do reservatório de São Carlos

Nas figs. 6.6 a 6.11 são indicadas as principais características do reservatório para 2.700 m³.

A parede ondulada é constituída por 48 abóbadas pré-moldadas de argamassa armada, nas junções das quais são concretadas no local vigas verticais espaçadas cerca de 2m. A base da parede consiste de anel inferior apoiado sobre estacas localizadas sob as vigas verticais; no topo, o anel superior serve de suporte às abóbadas, às vigas verticais e às vigas pré-moldadas da cobertura.

O fundo do reservatório é constituído por laje de concreto armado diretamente apoiada sobre o terreno compactado e regularizado por meio de lastro de concreto magro, estruturalmente desligada do anel inferior.

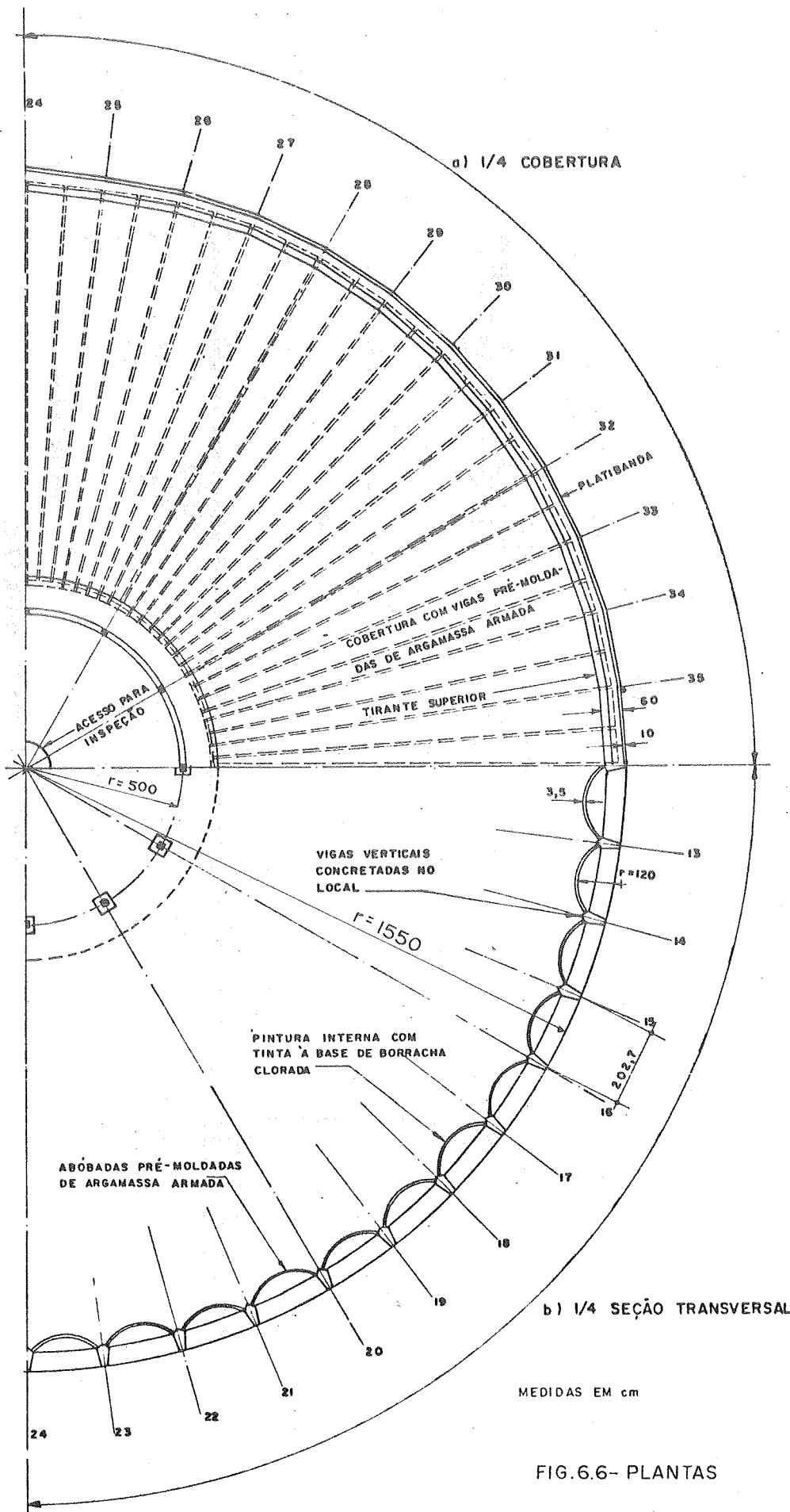


FIG.6.6- PLANTAS

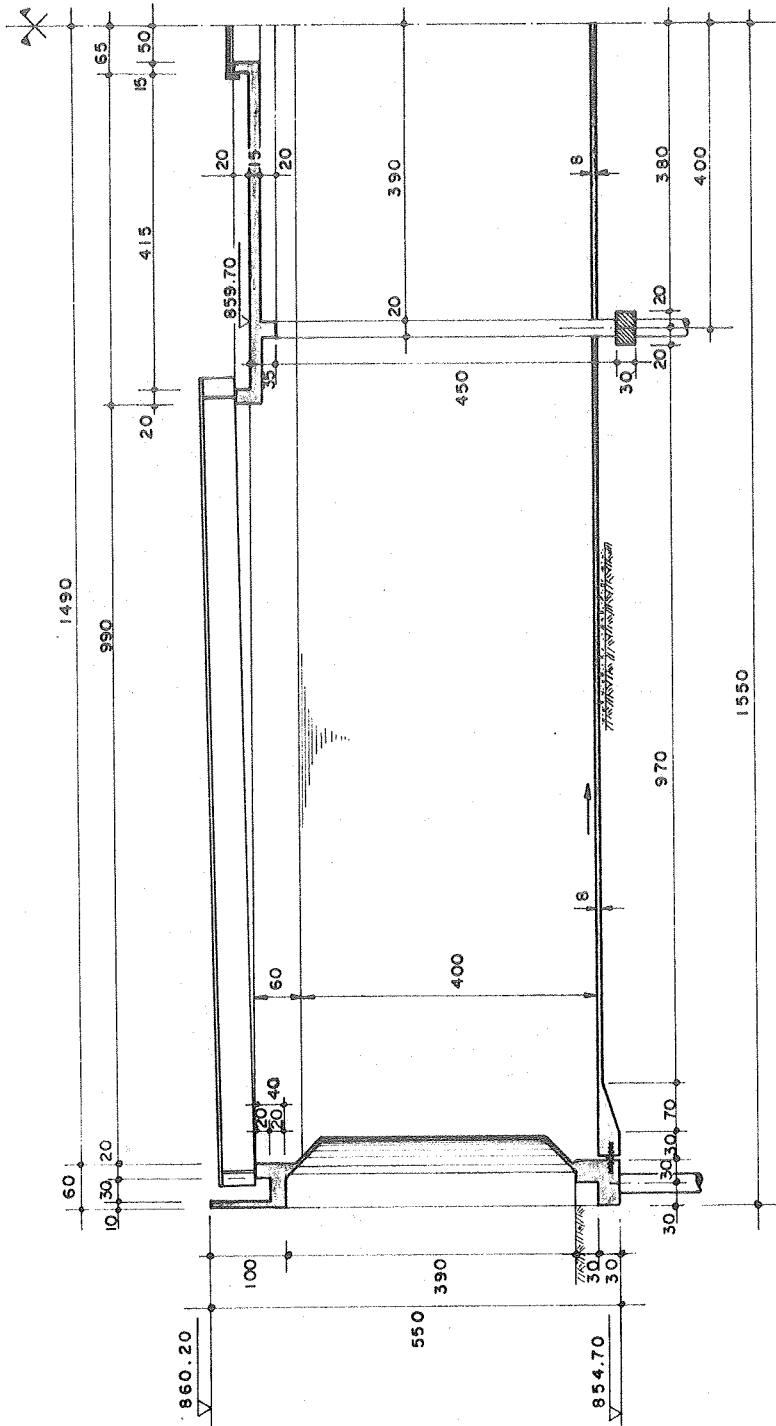


FIG. 6.7- 1/2 CORTE DIAMETRAL

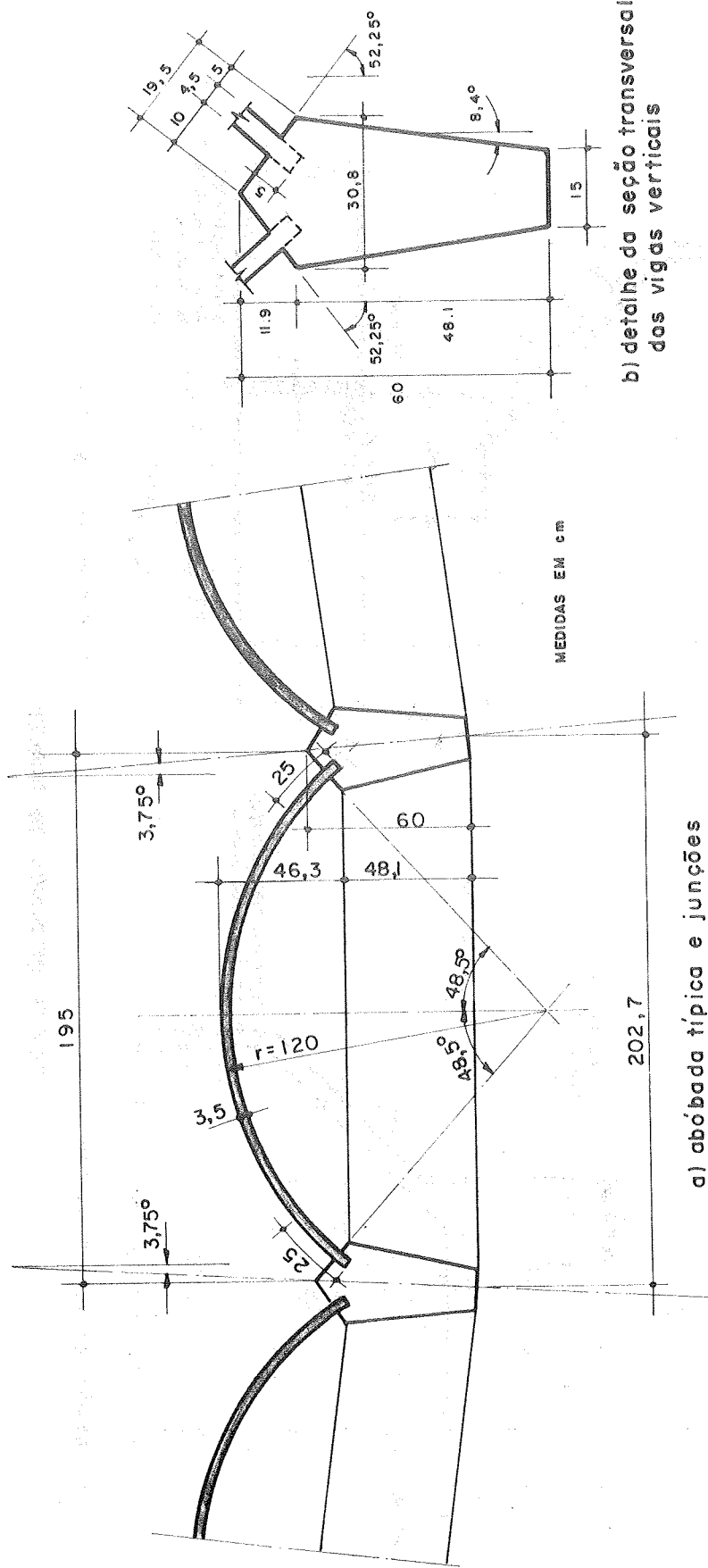
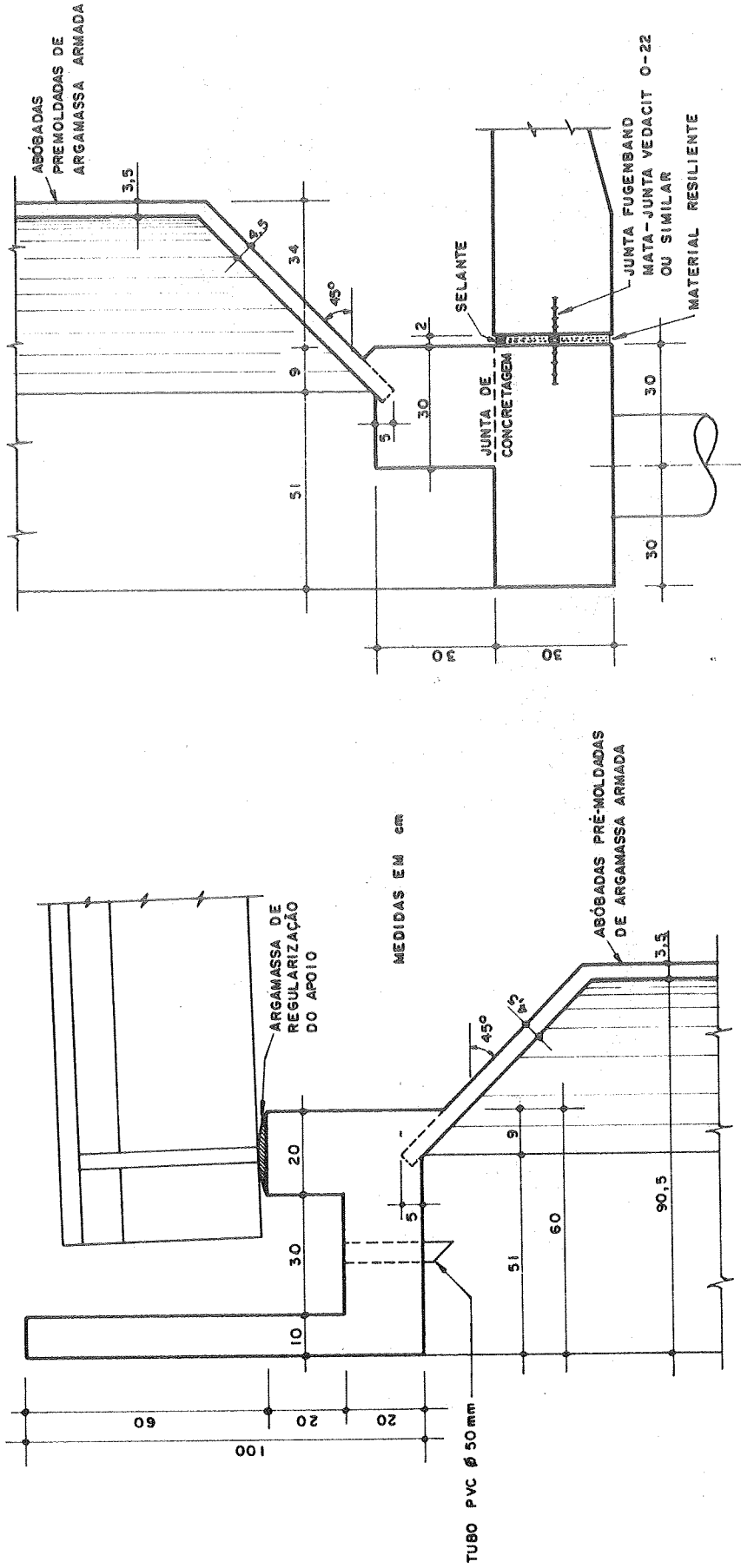


FIG. 6.8 - JUNÇÃO DAS ABÓBADAS E DETALHE DAS VIGAS VERTICAIS



b) detalhe do pé da parede

FIG. 6.9 - DETALHES DA PAREDE

a) detalhe do topo da parede

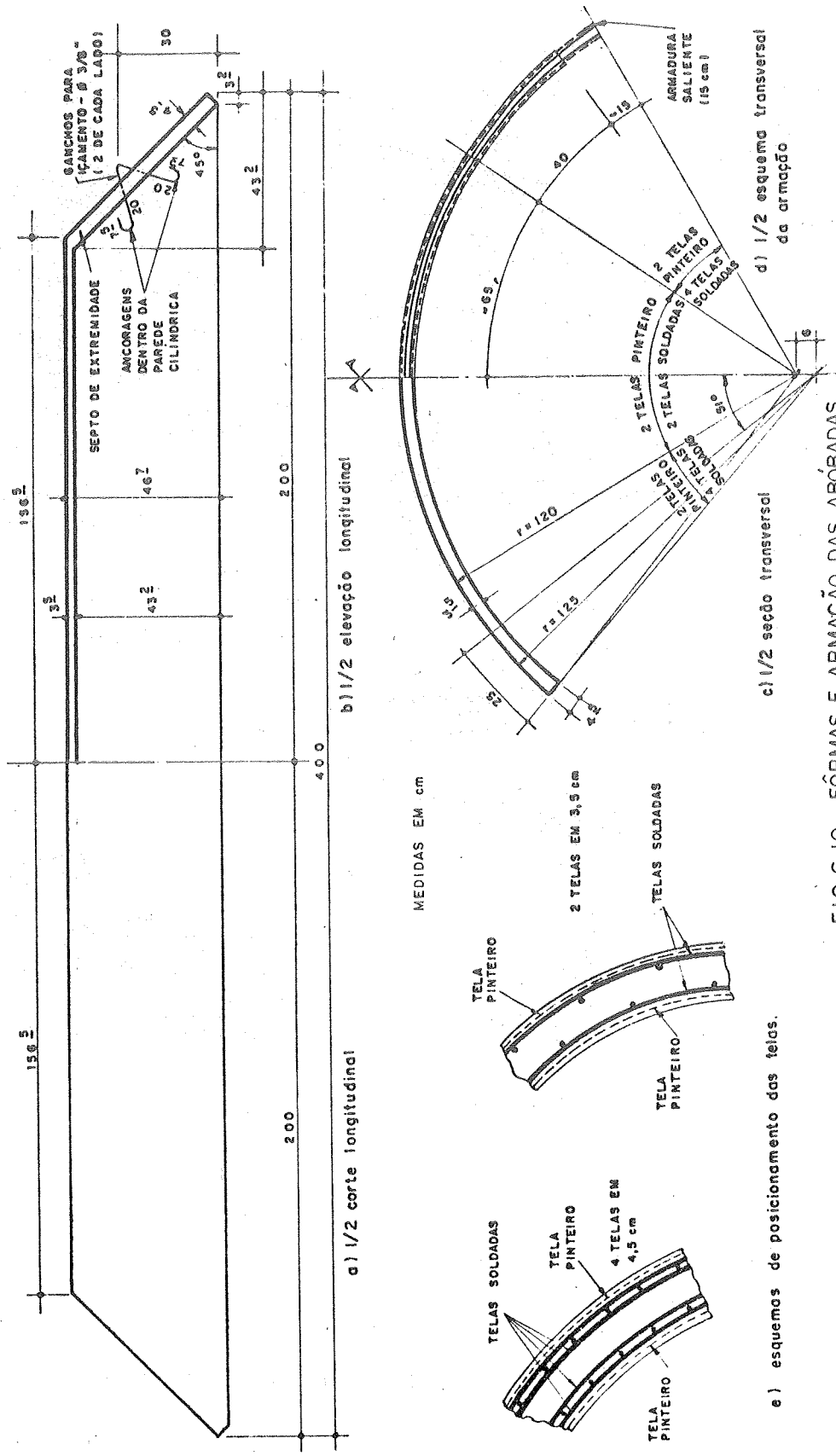
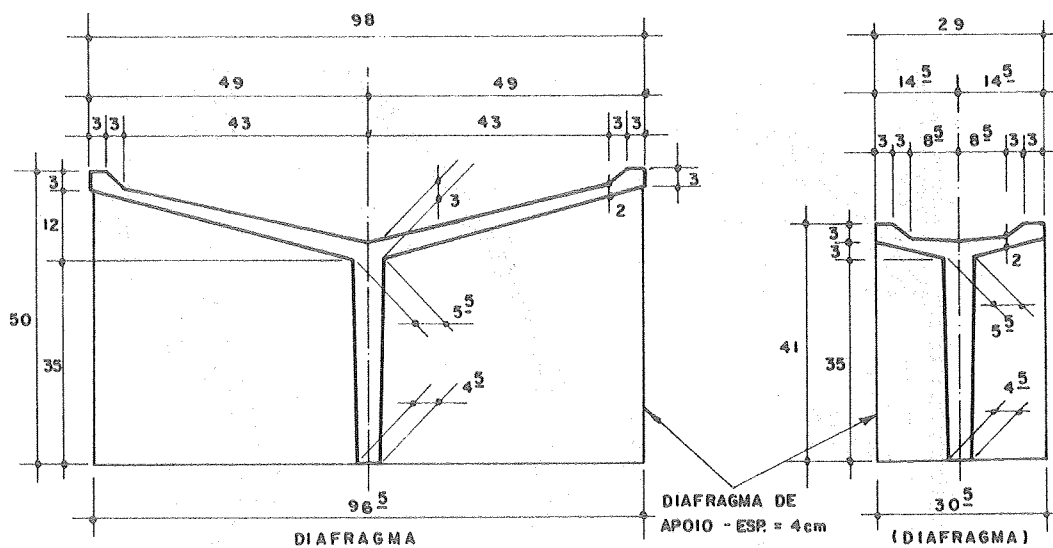
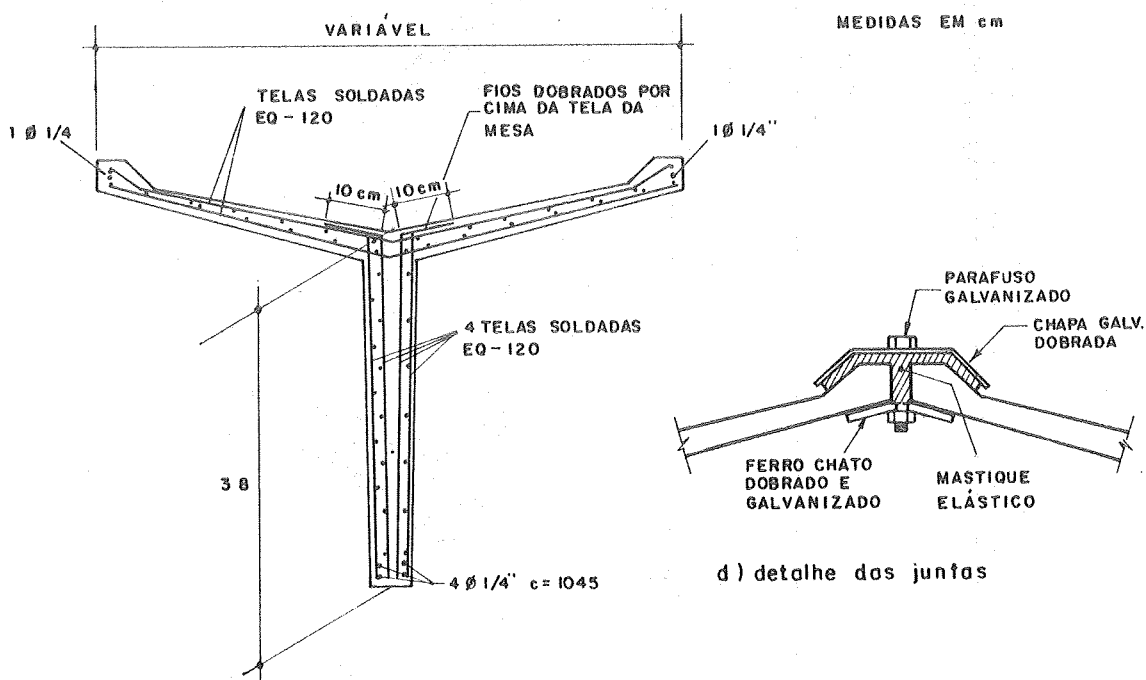


FIG. 6.10 - FÓRMAS E ARMAÇÃO DAS ABÓBADAS



a) vista da extremidade junto à parede

b) vista da extremidade junto à laje central



c) esquema transversal da armação

d) detalhe das juntas

FIG. 6.II- ESQUEMAS DAS VIGAS DE COBERTURA

A cobertura é composta na sua maior parte por vigas pré-moldadas de argamassa armada, simplesmente apoiadas no anel superior e na laje circular de concreto armado moldado no local, que se apoia em infraestrutura constituída por pilares.

Diante da exigüidade de tempo disponível para elaboração do estudo preliminar, e das incertezas com relação a processos de construção mais requintados, julgou-se conveniente manter uma certa margem de segurança para tornar possível o contorno de eventuais problemas na execução da obra, principalmente com relação à construção da parede.

Assim, previu-se concretagem no local para todas as juntas das abóbadas pré-moldadas, com dimensões consideradas suficientes para absorver imprecisões geométricas e falhas nas juntas de concretagem. Em todo o contorno das abóbadas previu-se uma faixa de 5cm penetrando na junta de concreto moldado no local, além das franjas salientes das telas, com cerca de 15cm de largura. Nas junções entre abóbadas, constituíram-se as vigas verticais, de seção transversal cujo desenho foi efetuado buscando-se definir estruturalmente os engastamentos das abóbadas, proporcionar folgas à montagem e aliviar um pouco o aspecto de robustez nas vigas, diminuindo-se a largura para 15 cm no lado externo. No pé e no topo das abóbadas, os diafragmas inclinados permitiram a execução mais fácil das juntas com os anéis inferior e superior; na parte inferior, para tornar independentes a concretagem do anel fortemente armado, da montagem das abóbadas, previu-se uma parte saliente com função essencialmente de junta de concretagem.

Com o isolamento estrutural da laje do fundo do anel inferior, pretendeu-se propiciar maior flexibilidade ao estabelecimento cronológico das etapas de construção, tendo em vista também a instalação de tubulações hidráulicas e acessórios. Além disso, poder-se-ia eventualmente empregar argamassa armada no fundo, o que se descartou para

esse primeiro protótipo, por simples questão de dosagem de aspectos inovadores; essa preocupação justificava-se pelo desconhecimento a priori do construtor que executaria a obra e seu relacionamento com a equipe de projeto, e mesmo da aceitação do estudo elaborado, por parte dos órgãos municipais e outros financiadores.

No estudo da cobertura, em consonância com o restante da construção, não se poderia adotar solução que implicasse volume exagerado de fôrmas e cimbramentos; assim, especificou-se para a parte central uma laje circular de concreto armado, de área igual a cerca de 11% da área total coberta, que serviria de apoio aos elementos pré-moldados do restante da cobertura, e também para a instalação de respiros e do alçapão de acesso ao interior do reservatório. Para as vigas de cobertura, buscou-se a compatibilidade, não somente dos vãos a vencer, como também do peso das peças pré-moldadas, com o restante da obra.

Tendo em vista os procedimentos freqüentemente adotados para o acabamento superficial das piscinas e reservatórios de argamassa armada e mesmo de concreto armado, especificou-se a pintura interna do reservatório com tinta à base de borracha clorada.

6.3.2 - Aspectos relativos à execução da obra

Pelo que se pôde observar até o presente momento, todas as premissas estabelecidas em projeto foram perfeitamente absorvidas pelo construtor, aliás com muito interesse; não houve qualquer conflito das linhas inicialmente traçadas com a prática construtiva, embora muitas modificações possam ser introduzidas em novos estudos, a partir dessa primeira experiência.

A dinâmica do processo de construção revelou-se efetivamente flexível, constituindo aspecto muito bem aproveitado pelo construtor.

A execução da limpeza do terreno e do estaqueamento foi efetuada simultaneamente com a preparação do canteiro, das fôrmas de alvenaria para as abóbadas e das fôrmas de aço para vigas de cobertura; enquanto se construíam as primeiras peças pré-moldadas e se afinava o processo de produção, foram executados o anel inferior e a laje circular central e respectiva infraestrutura. A partir daí, passou-se à montagem das primeiras abóbadas, transportadas por guindaste, que trafegava no interior do futuro reservatório, tendo em vista a dificuldade de acesso pelo lado externo, num determinado setor; após a montagem dessa parte da parede, o guindaste passou a trabalhar pelo lado de fora, o que permitiu o início da execução da laje do fundo. Concomitantemente, iniciou-se a execução do anel superior, também por partes, emendando-se as barras da armadura por meio de solda; a previsão é de que as vigas de cobertura também passem a ser montadas à medida que se complete o anel superior, e de que no momento oportuno se inicie a pintura final.

Para a concretagem das vigas verticais empregaram-se quatro jogos de fôrmas metálicas, atendendo-se perfeitamente às necessidades de execução das 48 unidades; para a laje central e o anel superior, utilizaram-se fôrmas de madeira.

As abóbadas pré-moldadas foram executadas sobre fôrmas de alvenaria, de acabamento superficial em argamassa alisada e impregnada com óleo mineral. As armaduras, pré-montadas em fôrma análoga especial para montagem, eram assentadas, empregando-se pastilhas de fibrocimento como espaçadores de cobrimento, e fixadas lateralmente com o auxílio de travas; efetuava-se então a moldagem com auxílio de vibrador de placa portátil. A regularização da superfície era efetuada com a utilização de gabarito móvel em chapa de aço, correndo sobre trilhos laterais, para posterior acabamento manual. Após a cura normal parcial durante três

dias a peça era removida, completando-se a cura por molhagem periódica ou pelo enchimento da abóbada com água.

Para a moldagem das vigas de cobertura, empregaram-se fôrmas de chapas de aço, com uma parte lateral móvel, corredeira sobre trilhos; o adensamento foi efetuado com o auxílio de motovibradores acoplados às fôrmas.

Com as fotos das figs. 6.12 a 6.15, ilustram-se os aspectos descritos sobre a execução da obra.

Observa-se entretanto, que se não houveram graves problemas de execução, isso não implica a inexistência de deficiências no projeto, o que será comentado mais adiante.

6.3.3 - Aspectos relativos ao cálculo da parede

Os esforços na parede foram calculados utilizando-se o citado processo aproximado; nas regiões mais críticas para as abóbadas, obtiveram-se os esforços transversais indicados na fig. 6.16.

Como se vê, os esforços mais desfavoráveis ocorrem na região de engastamento das abóbadas com as vigas verticais, provocando tração na face em contato com a água; observa-se entretanto que se trata de região pequena, de cerca de 35 cm de extensão, a partir do engastamento, ao longo do eixo do arco, fora da qual os momentos fletores transversais passam a provocar tração no lado externo. Nessa região de engastamento, efetuou-se aumento de espessura das abóbadas, de 3,5 cm para 4,5 cm, colocando-se quatro telas soldadas, como já se viu nas figuras anteriores.

Para que se tenha idéia da ordem de grandeza dos momentos transversais calculados, salienta-se que empregando as fórmulas sugeridas por *Logan e Shah* (equação 4.21) e *Surya Kumar e Sharma* (equação 4.22) para o cálculo do momento de fissuração correspondente à primeira fissura visível, obtiveram-se valores iguais a 2.660 Nm/m e 1.870 Nm/m,

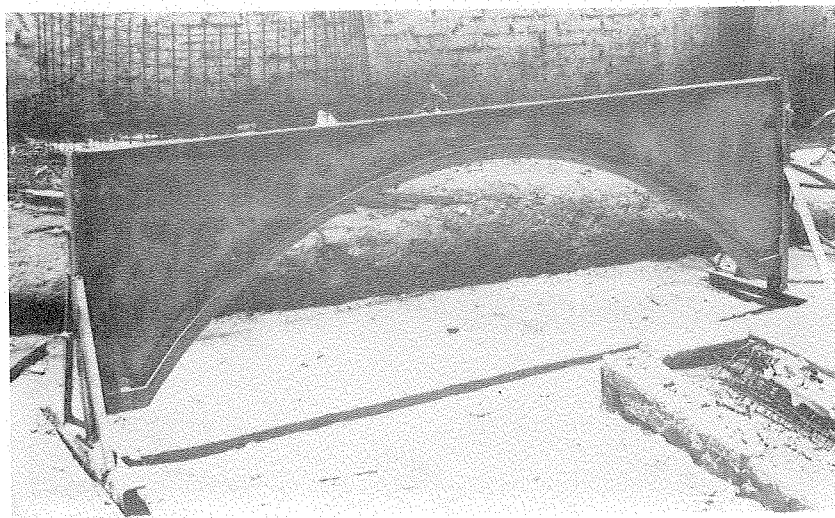
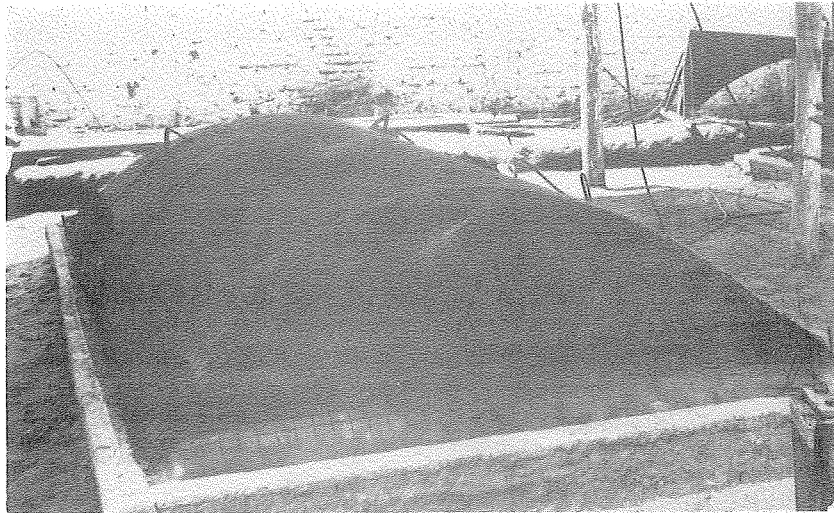
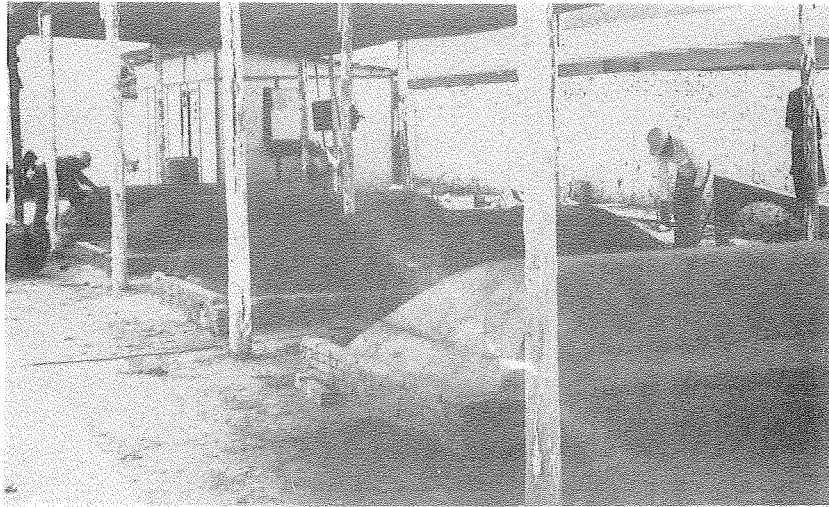


FIG. 6.12 - RESERVATÓRIO DE SÃO CARLOS - FÔRMAS

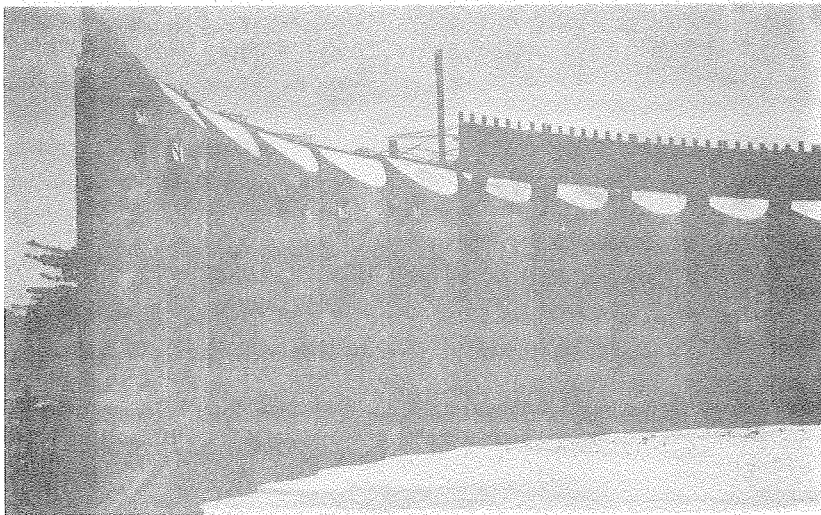
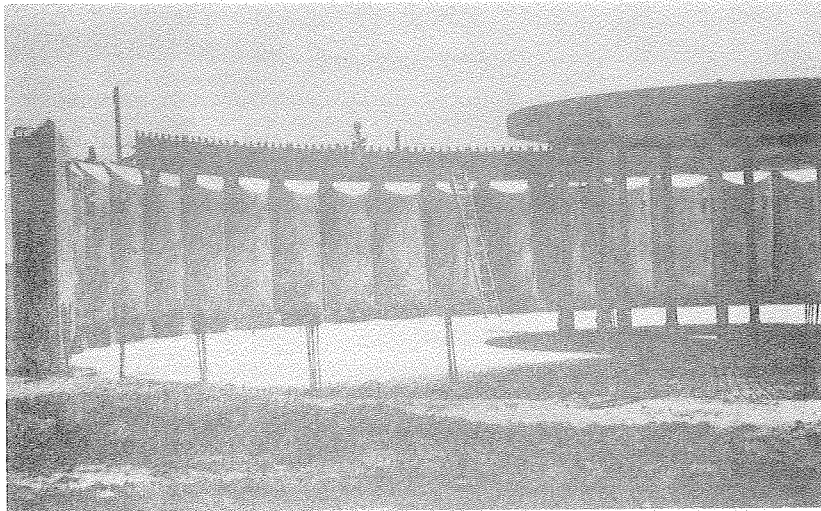


FIG. 6.13 - RESERVATÓRIO DE SÃO CARLOS - VISTAS DA PAREDE

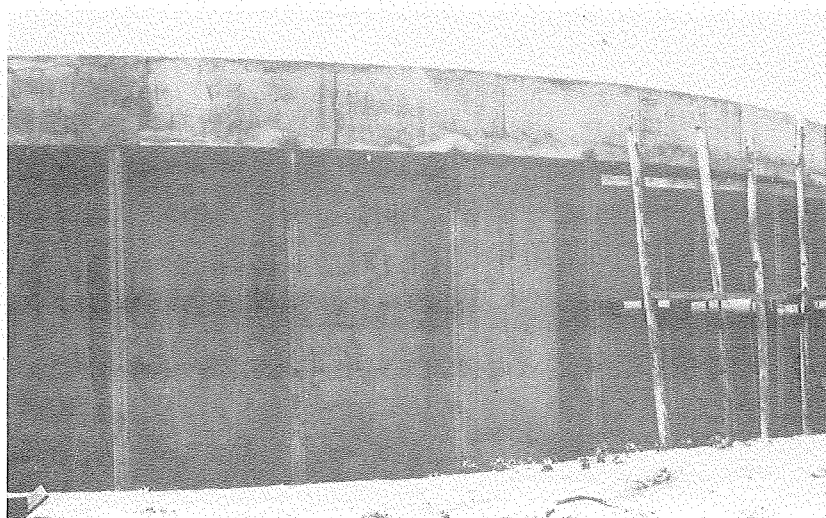
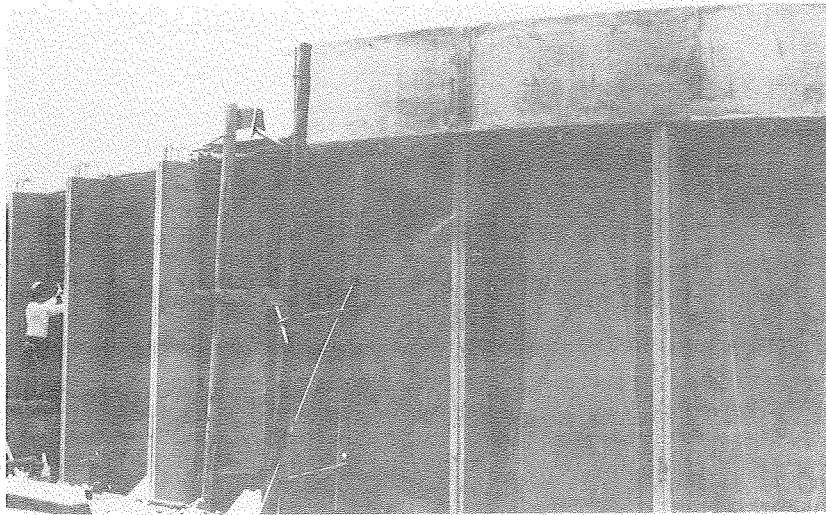
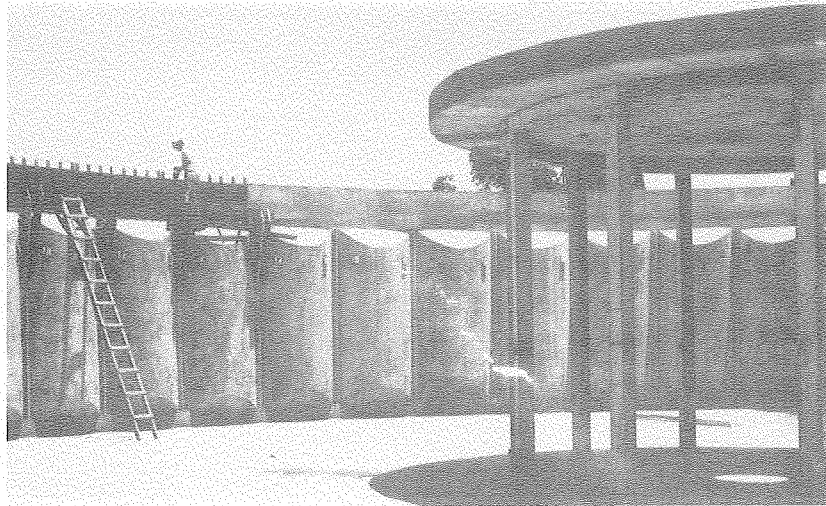


FIG. 6.14 - RESERVATÓRIO DE SÃO CARLOS - VISTAS DA PAREDE

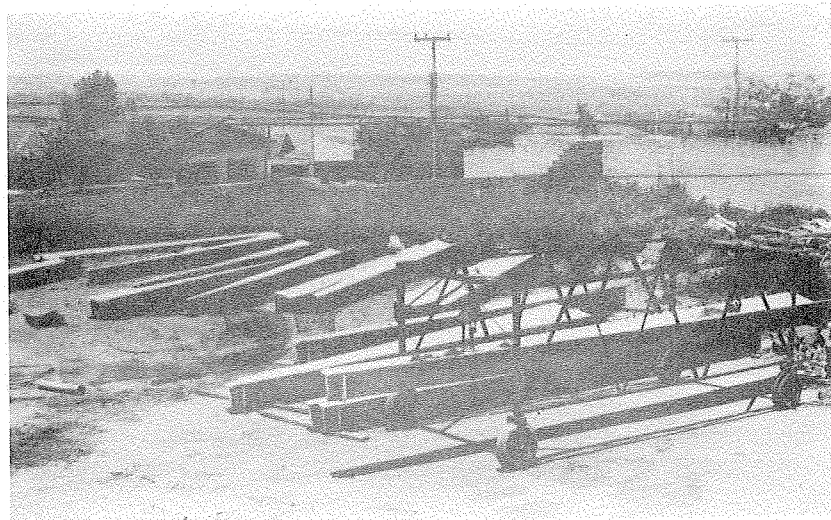
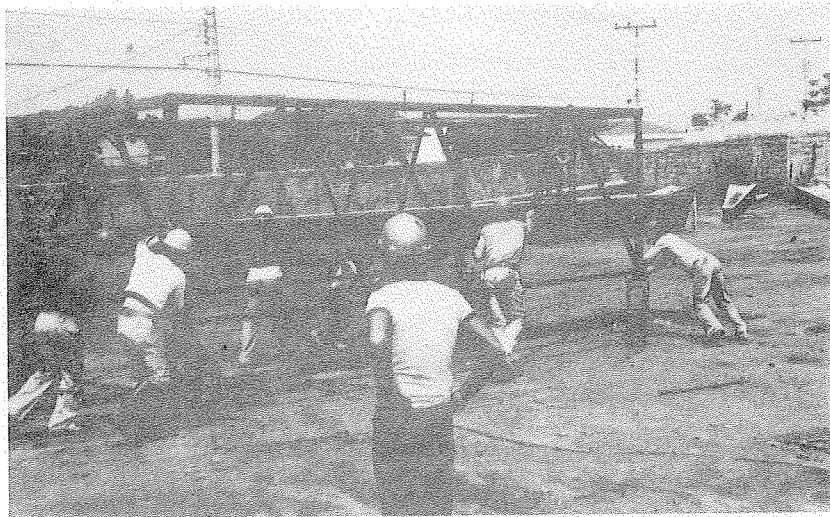
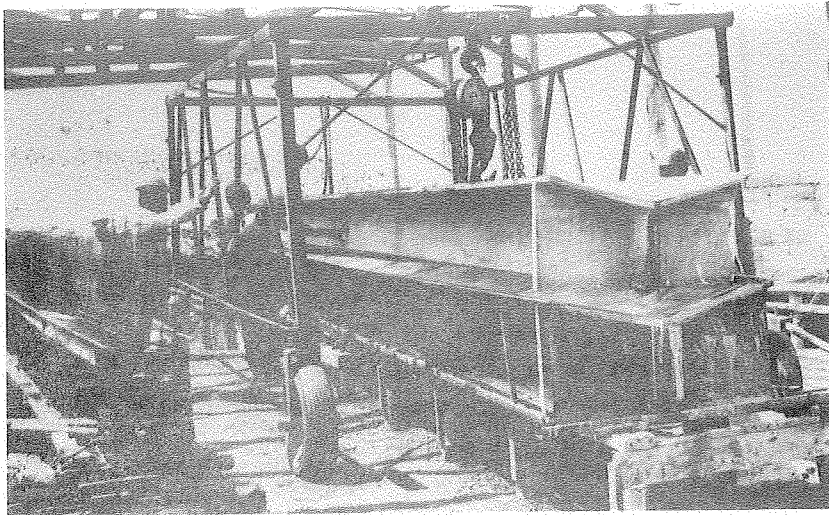
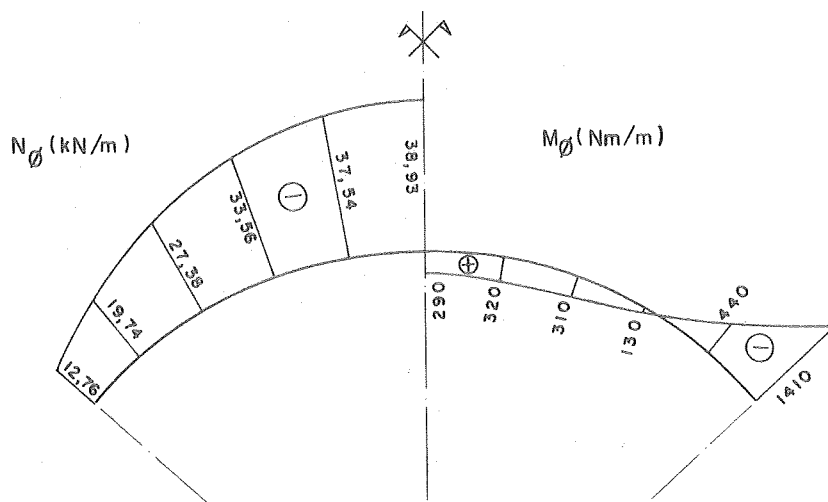


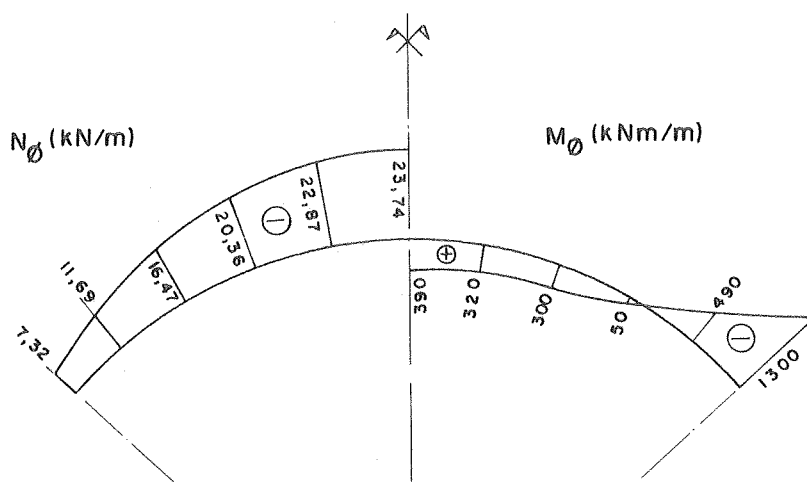
FIG. 6.15 - RESERVATÓRIO DE SÃO CARLOS - VIGAS DE COBERTURA

respectivamente, sem considerar as telas hexagonais. Portanto, mesmo desprezando-se o efeito favorável da força normal transversal, de compressão, de acordo com as fórmulas sugeridas, a expectativa inicial é de que não se atinja um estado de fissuração visível.

Calculando-se o momento de fissuração na flexão simples conforme o processo aproximado da NB-1/78, obtém-se



a) Seção junto ao pé da parede



b) Seção de deslocamento radial máximo

FIG. 6.16 - ESFORÇOS TRANSVERSAIS NAS ABÓBADAS

o valor de 1.300 Nm/m, admitindo-se $f_{tk} = 2,5$ MPa; portanto, pode-se dizer que o momento fletor transversal máximo calculado é da mesma ordem de grandeza do momento de fissuração.

Os esforços indicados na fig. 6.16 foram calculados sem a consideração de diferença de temperatura entre as faces interna e externa das abóbadas; admitindo-se diferença de $+ 15^{\circ}\text{C}$, o que se considera pouco provável em razão da pequena espessura das abóbadas, o momento transversal máximo passaria a ser igual a 1.750 Nm/m. Ainda assim, ter-se-ia valor inferior aos valores de momento de fissuração estimados de acordo com as fórmulas de *Surya Kumar e Sharma*, e *Logan e Shah*; contudo, o momento de fissuração calculado de acordo com o procedimento simplificado da NB-1/78 seria ultrapassado de 35%.

Estimando-se as aberturas de fissuras de acordo com expressões fornecidas no capítulo 4, tomando-se o valor do momento transversal igual a 1.750 Nm/m, obtêm-se:

- a) equação 4.32: $w_m = 0,098$ mm;
- b) equação 4.34: $w_{m\acute{a}x} = 0,14$ mm;
- c) equação 4.35: $w_m = 0,073$ mm.

Portanto, conforme essas estimativas, poder-se-ia esperar aberturas máximas da ordem de 0,15 mm, em princípio inadmissíveis para a argamassa armada. Entretanto, a expectativa não chega a ser tão pessimista assim, tendo em vista os seguintes aspectos:

- considera-se pouco provável a ocorrência de momento transversal máximo igual a 1.750 Nm/m;
- no cálculo da abertura de fissuras desprezou-se o efeito da força normal de compressão;
- os momentos máximos são da mesma ordem de grandeza dos momentos de fissuração estimados pelas equações

4.21 e 4.22;

- não se considerou a contribuição da tela hexagonal, colocada como armadura de pele, tendo em vista o espaçamento relativamente grande dos fios das telas soldadas;
- no próprio cálculo da parede os deslocamentos radiais dos anéis foram superestimados, o que induz à obtenção de esforços mais desfavoráveis também nas abobadadas.

A expectativa então é de que efetivamente não haja fissuração prejudicial, levando-se em conta também que se especificou impermeabilização com película deformável.

Com relação ao cálculo de viga, observa-se que considerando-se a seção transversal de material homogêneo e elástico, a tensão normal máxima de tração é de 2,9 MPa, e a de compressão 3,0 MPa, valores portanto muito baixos; as vigas verticais foram armadas com base em verificação no estado limite último. As tensões tangenciais também limitaram-se a valores baixos, com máximo de 2,4 MPa.

Evidentemente, procurou-se nesse primeiro estudo manter uma certa margem de segurança com relação também ao cálculo, sem comprometer a viabilidade econômica; em estudos futuros, será obrigatória uma revisão geral dos critérios empregados no cálculo.

6.3.4 - Descrição geral dos reservatórios de Americana

Essencialmente com as mesmas características do reservatório de São Carlos, estão também em fase final de construção dois reservatórios para 900 m³ de água cada um.

A exigência inicial era de um reservatório com capacidade total de 1.800 m³, compartimentado duas metades devido às necessidades operacionais, para o que já havia

proposta orçamentária baseada em estrutura de concreto armado. Diante do estudo de reservatório com parede ondulada, os interessados optaram pela execução de duas unidades independentes desse tipo, comprovando que ainda assim obter-se-ia economia de ordem de 30% com relação à proposta inicial; além disso, previa-se ampliação futura da capacidade de armazenamento, e isso poderia ser efetuado acrescentando-se módulos de 900 m³.

A parede de cada reservatório é composta por trinta abóbadas de dimensões praticamente iguais às do reservatório de São Carlos. A única diferença qualitativa reside na cobertura onde, tendo em vista o diâmetro menor dos reservatórios, empregam-se placas pré-fabricadas protendidas, apoiadas sobre uma infraestrutura, de pilares e vigas, e o anel superior; como as placas são fornecidas na forma retangular, previu-se o corte das extremidades apoiadas sobre o anel circular, efetuando-se a concordância geométrica.

Nas figs. 6.17 e 6.18 ilustram-se alguns aspectos da construção dos reservatórios de Americana.

6.4 - DESENVOLVIMENTO

O próximo passo no desenvolvimento do presente tema de pesquisa deve ser dado no sentido de se reavaliar com detalhe toda a experiência realizada, inclusive com a observação dos reservatórios em operação plena.

Parece clara a potencialidade desse tipo estrutural, onde muitos aspectos merecem exploração, como por exemplo o emprego da protensão nas vigas verticais e nos anéis, da autoprotensão já utilizada pelos Reimbert, e de variantes na cobertura.

Tendo em vista que, nos reservatórios ao nível do solo em especial, as exigências de caráter hidráulico

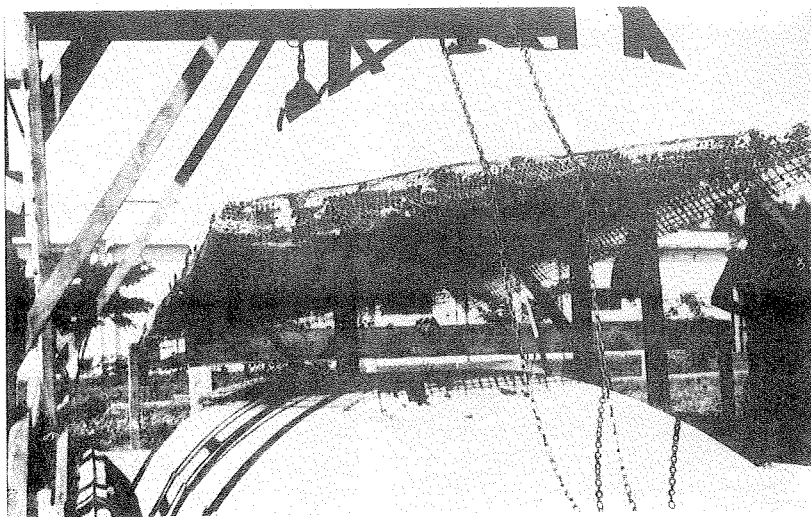
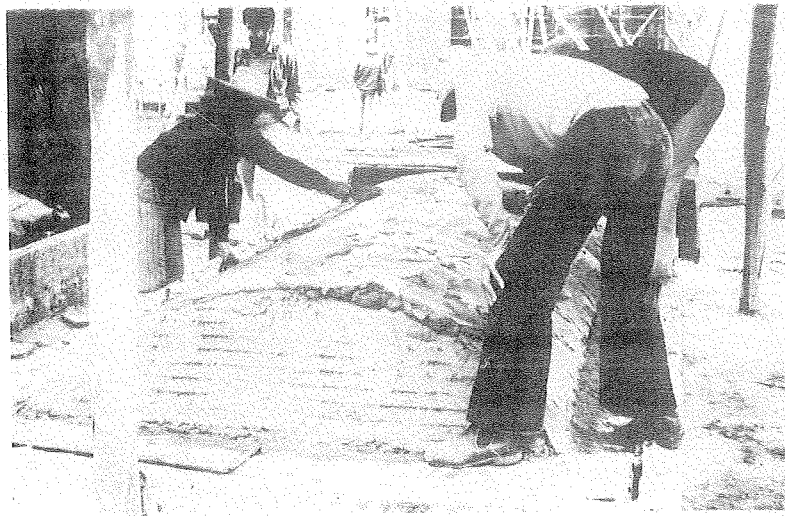


FIG. 6. 17 - RESERVATÓRIOS DE AMERICANA - MOLDAGEM

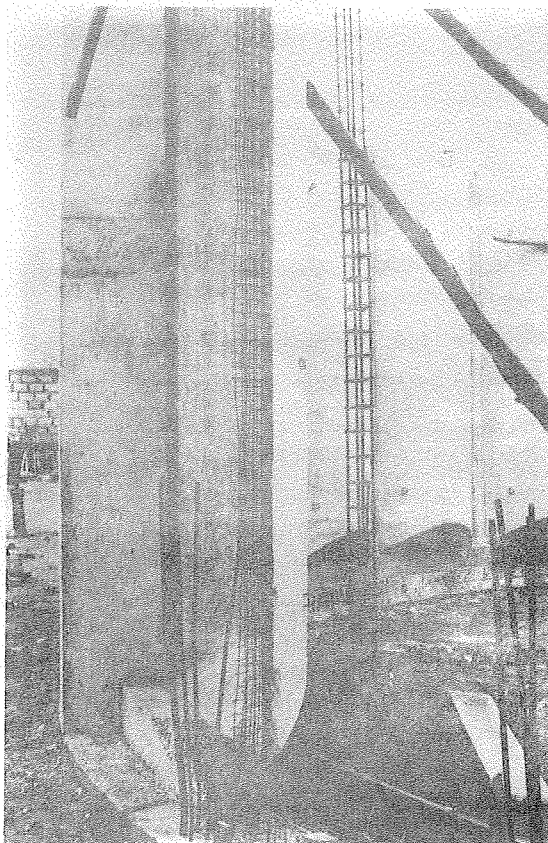
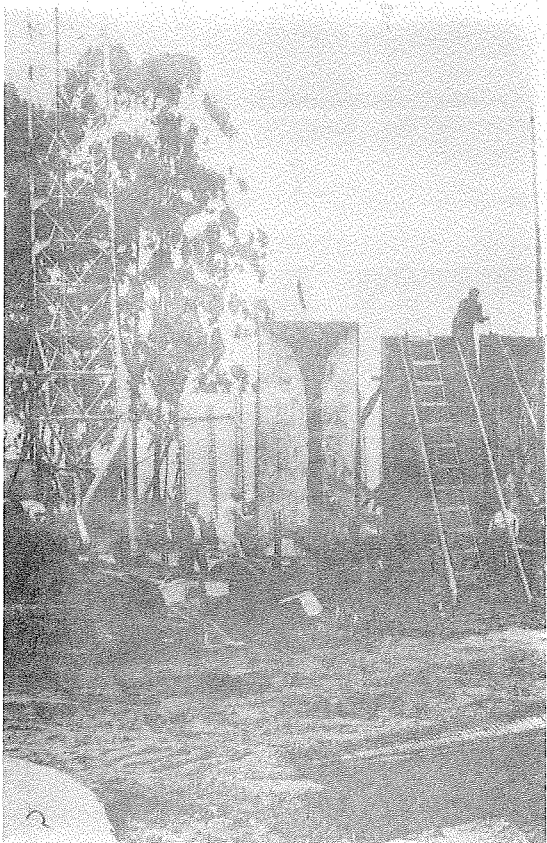
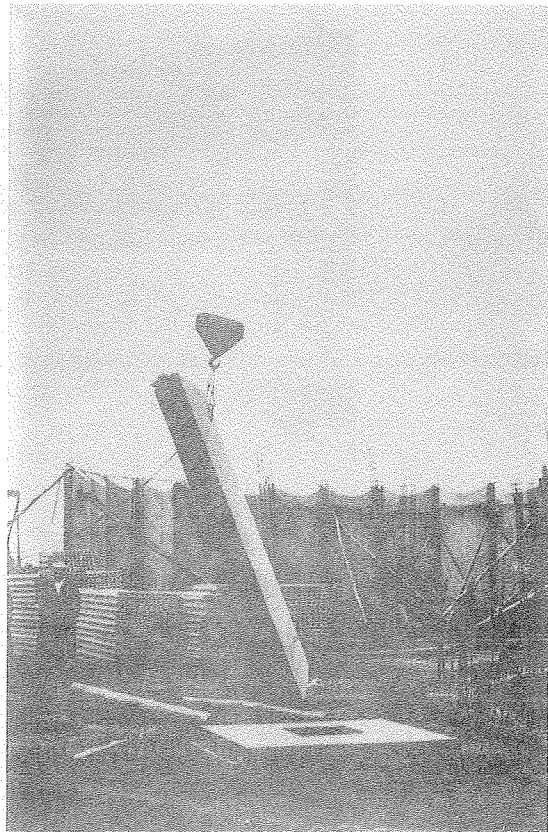
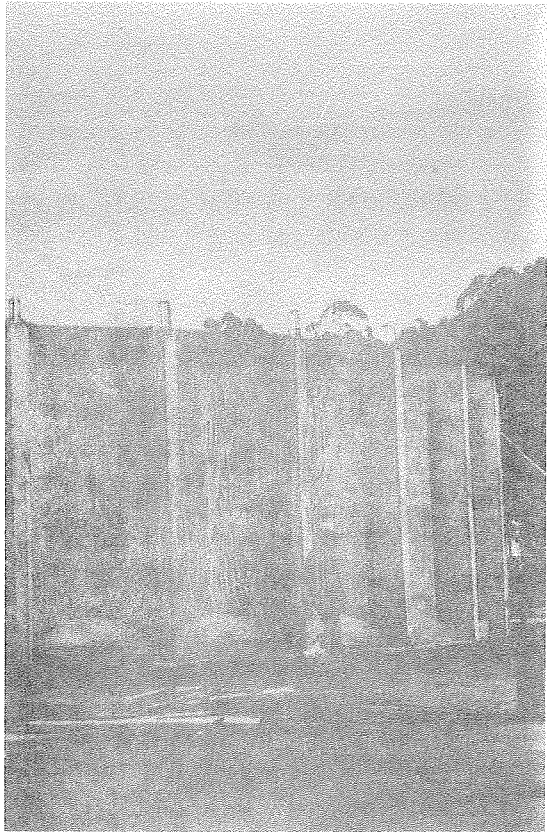


FIG. 6.18 - RESERVATÓRIOS DE AMERICANA - VISTAS E MONTAGEM

não são em geral predominantes, cabendo na maioria das vezes ao projetista da estrutura a fixação de dimensões, é interessante que se estude um sistema particular de construção, otimizado, que baseado em elementos típicos como abóbadas e vigas verticais, torne possível a racionalização da construção de reservatórios de variadas capacidades de acumulação. Nesse caso, parece válido realizar ensaios sobre modelos de elementos modulados, analisando-se em detalhe as características de desempenho próprias, assim como das junções.

Com relação às abóbadas, é possível que com desenho mais adequado se consiga executar de modo mais fácil as junções, com concreto moldado no local, com adesivos, ou mesmo com juntas elásticas, empregando-se perfis industrializados de elastômeros. Como já se observou, embora não tenham ocorrido graves problemas de execução em toda a obra, a construção da parede pode ser bastante melhorada com relação às juntas das abóbadas com as vigas verticais e com os anéis; para a execução do anel superior, principalmente, são necessárias fôrmas relativamente complicadas, que poderiam ser melhoradas ou mesmo eliminadas com desenho estrutural mais adequado.

Para a cobertura devem ser estudadas alternativas além das empregadas, como por exemplo, as estruturas pênseis, ou em casca composta por elementos pré-moldados. No caso da cobertura do reservatório de São Carlos, salienta-se que a solução adotada não agradava muito, desde o princípio; de fato, o número excessivo de peças acabou tornando a construção destas atividade crítica no cronograma de execução. Entretanto, é possível que com alguns retoques se eliminem esse e outros aspectos desfavoráveis relativos à construção.

Tratando-se de reservatórios elevados, é necessário que se estude um processo de construção da infraestrutura compatível com o empregado na execução da cuba; nesse caso parecem interessantes as idéias da laje de fundo pla

na servindo como plataforma de trabalho para montagem da parede, assim como a de elevação posterior, entre outras, comentadas assim como a de elevação posterior, entre outras, comentadas no trabalho de *Hanai*⁹⁸.

Quanto ao cálculo de esforços, se o processo aproximado se justificava para o projeto de obras isoladas, tratando-se de sistematização é conveniente que se empreguem processos mais precisos, sobre os quais, aliás, já existem estudos em andamento por parte de outros pesquisadores.

Finalmente, com relação aos custos, considerando-se o entusiasmo demonstrado pelos construtores dessas primeiras experiências, a expectativa é das mais otimistas.

CAPÍTULO 7 PONTILHÕES E PASSARELAS

Como já se salientou anteriormente, a aplicação da argamassa armada em pontilhões rodoviários e passarelas para pedestres constitui outro tema de pesquisa ao qual o autor do presente trabalho tem se dedicado em particular.

Apresentam-se neste capítulo as atividades desenvolvidas até o presente momento, referentes ao projeto de uma ponte experimental com superestrutura composta por vigas pré-moldadas de argamassa armada, e à execução de ensaios sobre um modelo de viga, em laboratório; as conclusões parciais que podem ser estabelecidas no momento, e as perspectivas dessa aplicação.

7.1 - ANTECEDENTES

A idéia de se aplicar a argamassa na construção de pontilhões e passarelas já era cogitada há muito tempo pelos pesquisadores do Grupo de São Carlos; contudo, diante de outros tantos planos de pesquisa em andamento na época, inclusive sobre outros assuntos, deixou-se de efetuar maior concentração de esforços no campo. A concretiza

ção de trabalhos sobre esse tema só pôde ter início em meados de 1979, com a elaboração do já citado plano de pesquisa voltado inicialmente ao estudo mais intensivo do emprego da argamassa armada em pontilhões, galerias, reservatórios e silos.

Com a apresentação desse plano à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, obteve-se o apoio financeiro para a execução da parte experimental do estudo de pontilhões e passarelas, em laboratório; o apoio dessa entidade foi fundamental também para a construção de equipamentos da laje de reação do Laboratório de Estruturas da EESC, essenciais para a execução deste e de outros planos de pesquisa com experimentação de estruturas.

Pontilhões, passarelas e galerias, são construções que, numa primeira visão, do ponto de vista de aplicações no meio urbano, merecem atenção especial pela frequência com que surgem as necessidades de travessia e de canalização de córregos de fundo de vale, decorrentes de todo o processo de expansão urbana.

Tratando-se especificamente dos pontilhões e das passarelas, o objetivo fixado desde o início era o de atender a necessidades urbanas, em particular das cidades de pequeno e médio porte, e eventualmente a outras no meio rural. Justifica-se essa premissa estabelecida pelo fato de que não se pretendia, pelo menos em princípio, criar uma tecnologia de modo geral substitutiva de outras que empregassem outros materiais, como o concreto, mas sim desenvolver uma alternativa em argamassa armada, que seria de grande interesse em situações particulares.

Assim, nas cidades pequenas e médias, o emprego da argamassa armada permitiria a racionalização da construção de pontes de pequeno vão, introduzindo-se técnicas como a pré-moldagem, e a padronização das pequenas obras-de-arte ao longo dos fundos de vale, sem que isso implicasse a necessidade de tecnologia mais requintada, como por exemplo a protensão. Portanto, as soluções poderiam se dar a

nível local, possivelmente com a própria administração municipal assumindo a execução das obras.

Ou seja, o objetivo estabelecido foi de adicionar, às já bastante desenvolvidas técnicas de construção de pontes com elementos pré-moldados, a versatilidade da argamassa armada, permitindo o emprego, sob circunstâncias particulares, de soluções estruturais de nível técnico mais elevado, cuja utilização ainda se limita às grandes obras ou às regiões próximas dos grandes centros tecnológicos.

O próprio início do trabalho proposto despertou o interesse por parte de colegas profissionais ligados à administração municipal, o que acabou por desencadear um acordo de colaboração com a Prefeitura Municipal de São Carlos, para elaboração do projeto e assessoria durante a construção de uma ponte experimental no interior do perímetro urbano.

Assim, decidiu-se pela conjugação dessas duas atividades, a de pesquisa em laboratório e a de execução de um protótipo experimental, procedimento sem dúvida dos mais salutares para a avaliação das possibilidades dessa aplicação.

7.2 - PROJETO DA PONTE EXPERIMENTAL

7.2.1 - Local de implantação

O local determinado para implantação da ponte experimental situa-se na Rua Miguel Petroni, sobre o córrego do Monjolinho, no perímetro urbano de São Carlos, prevendo-se a substituição de ponte existente com estrado de madeira. Trata-se de via de acesso a bairros em acelerado desenvolvimento, com intensidade de tráfego já bastante alta, tornando necessária a substituição da estrutura existente, de largura insuficiente e de difícil manutenção em razão de seu estado precário.

Ainda assim, a nova ponte de argamassa armada, com llim de vão, manteria um certo caráter provisório, tendo em vista a sua localização no cruzamento em nível da rua direcionada ao longo de seu eixo com duas avenidas marginais do córrego do Monjolinho, de tráfego supostamente expresso no futuro; essa situação exigiria a longo prazo uma nova solução em termos viários.

O local escolhido, praticamente nos limites do Campus de São Carlos da Universidade de São Paulo, seria de acesso fácil e rápido, permitindo de maneira bastante cômoda não somente o acompanhamento da execução da obra, como também a inspeção periódica da estrutura.

7.2.2 - Projeto da infraestrutura

Em primeiro lugar, analisou-se a possibilidade de aproveitamento da estrutura de apoio existente, constituída por muros de pedra argamassada, que deveriam ser ampliados para o alargamento do tabuleiro. Em função de considerações diversas, sobre a ausência de informações mais completas sobre a construção existente, a incerteza quanto à sua estabilidade em decorrência da construção dos apêndices necessários para o alargamento, a drenagem deficiente na região e o aumento do tráfego nas avenidas marginais, próximas aos encontros, e finalmente, a ruína da infraestrutura de ponte situada a cerca de 200m do local escolhido, possivelmente a carretada pela deficiência da drenagem superficial, decidiu-se pela demolição dos muros existentes e construção de nova infraestrutura.

Quanto às características do sub-solo na região, a execução de sondagens de reconhecimento e a observação visual de trechos próximos ao local revelaram a existência de basalto a pequena profundidade, cerca de 5m, permitindo o emprego de fundações diretamente apoiadas sobre a rocha.

Estudaram-se alternativas de projeto da infraes-

trutura, sendo que numa das variantes analisou-se a possibilidade de construção de encontros de gravidade, com o emprego de elementos pré-moldados de concreto constituindo o chamado muro "em fogueira" ("crib-wall"), solução que revelou interessantes vantagens do ponto de vista econômico e de técnica de construção, para pequenas obras; entretanto, para sua utilização seriam necessários estudos mais demorados, principalmente com relação à sua rigidez e às características do material de enchimento, o que levou à preferência pela adoção de tipo usual de infraestrutura, pelo menos para a obra em questão.

Adotaram-se então encontros de concreto armado moldado no local, constituídos por muros e alas laterais sobre sapatas diretamente apoiadas sobre rocha, como se observa nos esquemas das figs. 7.1 e 7.2. O cálculo de esforços e o dimensionamento das estruturas foram efetuados conforme os processos usuais.

7.2.3 - Projeto da superestrutura

7.2.3.1 - Características gerais

De acordo com especificações da Prefeitura Municipal, a largura da ponte foi fixada em 13,20m, sendo 8,00m de leito carroçável e 2,60m para cada passeio lateral. O comprimento total da obra resultou em 17,10m de comprimento, incluindo-se as lajes de aproximação com 3,00m cada e a superestrutura simplesmente apoiada com 11,10m de comprimento, como se vê nas figs. 7.1 e 7.2.

A superestrutura é composta por onze vigas pré-moldadas de argamassa armada, simplesmente apoiadas, com comprimento de 11,00m e altura de 70cm, interligadas pela laje de tabuleiro de concreto armado moldado no local, de 18cm de espessura, resultando altura total da superestrutura igual a 88cm (figs. 7.3 e 7.4). Adotou-se um único ti

po de viga pré-moldada, inclusive sob os passeios, evitando-se a especificação de outros tipos, com o objetivo de se simplificar a execução, considerando-se também que se trataria de obra única no gênero e não de conjunto de obras análogas; com isso, conseguiu-se também chegar a uma boa distribuição transversal das cargas.

Os passeios são constituídos pela sobrelevação do tabuleiro nas faixas laterais, ganhando-se assim espaço para passagem de tubulações de serviços urbanos, entre o guarda-rodas e a base do guarda corpo. O guarda-corpo, por sua vez, foi projetado também em argamassa armada, constituindo-se de elementos pré-moldados de aspecto parecido com aqueles existentes, de madeira. Com função de acabamento estético e de anteparo lateral para concretagem da laje de tabuleiro, foram previstas testeiras de fachada lateral, constituídas por placas pré-moldadas de argamassa armada.

7.2.3.2 - Características das vigas pré-moldadas

A seção transversal típica das vigas pré-moldadas, esquematizada nas figs. 7.3 e 7.4, mostra a sua composição por chapas inclinadas de 54° com relação à horizontal, de 35mm de espessura, com formato intermediário entre o V e o U; os engrossamentos nas partes superior e inferior, chegando a 70mm de espessura, são necessários para obtenção de maior área de compressão na seção das vigas pré-moldadas, e de espaço para alojamento da armadura suplementar de tração, respectivamente.

Essa seção transversal foi adotada após a elaboração de tentativas com outros tipos, inclusive testando experimentalmente processos de moldagem com conformação pós-moldagem parcial, e com fôrmas bilaterais; o insucesso dessas experiências levou ao reestudo das seções, optando-se finalmente pela atual, que ainda assim revelou deficiências diversas, como se verá mais adiante.

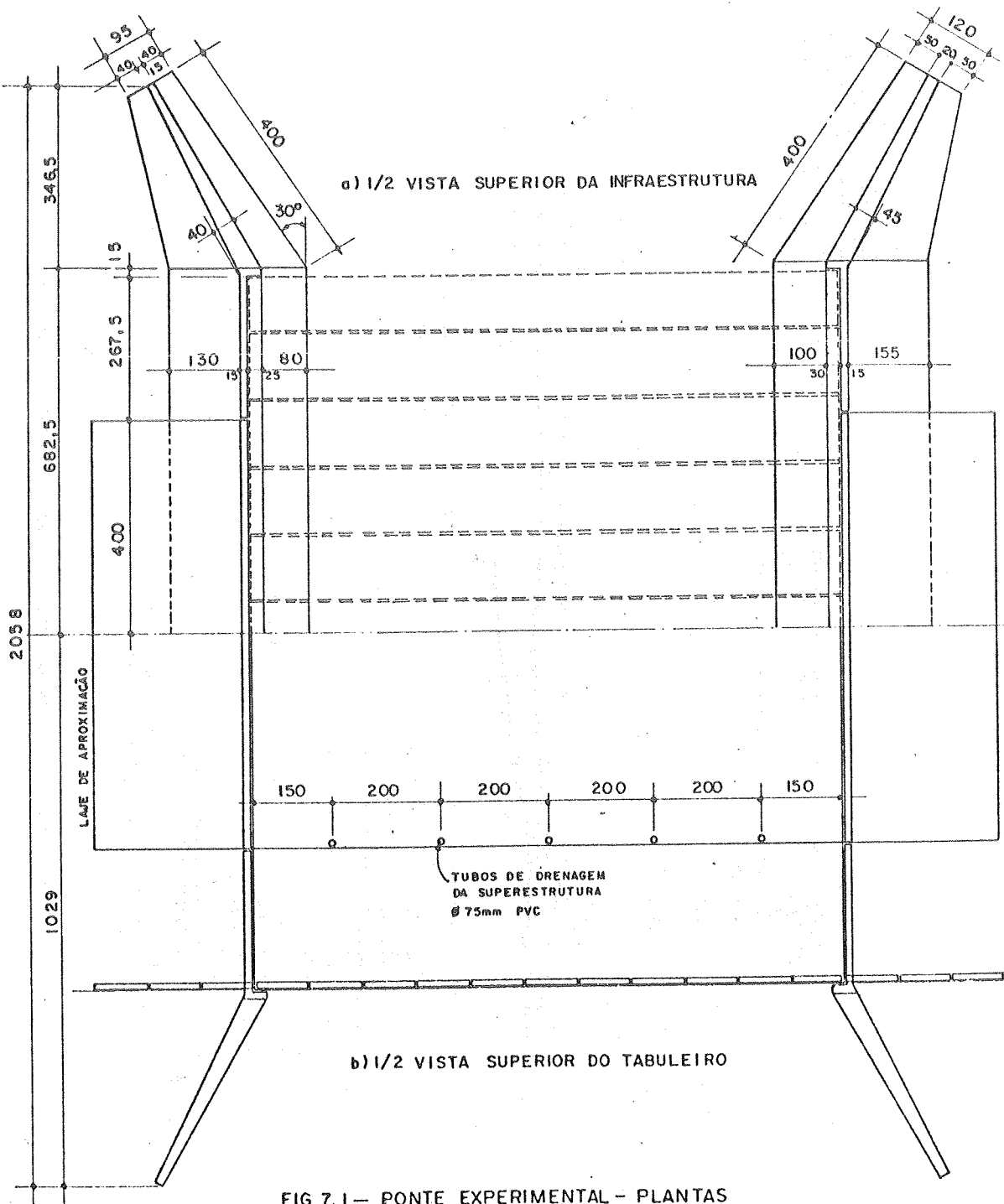


FIG. 7.1 — PONTE EXPERIMENTAL — PLANTAS

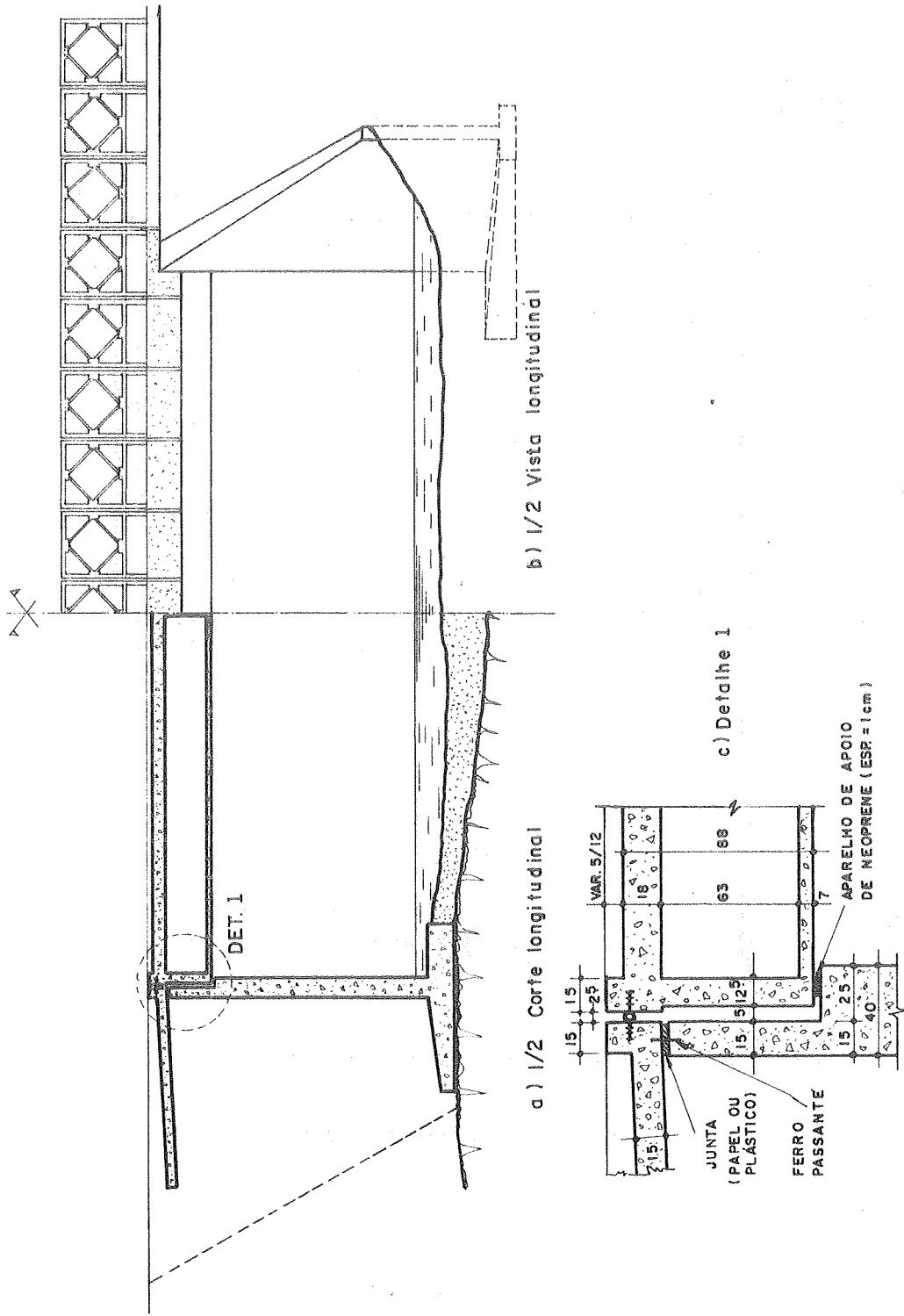


FIG. 7.2 - PONTE EXPERIMENTAL - CORTE E VISTA LONGITUDINAIS

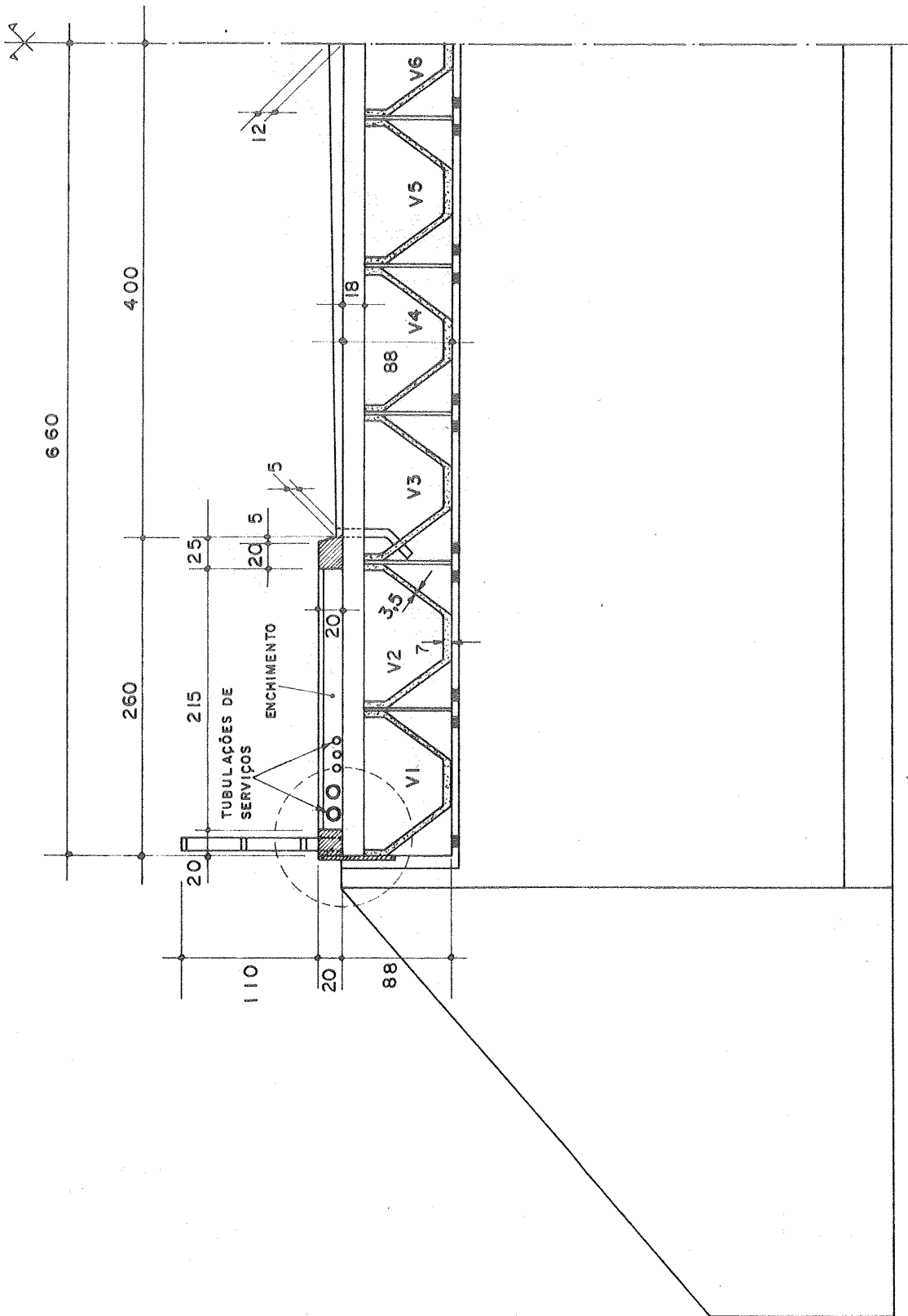
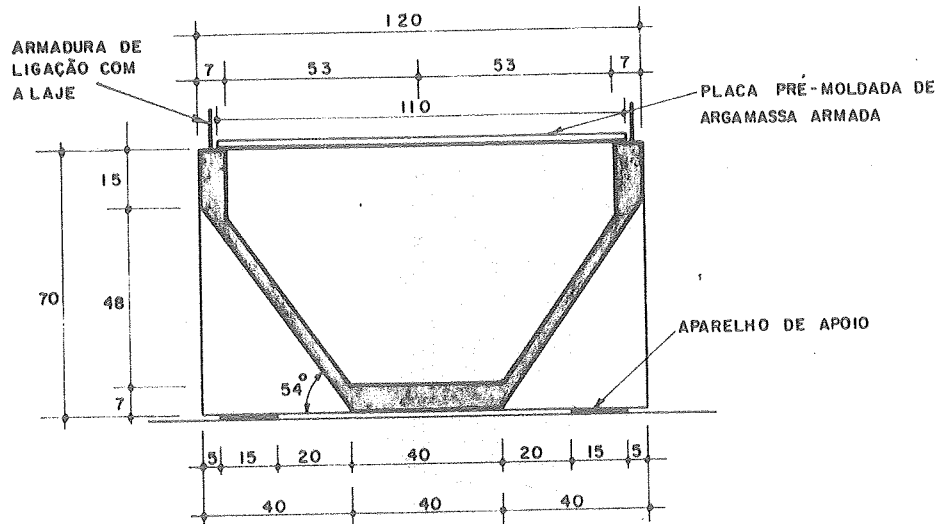
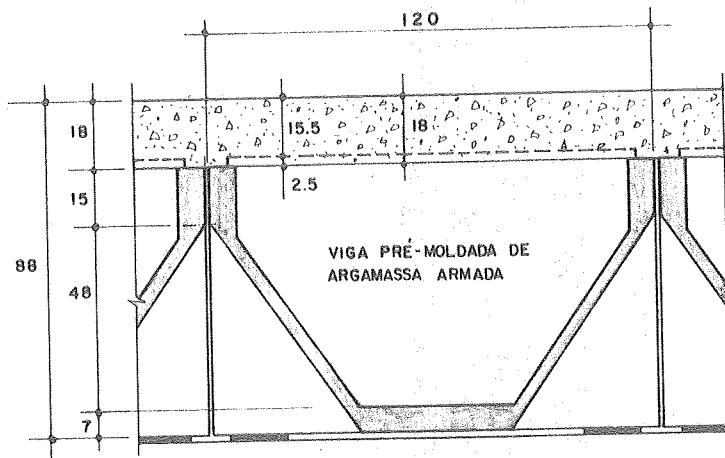


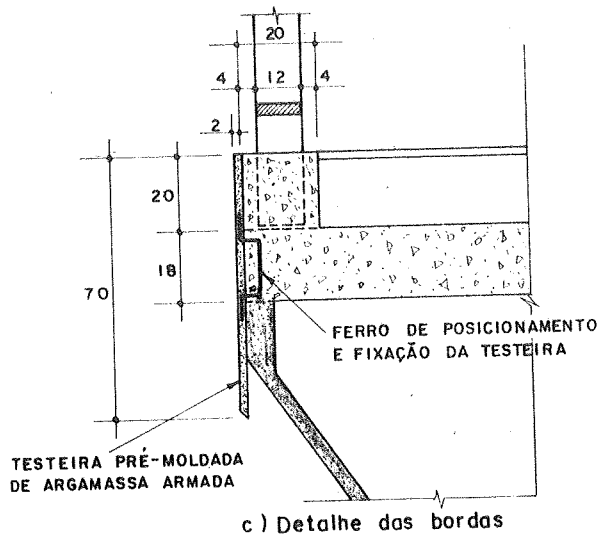
FIG. 7.3 - PONTE EXPERIMENTAL - 1/2 CORTE TRANSVERSAL



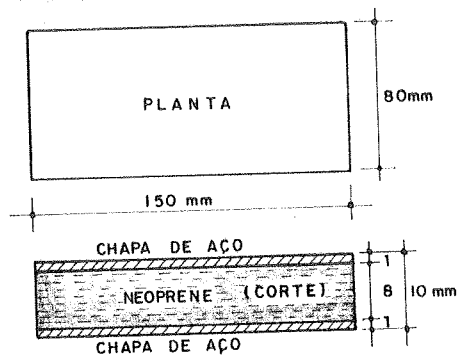
a) Seção transversal da viga pré-moldada



b) Detalhe da seção transversal

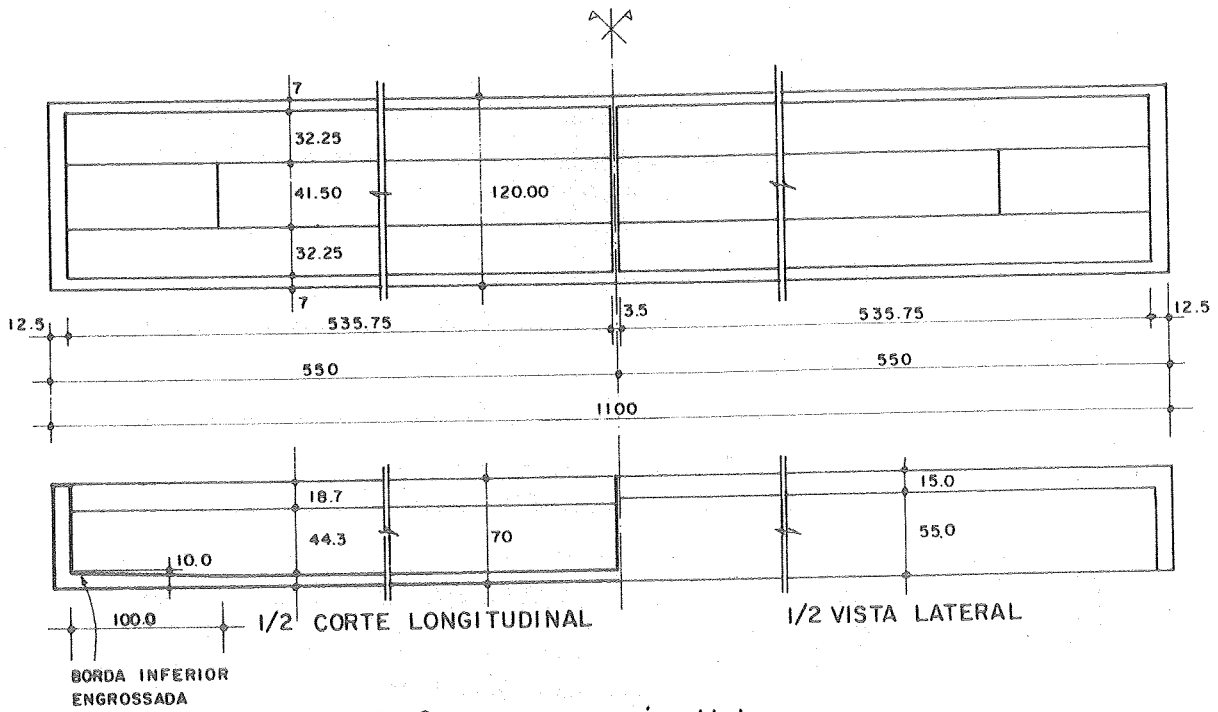


c) Detalhe das bordas

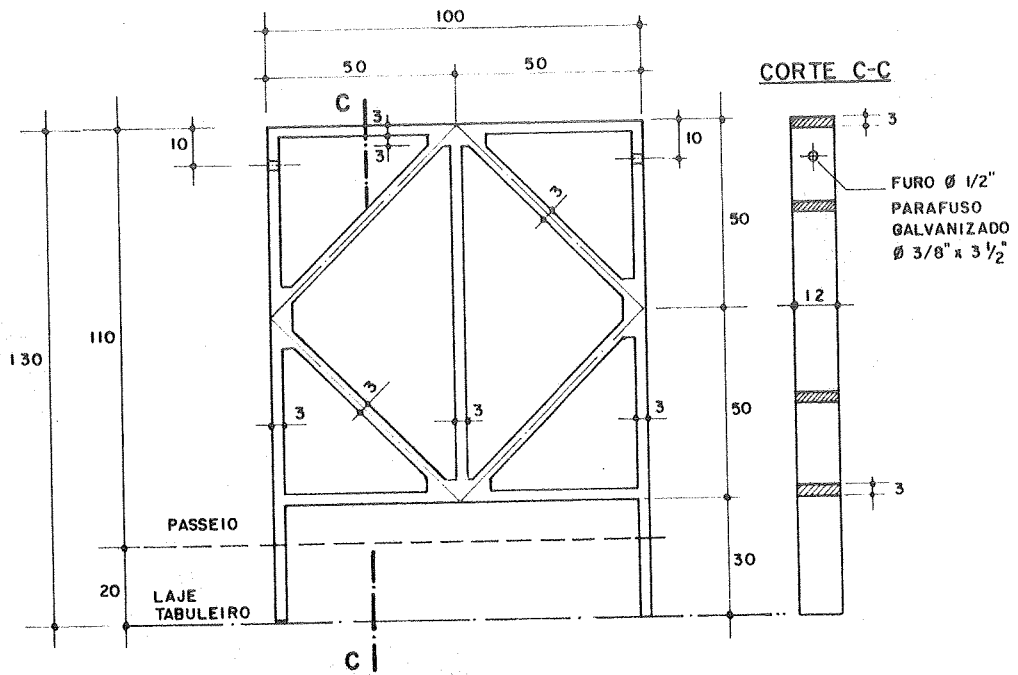


d) Aparelhos de apoio

FIG. 7.4 - PONTE EXPERIMENTAL - DETALHES

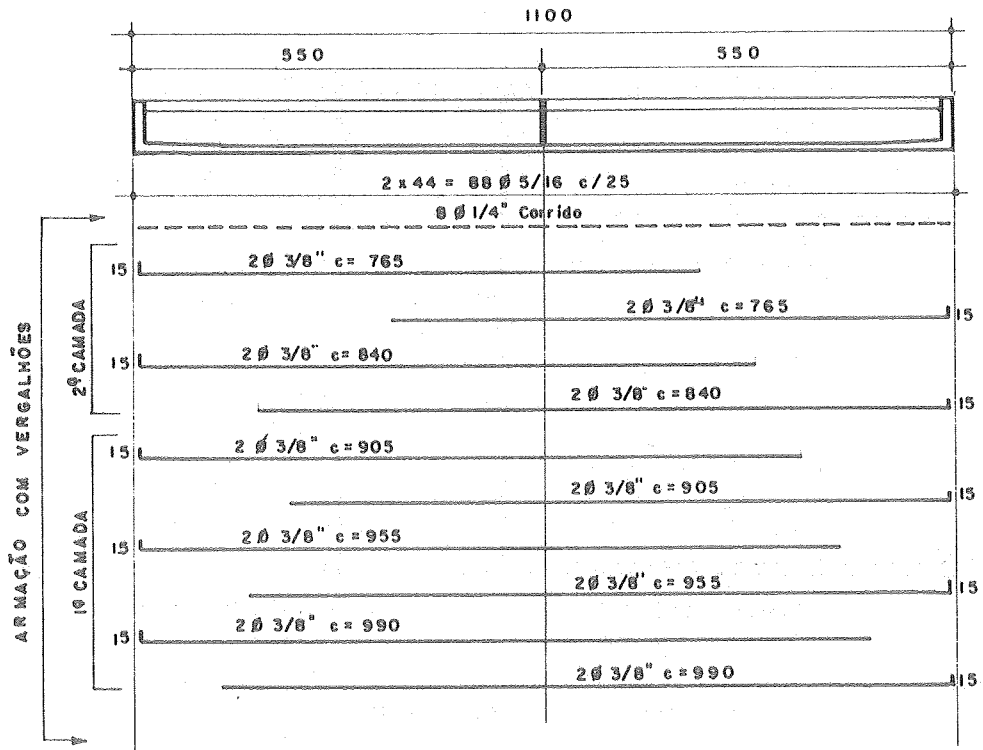


a) Fôrmas da viga pré-moldada

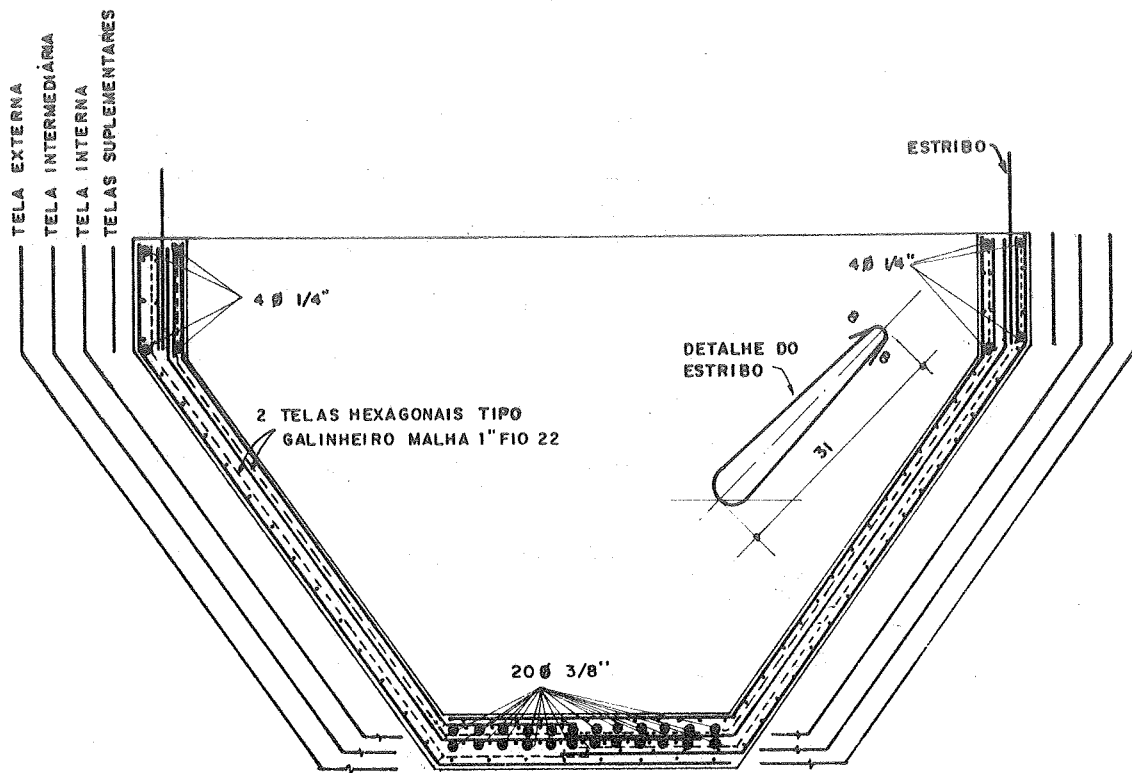


b) Esquema do guarda-corpo pré-moldado

FIG. 7.5 - PONTE EXPERIMENTAL - FÔRMAS DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS E ESQUEMA DAS PEÇAS DO GUARDA-CORPO.

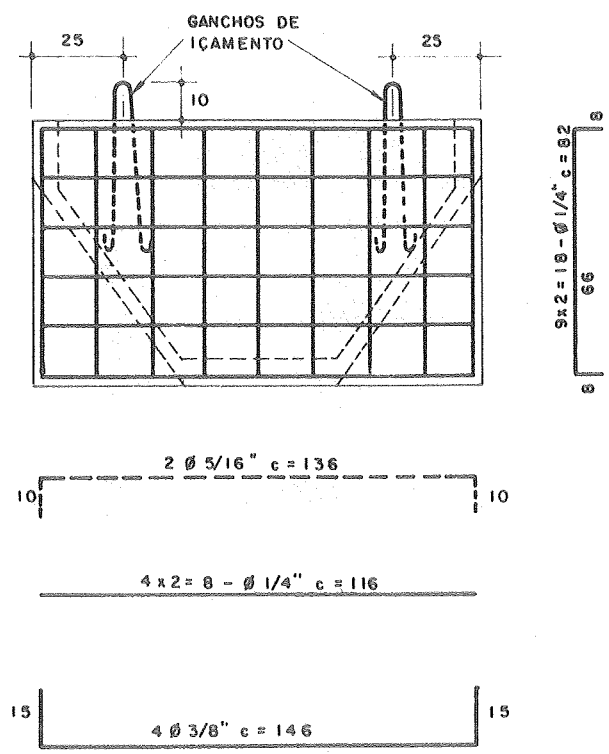


a) Armadura suplementar das vigas - esquema longitudinal

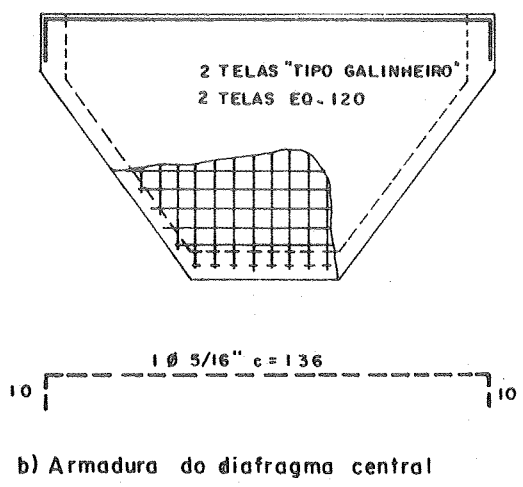


b) Armadura difusa das vigas - esquema transversal

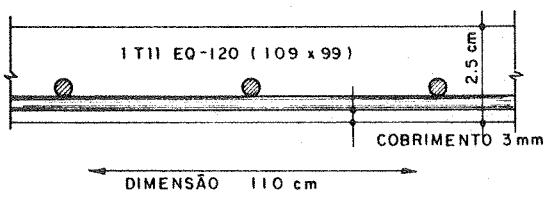
FIG.7.6 - ARMADURAS DAS VIGAS



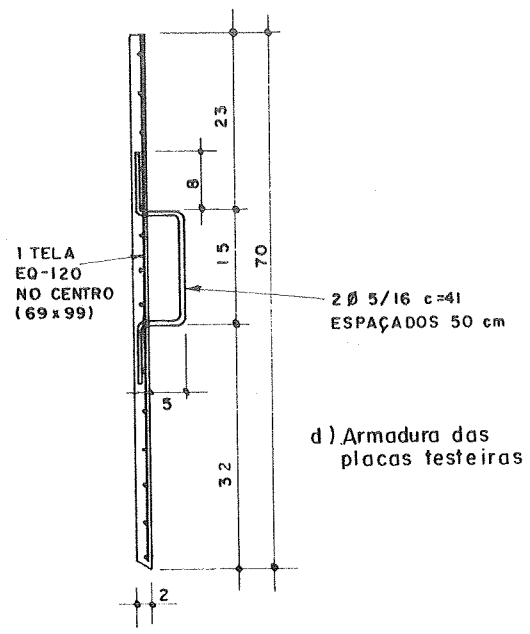
a.) Armadura dos diafragmas de extremidade



b) Armadura do diafragma central



c) Armadura das placas- fôrma



d) Armadura das placas festeiras

FIG.77- ARMADURA DOS DIAFRAGMAS E PLACAS AUXILIARES

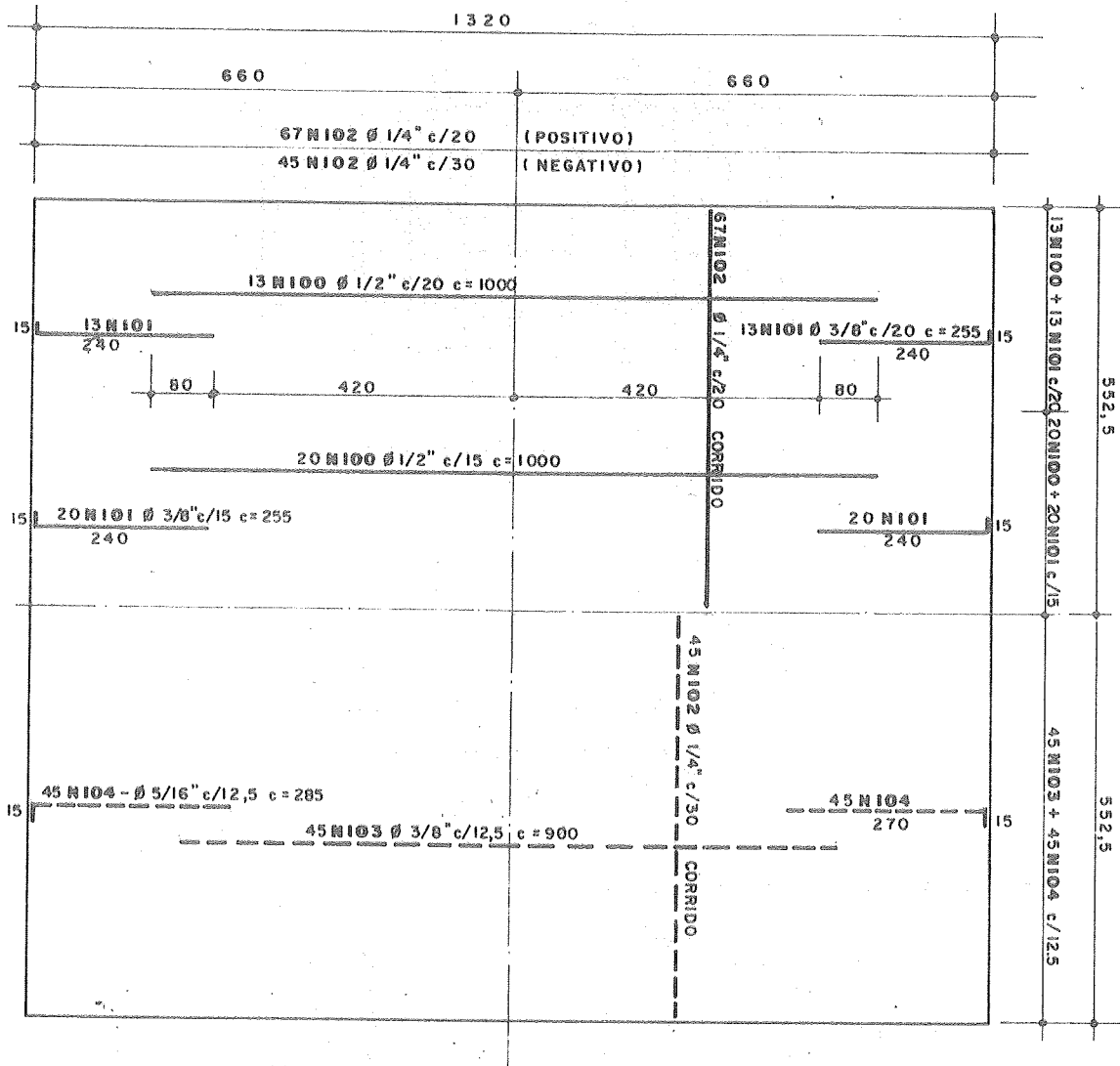


FIG. 7.8 - PLANTA DE ARMAÇÃO DA LAJE DO TABULEIRO

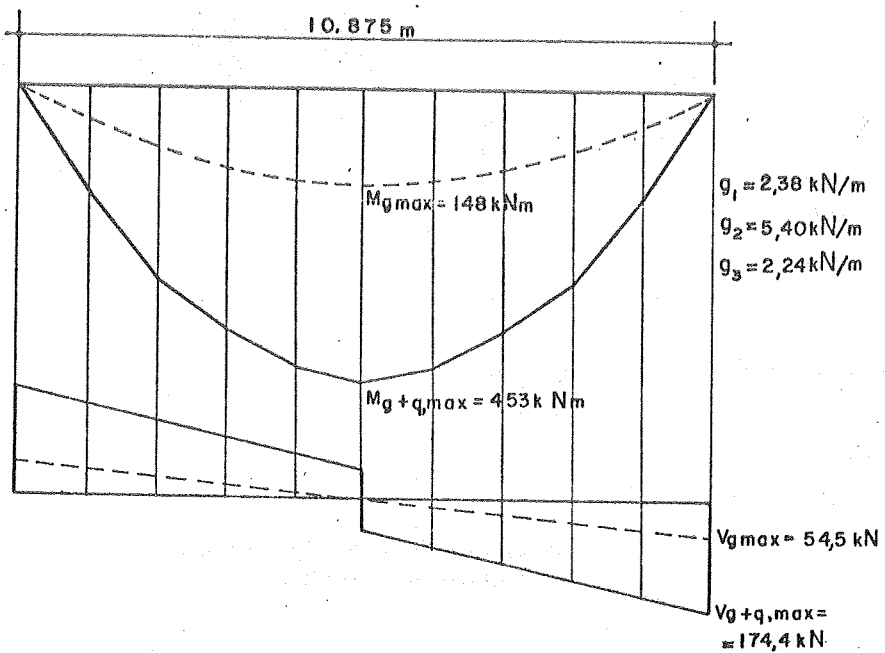


FIG. 7.9 - ESFORÇOS SOLICITANTES NA VIGA V4

Em qualquer tipo de seção transversal, os problemas cruciais referem-se à capacidade resistente das vigas pré-moldadas de suportarem as ações durante o transporte e a concretagem da laje de tabuleiro, e nesse caso é essencial a existência de mesas ou engrossamentos para absorver as tensões de compressão; à ligação estrutural entre as vigas pré-moldadas e a laje de tabuleiro, por meio de armadura de costura; e ao próprio processo de moldagem, que no caso de armaduras compostas por telas soldadas de fios com espaçamento relativamente grande, sofre restrições mais sérias.

Assim, com a seção transversal escolhida, pretendeu-se definir um processo de moldagem pelo qual se empregariam essencialmente fôrmas unilaterais, com aplicação da argamassa efetuada manualmente ou com eventual utilização de equipamentos de projeção. As fôrmas poderiam ser externas, com aplicação da argamassa por dentro, ou internas, com aplicação da argamassa por fora, podendo-se empregar na obra fôrmas de alvenaria. Na parte superior, os engrossamentos permitiriam a obtenção de maior área de compressão, alojando-se também aí a armadura de costura com a laje de tabuleiro, constituída por estribos situados em planos verticais paralelos ao eixo longitudinal das vigas pré-moldadas.

Cada viga pré-moldada tem nas suas extremidades diafragmas de apoio, com 125mm de espessura, e um diafragma central, com 35mm de espessura; nas extremidades, os diafragmas não são ligados entre si, existindo somente a ligação entre vigas proporcionadas pela laje do tabuleiro.

Após a colocação das vigas pré-moldadas sobre as regiões de apoio dos encontros, intercalando-se aparelhos de apoio de neoprene, executa-se a laje do tabuleiro com o auxílio de placas pré-moldadas de argamassa armada de 25mm de espessura, assentadas na parte superior das vigas e servindo de fôrmas para concretagem da laje.

7.2.3.3 - Cálculo de esforços solicitantes na superestrutura

As ações consideradas no cálculo de esforços solicitantes na superestrutura foram aquelas especificadas na NB-2/61 "Cálculo e execução de pontes de concreto armado" e na NB-6/60 "Cargas móveis em pontes rodoviárias", empregando-se cargas móveis aplicáveis a pontes de Classe 36, acrescidas somente do impacto vertical. No cabível, foram obedecidas as prescrições da NB-1/78.

Os esforços na superestrutura foram calculados, considerando-a como placa ortótropa, com o processo de Guyon-Massonet, desprezando-se entretanto a rigidez à torção tendo em vista a inexistência de transversinas rígidas nos apoios.

Para as vigas mais solicitadas (vigas tipo V4, conforme denominação na fig. 7.3), foram obtidos os esforços máximos indicados nos diagramas da fig. 7.9. As cargas g_1 , g_2 e g_3 correspondem ao peso próprio da viga pré-moldada, da laje do tabuleiro e da pavimentação e acabamento, respectivamente; a carga q corresponde à carga móvel, acrescida do impacto vertical. A diferença entre os esforços obtidos para a viga mais solicitada e a menos solicitada é da ordem de 37%, justificando-se assim de certa forma o emprego de vigas de mesmas características geométricas, variando-se apenas a área da seção transversal da armadura suplementar de tração.

Os esforços solicitantes na laje do tabuleiro, na direção transversal, resultaram também do cálculo da placa ortótropa, juntando-se à verificação deles o efeito de cargas localizadas.

7.2.3.4 - Armação das vigas pré-moldadas

A armação das vigas pré-moldadas de argamassa armada foi efetuada baseando-se essencialmente nas experiências até então do Grupo de São Carlos, ou seja, dispondo-se uma

armadura difusa de caracterização da argamassa armada e verificando-se as tensões normais e tangenciais calculadas nas seções consideradas de material homogêneo e elástico; como tensões admissíveis adotaram-se valores iguais a 13 MPa para as tensões normais de tração e de compressão, e 4 MPa para as tensões tangenciais.

A armadura suplementar foi determinada com base na verificação do estado limite último, considerando-se os momentos fletores máximos de cálculo; nesse caso, caracterizou-se configuração de ruína por deformação plástica excessiva, portanto típica do domínio 2. Verificando-se o cisalhamento conforme critérios estabelecidos para o concreto armado, observou-se que a armadura de telas soldadas adotada seria suficiente para absorver as forças de tração.

Aspectos relativos a essas verificações são comentados mais adiante, na análise dos resultados dos ensaios efetuados sobre o modelo de viga, em laboratório.

Conforme se mostra na fig. 7.6, a armadura difusa é composta por três telas soldadas de fios de diâmetro $\phi = 2,77\text{mm}$, espaçados 5cm, de aço CA-60B, e duas telas tipo "galinheiro", de malha hexagonal de abertura igual a 25mm e fio de diâmetro $\phi = 0,71\text{mm}$. As telas hexagonais foram incluídas com o intuito de se conseguir melhor fixação da argamassa durante a moldagem das partes inclinadas, além de se obter ligeiro aumento da superfície específica da armadura. A armadura suplementar de tração é constituída por vergalhões de aço CA-50 de diâmetro $\phi 3/8"$ (9,5mm), em número igual a 20 na região central das vigas mais solicitadas; na parte superior, foram incluídos vergalhões $\phi 1/4"$ (6,3mm) com a função de armadura construtiva, e de armadura suplementar de tração eventualmente solicitada durante as operações de transporte.

Os diafragmas de extremidade são armados apenas com vergalhões e o diafragma central é armado com duas telas soldadas e uma barra $\phi 5/16"$ (8mm) na parte superior, como se vê na fig. 7.7.

A armadura de ligação das vigas pré-moldadas com a laje do tabuleiro é constituída por estribos de aço CA-50 e diâmetro ϕ 5/16" (8mm) cada 25cm, contidos nos planos dos talões superiores das vigas, como se mostra na fig. 7.6. Estabeleceu-se esse tipo de armadura de costura como opção ao prolongamento de telas soldadas para dentro da laje, com a intenção de se simplificar, eventualmente, a execução da moldagem das vigas em posição invertida, isto é, emborcadas.

7.2.3.5 - Armação da laje e das placas auxiliares

Nas figs. 7.7 e 7.8 esquematizam-se as armaduras da laje do tabuleiro, de concreto armado, e das placas de fôrma para concretagem da laje e das testeiras laterais, de argamassa armada.

7.3 - ANÁLISE EXPERIMENTAL: OBJETIVOS E PROGRAMAÇÃO

Com a elaboração do projeto da ponte experimental, o programa de pesquisa assumiu de certa forma um caráter mais concreto; reformulou-se então parte do plano inicialmente estabelecido para o estudo experimental em laboratório, passando-se a adotar como características do modelo as mesmas especificadas no referido projeto, com algumas poucas alterações descritas a seguir.

7.3.1 - Objetivos dos ensaios

Tendo em vista os objetivos gerais já comentados no início deste capítulo, os objetivos específicos estabelecidos para os ensaios em laboratório foram, essencialmente, testar o processo de execução das vigas pré-molda-

das, verificar o desempenho efetivo da estrutura, e estabelecer novas diretrizes referentes ao projeto e à construção de outros modelos ou protótipos.

7.3.2 - Características do modelo

Considerando-se que um dos objetivos era o de testar o próprio processo de execução, analisando-se as dificuldades e as possíveis deficiências que se refletiriam no desempenho, e tendo em vista a complexidade da análise experimental por meio de modelos reduzidos, principalmente em função da pequena espessura das peças de argamassa armada, decidiu-se pela execução de modelo com dimensões reais.

Efetuuou-se apenas a redução do comprimento da viga, de 11m para 8m, considerando-se a maior dimensão da laje de reação disponível no laboratório, e procurando-se manter proporções que permitissem, com adequado sistema de aplicação de cargas, a observação clara de regiões submetidas à flexão ou ao cisalhamento de modo predominante.

Com relação às armaduras, as únicas alterações introduzidas foram efetuadas no rearranjo da armadura suplementar de tração, em função da redução do comprimento e da mudança do diagrama de momentos fletores, e na inclinação dos estribos de ligação da viga pré-moldada com a laje do tabuleiro, que no modelo foram colocados com eixos de simetria formando ângulo de 45° com a horizontal; esta última alteração foi decorrente de dúvidas quanto ao funcionamento efetivo dessa armadura na posição inicial, que no projeto da ponte experimental era vertical.

7.3.3 - Tipologia do carregamento de ensaio

Analisando-se diversas possibilidades de aplicação de cargas no modelo, optou-se pela aplicação de duas

cargas de igual intensidade, equidistantes dos apoios, para a maioria dos ensaios; com isso, poder-se-iam estabelecer opções de carregamento, reforçando-se ou atenuando-se o efeito da flexão com relação ao da força cortante, sendo possível também o atingimento simultâneo dos esforços máximos de cálculo referentes à flexão e ao cisalhamento, obtidos no projeto da ponte experimental.

Considerando-se o carregamento correspondente ao ensaio final do modelo, com esforços extremos, efetuou-se o citado redimensionamento dos comprimentos das barras da armadura suplementar.

7.3.4 - Programação geral das atividades

Englobando-se atividades preparatórias diversas, instrumentação e construção do modelo, além da execução dos ensaios propriamente ditos, estabeleceu-se a programação geral, descrita a seguir.

- a) Definição do processo de moldagem, projeto e execução de fôrmas.
- b) Definição das cargas e etapas de carregamento.
- c) Projeto da instrumentação do modelo e do elemento de compensação de temperatura.
- d) Preparação das armaduras.
- e) Execução da instrumentação das armaduras.
- f) Montagem das armaduras.
- g) Definição dos ensaios tecnológicos complementares.
- h) Moldagem da viga pré-moldada.
- i) Construção do elemento de compensação de temperatura.

- j) Execução da instrumentação de superfície da ar gamassa da viga pré-moldada.
- k) Preparação e ligação dos equipamentos de medi- da.
- l) Execução de ensaios sobre a viga pré-moldada.
- m) Execução da laje colaborante.
- n) Observação do modelo durante a fase de cura da laje colaborante.
- o) Execução da instrumentação de superfície da la je colaborante.
- p) Execução de ensaios sobre a viga ampliada.
- q) Elaboração de documentação fotográfica.
- r) Processamento e depuração de dados dos ensa- ios.
- s) Análise dos resultados.
- t) Conclusões.
- u) Programação de continuidade da pesquisa.

7.4 - PROJETO DA INSTRUMENTAÇÃO

7.4.1 - Considerações iniciais

Com o objetivo de se avaliar com detalhe o desem- penho do modelo em estudo, elaborou-se um projeto de ins- trumentação conforme técnicas de uso corrente no Laborató- rio de Estruturas da EESC-USP, empregando-se extensômetros elétricos de resistência e mecânicos para a medição de de- formações, e defletômetros mecânicos para a medição de des- locamentos.

Cabe salientar que ao mesmo tempo que se condu- zia este trabalho específico, realizava-se a pesquisa bi-

bibliográfica mais detalhada e iniciava-se o trabalho de revisão crítica, que acabou resultando no exposto nos cinco primeiros capítulos; sintomaticamente, o projeto da instrumentação acabou refletindo dúvidas que pairavam sobre as características de desempenho da argamassa armada.

Embora se tratasse de estrutura relativamente simples, de comportamento estrutural de modo geral previsível, exatamente devido a essas dúvidas, a instrumentação assumiu características de detalhe, o que possivelmente não ocorreria se, naquela ocasião, houvesse uma visão tecnológica mais completa sobre o desempenho do material.

Assim, previu-se a instalação de extensômetros elétricos nas telas soldadas, nos vergalhões da armadura suplementar e na superfície da argamassa da viga pré-moldada e do concreto da laje colaborante, totalizando cerca de duzentos pontos de medição de deformações.

Ressalta-se entretanto que essa análise mais minuciosa do desempenho estrutural do modelo específico poderá ser de grande valor, quer para o estudo particular dos pontilhões, quer para a orientação de outros planos diversos de pesquisa.

7.4.2 - Codificação dos pontos instrumentados com extensômetros elétricos

Foram definidas nove seções transversais ao longo da viga, designadas pelas letras de A até I, conforme o esquema mostrado na fig. 7.10a; mais tarde, incluíram-se mais duas seções complementares, J e K.

Em cada seção transversal, definiram-se dezessete pontos, designados pelos números 1 a 17, de acordo com o esquema da fig. 7.10b.

A conjugação das letras que designam as seções transversais com os números que indicam os pontos em cada seção transversal define aproximadamente a posição de um pon-

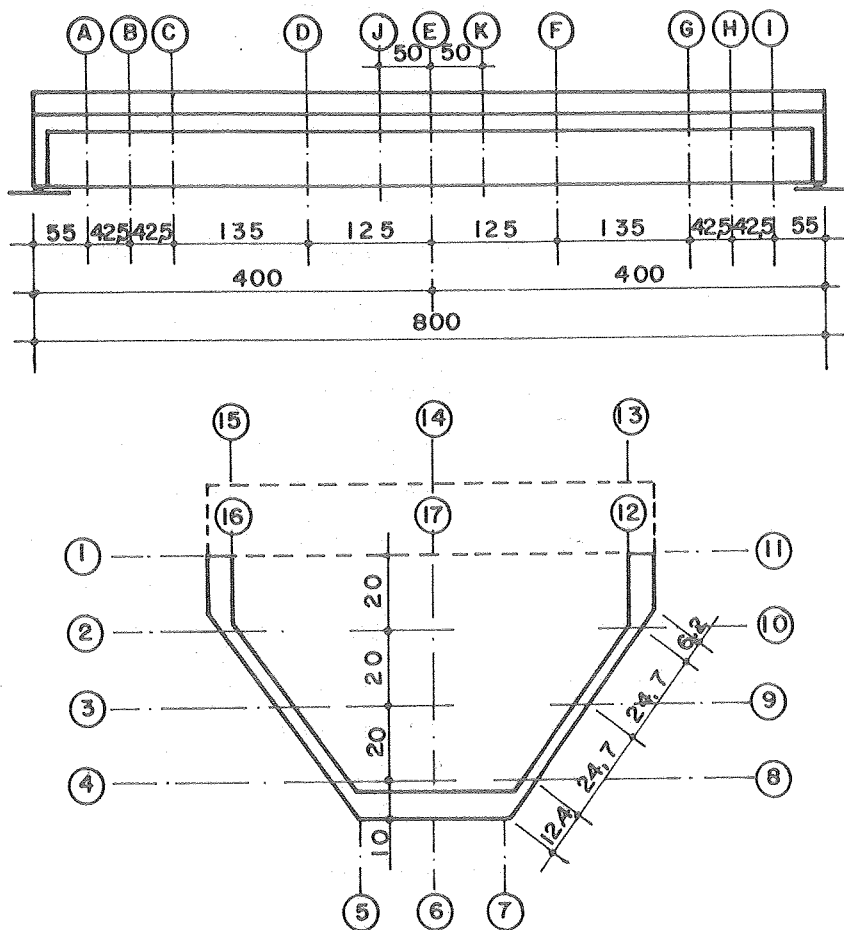


FIG. 7.10 - PONTOS DE INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO

to eventualmente instrumentado da viga; a definição mais precisa dos pontos instrumentados foi efetuada posteriormente, medindo-se o afastamento destes dos pontos teóricos.

A codificação dos pontos instrumentados foi feita designando-se cada um deles inicialmente pela letra C, quando se trata de ponto na superfície da argamassa ou do concreto, T quando nas telas soldadas, e S quando na armadura suplementar, seguida pela letra que designa a seção transversal, depois pelo número que identifica o ponto na seção transversal, e finalmente, pela letra L, T ou R, indicativa da direção do extensômetro, no caso longitudinal, transversal ou roseta integrada numa única peça, respectivamente. As rosetas em particular recebem ainda um algarismo adicional, 1, 2

ou 3, que indicam a direção de cada extensômetro, formando ângulos de 0° , 90° e 45° , respectivamente, com o eixo da viga.

7.4.3 - Instrumentação para observação da flexão no trecho central

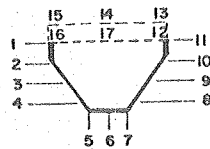
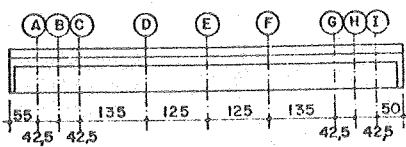
Foram definidos pontos nas seções D, E e F, contidas na região de predominância do efeito de flexão; as três seções receberam instrumentação na armadura suplementar, nas telas e na superfície da argamassa e do concreto da laje, com número de pontos um pouco maior na seção central. Os pontos instrumentados são relacionados na tabela 7.1, onde se indicam também os equipamentos de medição empregados, que são objeto de comentários mais adiante.

7.4.4 - Instrumentação para observação do cisalhamento e da torção na região dos apoios

Foram definidos pontos nas seções A, B e C, na região de um dos apoios, dedicando-se atenção especial às almas da viga pré-moldada. Observe-se que as seções A, B e C distam aproximadamente $d/2$, d e $3d/2$ da face do apoio, considerada como sendo a face interna do diafragma de extremidade.

Na região das almas, foram instrumentados pontos instalando-se extensômetros elétricos nos fios longitudinais e transversais das telas soldadas, e rosetas pré-montadas com extensômetros cada 45° em um quadrante, na superfície externa da argamassa; foram instrumentadas também algumas barras da armadura longitudinal. Os pontos instrumentados são definidos na tabela 7.1.

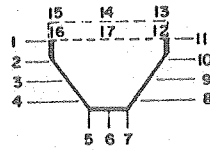
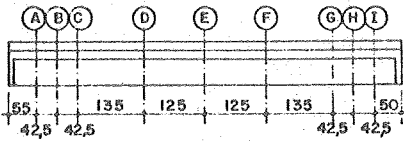
TABELA 7.1a - Definição dos pontos instrumentados



EQUIPAMENTOS
 HP= HEWLETT PACKARD
 TH= TEPIC HUGGENBERGER

CÓDIGO	SEÇÃO DE INSTRUM.	POS. NA SEÇÃO	LOCAL DE INSTRUMENTAÇÃO	ÂNGULO COM EIXO DA VIGA	EQUIP. MEDIÇÃO	
					TIPO	CANAL
SA05L	A	05	φ3/8", cam. inf.	0	HP	005
SA06L		06	"			006
SA07L		07	"			007
SA13L		13	φ1/4", superior			075
SA15L		15	"			076
SA01L	A	01	φ1/4", externo	0	HP	108
SA11L		11	"	0	HP	111
TA02L		02	tela intermed.	0	HP	104
TA02L		02	"	90	HP	105
TA03L		03	"	0	TH	II-06
TA03T	A	03	"	90	TH	II-07
TA04L		04	"	0	HP	008
TA04T		04	"	90	HP	009
TA10L		10	"	0	HP	016
TA10T		10	"	90	HP	017
TA09L	A	09	"	0	HP	014
TA09T		09	"	90		015
TA08L		08	"	0		012
TA08T		08	"	90		013
CA01R1		01	argamassa ext.	0		
CA01R2	A	01	"	90	TH	010
CA01R3		01	"	45	TH	011
CA02R1		02	"	0	TH	105
CA02R2		02	"	90	HP	106
CA02R3		02	"	45	HP	107
CA03R1	A	03	"	0	TH	II-05
CA03R2		03	"	90	TH	II-09
CA03R3		03	"	45	TH	II-10
CA04R1		04	"	0	HP	100
CA04R2		04	"	90	HP	101
CA04R3	04	"	45		102	
CA10R1	A	10	"	0	HP	018
CA10R2		10	"	90		019
CA10R3		10	"	45		110
SB05L	B	05	φ3/8", cam. inf.	0	HP	112
SB06L		06	"			113
SB07L		07	"			114
SB01L		01	φ1/4", externo			025
SB11L		11	"			126
SB13L	B	13	φ1/4", superior	0	HP	077
SB15L		15	"	0	HP	078
TB02L		02	tela intermed.	0	HP	020
TB02T		02	"	90	HP	021
TB03L		03	"	0	TH	II-11
TB03T	B	03	"	90	TH	II-12
TB04L		04	"	0	HP	115
TB04T		04	"	90	HP	116
TB10L		10	"	0	HP	123
TB10T		10	"	90	HP	124

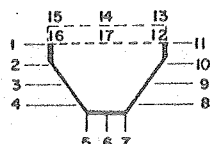
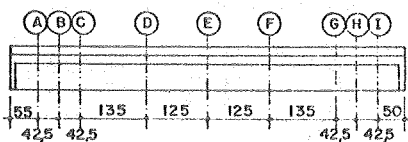
TABELA 7.1b - Definição dos pontos instrumentados



EQUIPAMENTOS
 HP= HEWLETT PACKARD
 TH= TEPIC HUGGENBERGER

CÓDIGO	SEÇÃO DE INSTRUM.	POS. NA SEÇÃO	LOCAL DE INSTRUMENTAÇÃO	ÂNGULO COM EIXO DA VIGA	EQUIP. MEDIÇÃO	
					TIPO	CANAL
TB09L		09	tela intermed.	0		121
TB09T		09	"	90		122
TB08L	B	08	"	0	HP	029
TB08T		08	"	90		120
CB01R1		01	argamassa ext.	0		026
CB01R2		01	"	90		027
CB01R3		01	"	45		028
CB02R1	B	02	"	0	HP	022
CB02R2		02	"	90		023
CB02R3		02	"	45		024
CB03R1		03	"	0	TH	III-1
CB03R2		03	"	90	TH	III-2
CB03R3	B	03	"	45	TH	III-3
CB04R1		04	"	0	HP	117
CB04R2		04	"	90	HP	118
CB04R3		04	"	45		119
CB11R1		11	"	0		129
CB11R2	B	11	"	90	HP	030
CB11R3		11	"	45		031
CB10R1		10	"	0		125
CB10R2	B	10	"	90	HP	126
CB10R3		10	"	45		127
SC05L		05	φ3/8", cam. inf.			032
SC06L		06	"			033
SC07L	C	07	"	0	HP	034
SC01L		01	φ1/4", externo			040
SC11L		11	"			143
SC13L		13	φ1/4", superior	0		079
SC15L		15	"	0		170
TC02L	C	02	tela intermed.	0	HP	135
TC02T		02	"	90		136
TC03L		03	"	0		130
TC03T		03	"	90	HP	131
TC04L		04	"	0		035
TC04T	C	04	"	90		036
TC10L		10	"	0	HP	141
TC10T		10	"	90		142
TC09L		09	"	0		046
TC09T		09	"	90		047
TC08L	C	08	"	0	HP	044
TC08T		08	"	90		045
CC01R1		01	argamassa ext.	0		041
CC01R2		01	"	90		042
CC01R3		01	"	45		043
CC02R1	C	02	"	0	HP	137
CC02R2		02	"	90		138
CC02R3		02	"	45		139
CC03R1	C	03	"	0	HP	132
CC03R2		03	"	90		133

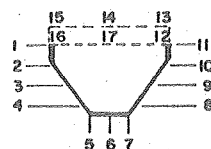
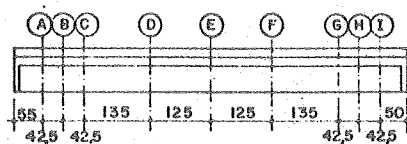
TABELA 7.1c - Definição dos pontos instrumentados



EQUIPAMENTOS
 HP= HEWLETT PACKARD
 TH= TEPIC HUGGENBERGER

CÓDIGO	SEÇÃO DE INSTRUM.	POS. NA SEÇÃO	LOCAL DE INSTRUMENTAÇÃO	ÂNGULO COM EIXO DA VIGA	EQUIP. MEDIÇÃO	
					TIPO	CANAL
CC03R3		03	argamassa ext.	45		134
CC04R1		04	"	0		037
CC04R2	C	04	"	90	HP	038
CC04R3		04	"	45		039
CC09R1		09	"	0		048
CC09R2	C	09	"	90	HP	049
CC09R3		09	"	45		140
SD05L		05	φ3/8", cam. inf.	0	HP	144
SD07L		07	"	0	TH	I-11
SD01L	D	01	φ1/4", externo	0	HP	149
SD11L		11	"	0	TH	II-02
SD15T		15	φ5/16", superior	90	HP	171
SD16T		16	φ3/8", inferior			172
SD14T		14	φ5/16", superior			173
SD17T	D	17	φ3/8", inferior	90	HP	174
SD13T		13	φ5/16", superior			175
SD12T		12	φ3/8", inferior			176
SD13L		13	φ1/4", superior		HP	177
SD15L		15	"		HP	179
TD05L	D	05	tela externa	0	HP	145
TD07L		07	"		TH	I-12
TD03L		03	tela intermed.		HP	147
TD09L		09	"		HP	052
TD01L		01	tela intermed.		HP	050
TD11L	D	11	"	0	TH	II-03
CD01L		01	argamassa ext.		HP	051
CD11L		11	"		TH	II-04
CD03L		03	"		HP	148
CD09L		09	"		HP	053
CD05L	D	05	"	0	HP	146
CD07L		07	"		TH	II-01
CD13L		13	concreto sup.		HP	178
CD15L	D	15	"	0	HP	089
SE05L		05	φ3/8", cam. inf.		HP	054
SE06L		06	"		HP	055
SE07L	E	07	"	0	TH	I-05
SE01L		01	φ1/4", externo		HP	153
SE11L		11	"		TH	I-08
SE13L		13	φ1/4", superior		TH	III-04
SE15L		15	"		HP	080
SE14L	E	14	"	0	HP	082
TE05L		05	tela externa		HP	056
TE06L		06	"		HP	057
TE07L		07	"		TH	I-06
TE02L		02	tela intermed.		HP	152
TE03L	E	03	"	0	HP	150
TE04L		04	"		HP	059
TE10L		10	"		HP	159
TE09L	E	09	"	0	HP	157

TABELA 7.1d - Definição dos pontos instrumentados



EQUIPAMENTOS
 HP= HEWLETT PACKARD
 TH= TEPIC HUGGENBERGER

CÓDIGO	SEÇÃO DE INSTRUM.	POS. NA SEÇÃO	LOCAL DE INSTRUMENTAÇÃO	ÂNGULO COM EIXO DA VIGA	EQUIP. MEDIÇÃO	
					TIPO	CANAL
TE08L		08	tela intermed.		HP	156
TE01L		01	"		HP	154
TE11L	E	11	"	0	TH	I-09
CE01L		01	argamassa ext.		HP	155
CE11L		11	"		TH	I-10
CE03L		03	"		HP	151
CE09L		09	"		HP	158
CE05L	E	05	"	0	HP	058
CE07L		07	"		TH	I-07
CE13L		13	concreto sup.		TH	III-05
CE14L	E	14	"	0	HP	083
CE15L		15	"			081
SF05L		05	3/8", cam. inf.			060
SF07L		07	"			063
SF01L	F	01	1/4", externo	0	HP	068
SF11L		11	"			163
SF13L		13	1/4", superior			084
SF15L		15	"			086
TF05L		05	tela externa			061
TF07L	F	07	"	0	HP	064
TF03L		03	tela intermed.			066
TF09L		09	"			161
TF01L		01	"			069
TF11L		11	"			164
CF01L	F	01	argamassa ext.	0	HP	160
CF11L		11	"			165
CF03L		03	"			070
CF09L		09	"			162
CF05L		05	"			062
CF07L	F	07	"	0	HP	065
CF13L		13	concreto sup.			085
CF15L		15	"			087
SU01	U	01	arm. ligação			166
SV01	V	01	"			167
SX01	X	01	"	45	HP	168
SY01	Y	01	"			169
SZ01	Z	01	"			071
SU11	U	11	"		TH	III-06
SV11	V	11	"		TH	III-07
SX11	X	11	"	45	HP	072
SY11	Y	11	"		HP	073
SZ11	Z	11	"		HP	074
CJ13L		13	concreto sup.			180
CJ14L	J	14	"	0	HP	181
CJ15L		15	"			182
CK13L		13	"			183
CK14L	K	14	"	0	HP	184
CK15L		15	"			185

7.4.5 - Instrumentação da armadura de ligação entre a viga pré-moldada e a laje colaborante

Com a finalidade de se avaliar o grau de solicitação da armadura de ligação, foram instrumentados os primeiros cinco estribos em cada alma, junto a um dos apoios, como se esquematiza na fig. 7.11 e se indica na tabela 7.1.

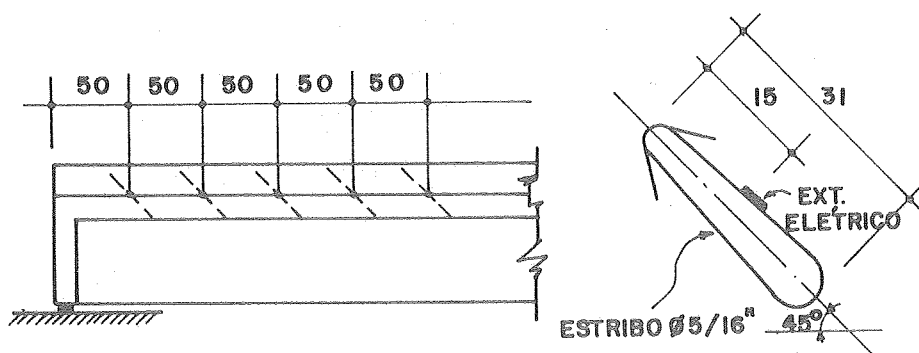


FIG. 7.11 - INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA DE LIGAÇÃO LAJE-VIGA PRÉ-MOLDADA

7.4.6 - Instrumentação da armadura transversal da laje colaborante

Tendo em vista que no modelo não surgiriam esforços correspondentes à distribuição transversal das cargas que ocorreriam na ponte, a instrumentação transversal da laje ficou limitada à instalação de apenas seis extensômetros na armadura transversal positiva e negativa, na seção D, como se indica na tabela 7.1.

7.4.7 - Elemento de compensação de temperatura

Para se eliminar a interferência dos efeitos de variação de temperatura nas medidas, estudou-se a construção de um elemento de compensação de temperatura, com características de deformabilidade próximas às do modelo, on

de seriam instalados os extensômetros elétricos compensados.

Quando existem vários modelos idênticos a ensaiar, é usual o emprego de um dos modelos como elemento de compensação do outro, e vice-versa, alcançando-se assim condições ideais de compensação de temperatura. No caso presente, diante da existência de modelo único, tornou-se necessária a construção de um elemento de argamassa armada e concreto armado que reproduzisse, ainda que de maneira aproximada, as condições de deformabilidade do modelo face a variações de temperatura, cujas características são mostradas na fig. 7.12.

Cabe ressaltar que se descartou a possibilidade de construção de elemento de compensação mais requintado diante das dificuldades que este acarretaria. Por exemplo, a adoção de elemento compensador com seção transversal análoga à do modelo talvez fosse mais apropriada; entretanto, os ensaios envolveriam fases em que se tem a viga com seção transversal aberta, e fases nas quais a seção é fechada, isto é, após a concretagem da laje colaborante, e portanto internamente hiperestática. Assim, o elemento compensador deveria acompanhar passo a passo as fases de construção do modelo, tendo em vista também a interferência da retração e da deformação lenta da argamassa e do concreto; além disso, restaria ainda o efeito do ar contido no interior da seção fechada do modelo, que não poderia ser reproduzido no elemento compensador sem que fossem aumentadas drasticamente as suas dimensões, tornando-o uma peça de difícil manuseio e pouca versatilidade para reutilização em outros ensaios futuros.

Tendo em vista essas considerações, e levando-se em conta a facilidade de execução e manuseio de um elemento compensador simplificado, que provavelmente cumpriria sua função de modo satisfatório, decidiu-se pela execução da placa de argamassa armada com partes engrossadas de argamassa armada e de concreto armado, como se mostrou nas figuras.

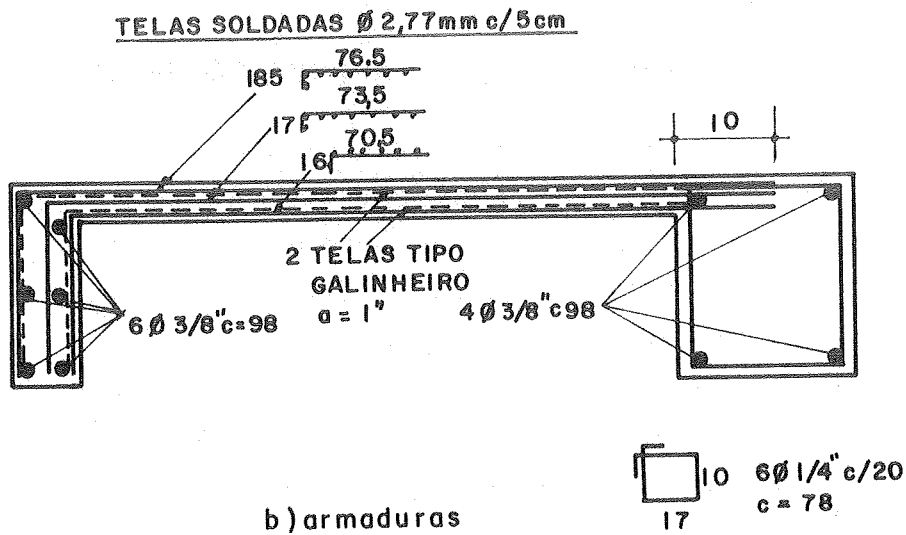
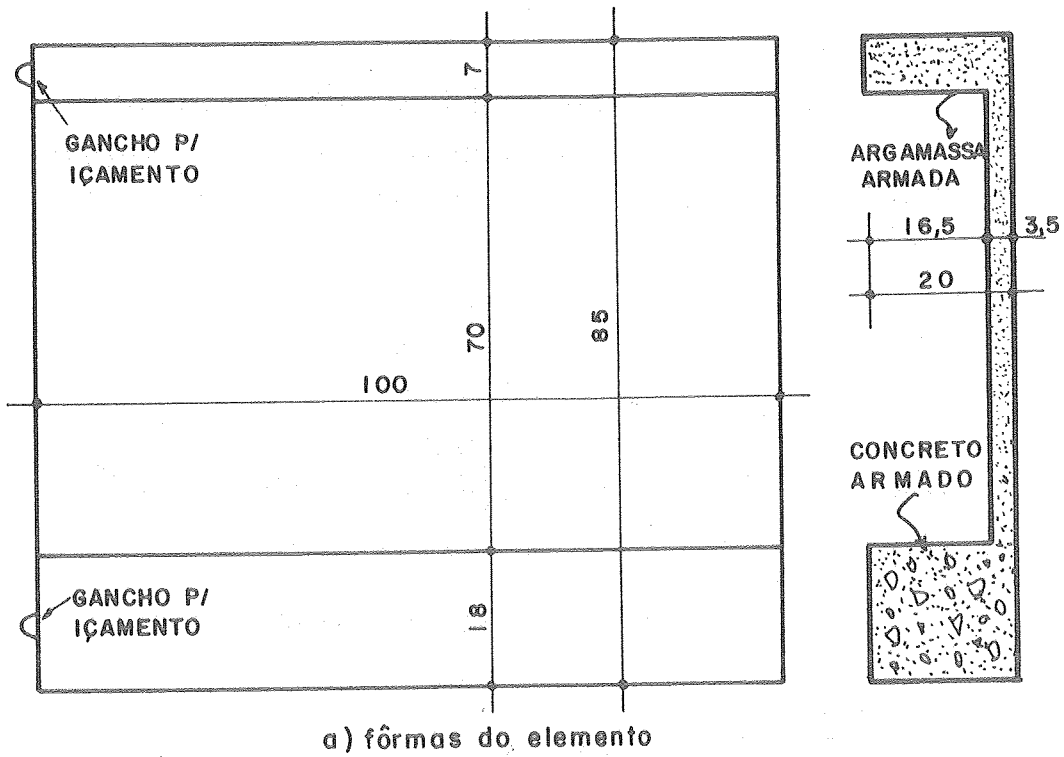
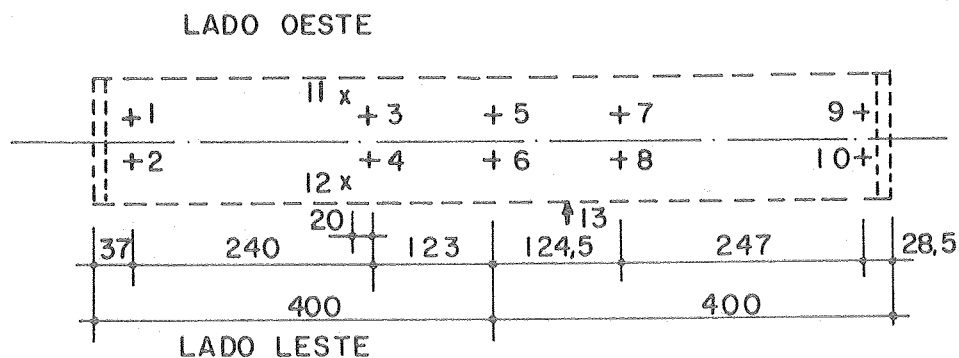


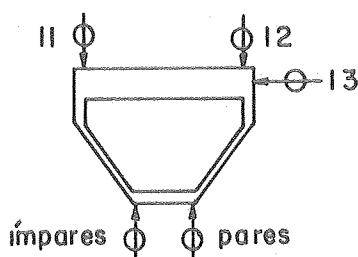
FIG. 7.12 - FÔRMAS E ARMADURAS DO ELEMENTO DE COMPENSAÇÃO DE TEMPERATURA

7.4.8 - Instrumentação para medição de deslocamentos

Para se efetuar a medição de deslocamentos da viga durante a aplicação de cargas, previu-se a colocação de defletômetros mecânicos, como se esquematiza na fig. 7.13.



a) planta de localização dos defletômetros



b) esquema transversal de posicionamento dos defletômetros

FIG.7.13- INSTRUMENTAÇÃO PARA MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS

Os defletômetros foram colocados sempre aos pares, para se detectar possíveis rotações decorrentes de excentricidade das cargas; nos apoios, os defletômetros indicariam deslocamentos verticais decorrentes da deformação dos aparelhos de apoio da neoprene.

Outros defletômetros foram previstos, junto à laje superior, para se medir eventual variação de altura da seção transversal na região de aplicação das cargas; um único defletômetro, disposto no plano horizontal, foi indicadado para testemunhar qualquer deslocamento horizontal do modelo que, se detectado, exigiria novas providências.

7.4.9 - Instrumentação da junta entre viga pré-moldada e laje colaborante

Com o intuito de se observar tendências de deslizamento entre as faces da laje colaborante e da viga pré-moldada nas juntas, foram colocadas bases para medição de deformações por meio de extensômetros mecânicos Tensotast-Huggenberger, como se indica na fig. 7.14; uma das bases foi colocada na laje, e a outra na viga pré-moldada, distanciadas 100mm.

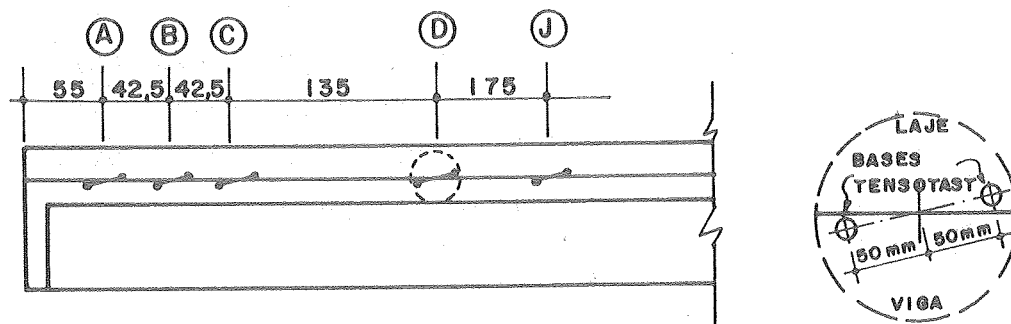


FIG. 7.14 - INSTRUMENTAÇÃO DA JUNTA VIGA PRÉ-MOLDADA - LAJE COLABORANTE COM BASES TENSOTAST

7.5 - CONSTRUÇÃO DO MODELO DE VIGA PRÉ-MOLDADA

7.5.1 - Processo de construção escolhido

Como já se comentou, para a elaboração do projeto das vigas pré-moldadas, partiu-se do pressuposto de moldagem com emprego de fôrmas unilaterais; além de ser aquele melhor sucedido nos testes efetuados, o processo de construção também parecia na ocasião aquele que poderia compatibilizar de maneira mais adequada as deficiências da mão-de-obra tanto no laboratório como na obra.

Na prática, o processo adotado revelou algumas inconveniências, em geral contornáveis, que são objeto de críticas mais adiante.

7.5.2 - Construção das fôrmas

Para a execução do modelo em laboratório preferiu-se adotar fôrmas externas, de madeira compensada, visando obter melhor acabamento externo, que facilitaria a observação de fissuras.

Empregaram-se chapas de madeira compensada plastificada com 10mm de espessura, constituindo-se um conjunto de painéis desmontáveis, enrijecidos com caibros aparelhados de peroba. Com a montagem dos painéis, obteve-se a fôrma externa que definia o contorno externo da seção transversal da viga pré-moldada; para a moldagem dos engrossamentos na parte superior e dos diafragmas foram montados painéis auxiliares, caracterizando-se fôrmas bilaterais nesses locais. O aspecto geral das fôrmas é mostrado nas fotos da fig. 7.15.

7.5.3 - Preparação e montagem das armaduras

As armaduras foram retificadas ou planificadas e depois cortadas e dobradas de acordo com as especificações de projeto; em seguida, foram instalados extensômetros elétricos de resistência nas barras e nos fios das telas (fig. 7.16), conforme o projeto de instrumentação, empregando-se a técnica usual no Laboratório de Estruturas da EESC.

Iniciou-se a montagem das armaduras com a colocação da primeira tela soldada, junto à face externa, tomando-se cuidado especial no seu distanciamento da face da fôrma, o que foi conseguido pela colocação de espaçadores de borracha de dureza média, cortados em forma circular no próprio laboratório; nos locais onde a tela tendia a se afastar da face da fôrma, foram empregados fios de arame inoxidável, passantes pela fôrma, amarrando os fios das telas e mantendo-os na posição apropriada. Medidas efetuadas em diversos pontos da primeira tela revelaram bom posicionamento, com cobrimentos variando entre 3 e 5mm.

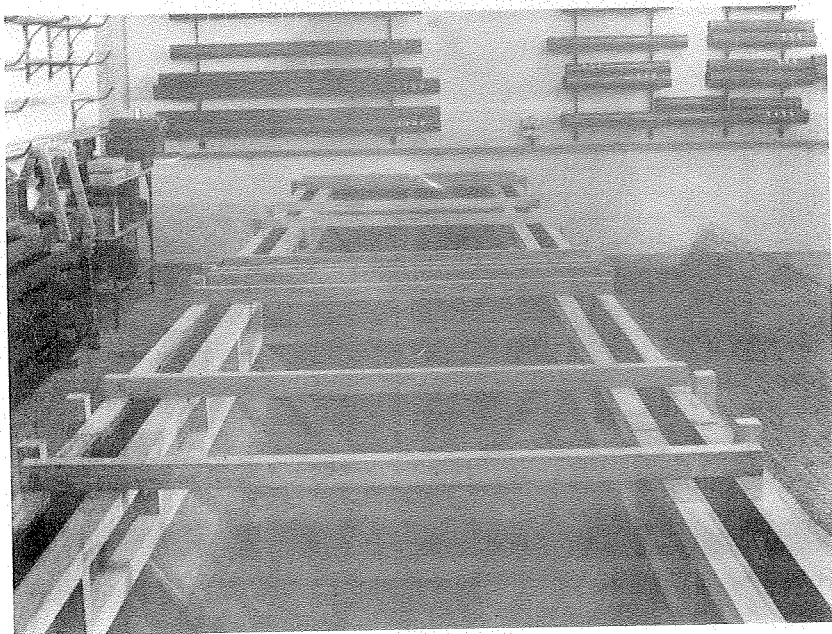
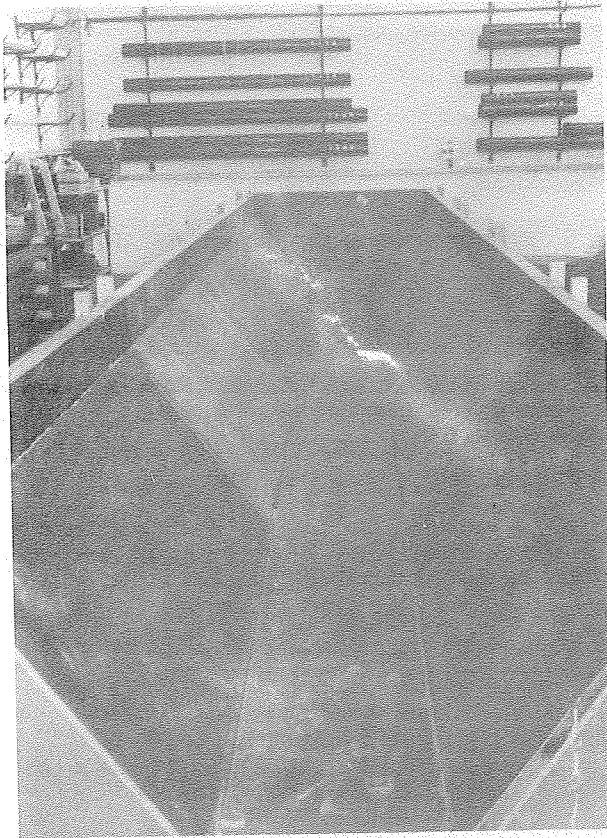


FIG. 7.15 - FÔRMAS

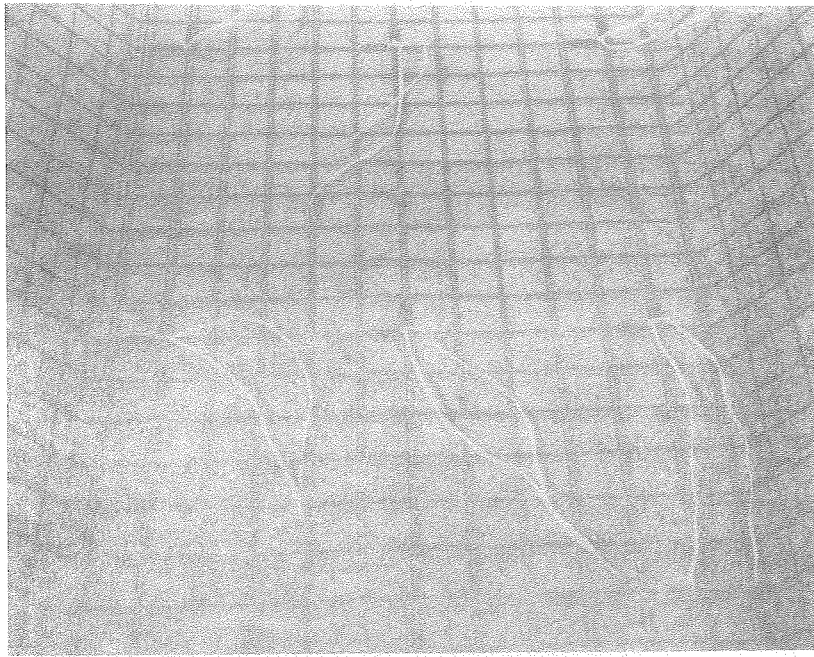


FIG. 7.16 - INSTRUMENTAÇÃO DAS ARMADURAS

Em seguida, colocou-se a primeira tela hexagonal, amarrando-se alguns pontos na tela soldada já posicionada.

Na etapa seguinte, foram colocados os vergalhões de diâmetro ϕ 3/8" (9,5mm) correspondentes à primeira camada da armadura suplementar de tração, e foram montadas as armaduras dos diafragmas de extremidade.

Para o posicionamento seguinte da tela intermediária, utilizaram-se como espaçadores segmentos de vergalhões de diâmetro ϕ 1/4" (6,3mm), cortados com cerca de 10cm de comprimento, amarrados entre as telas.

De maneira análoga, foram montadas as armaduras restantes, colocando-se em último lugar a armadura do diafragma intermediário.

Medidas efetuadas com paquímetro com relação à última tela colocada, mais interior, mostraram também boa uniformidade do posicionamento das armaduras, mantendo-se o cobrimento entre 3 e 5mm na maior parte da superfície interna, embora de maneira não tão uniforme quanto da primeira tela. Alguns aspectos da montagem das armaduras são mostrados nas fotos das figs. 7.17 e 7.18.

De maneira geral, a preparação e a montagem das armaduras não apresentaram dificuldades, tendo essas atividades consumido cerca de cinco dias de trabalho de dois auxiliares de técnico (80 homens-hora), incluindo-se aí as demoras decorrentes de se lidar com armaduras instrumentadas, portanto de manuseio necessariamente cuidadoso, de repetições de algumas etapas e montagem, em razão de tentativas mal-sucedidas de posicionamento correto das armaduras, enfim, do fato de se tratar da primeira experiência, o que permite supor que em fase de construção rotineira esse tempo de trabalho seja consideravelmente reduzido.

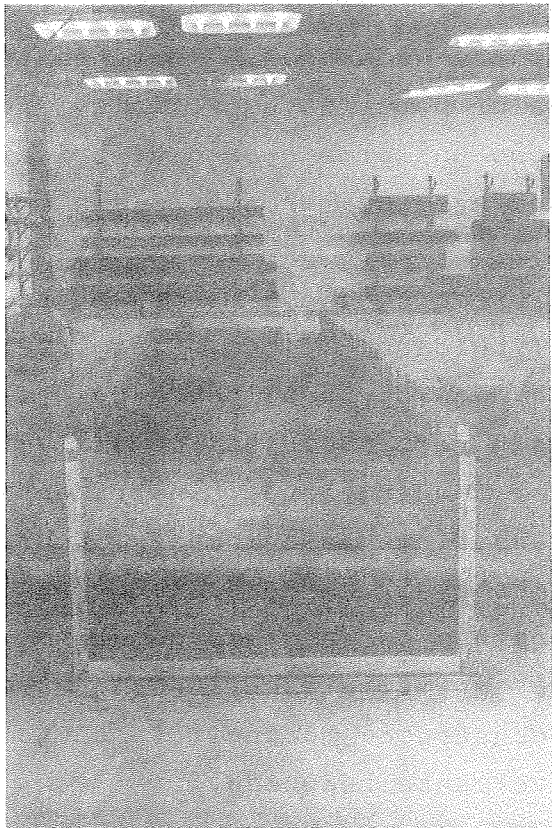
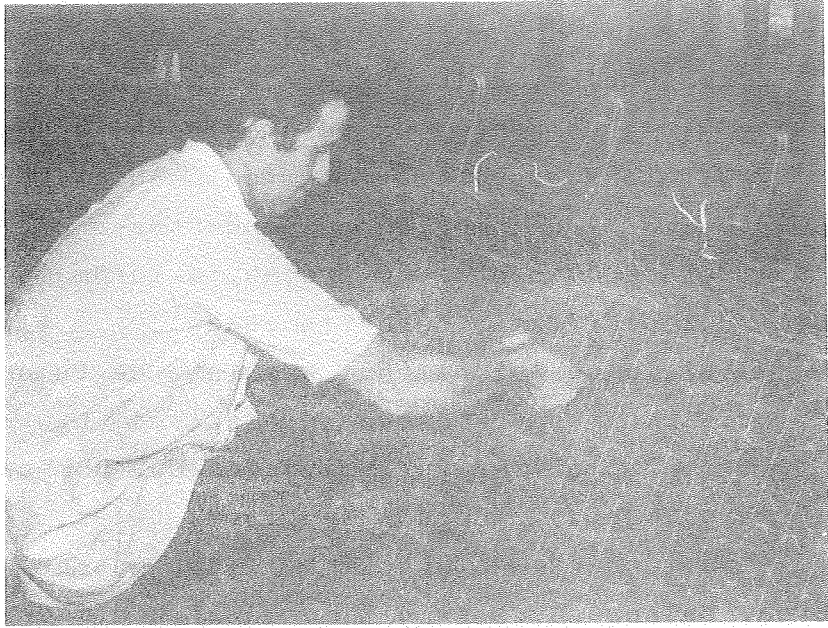


FIG. 7.17 - MONTAGEM DA ARMADURA

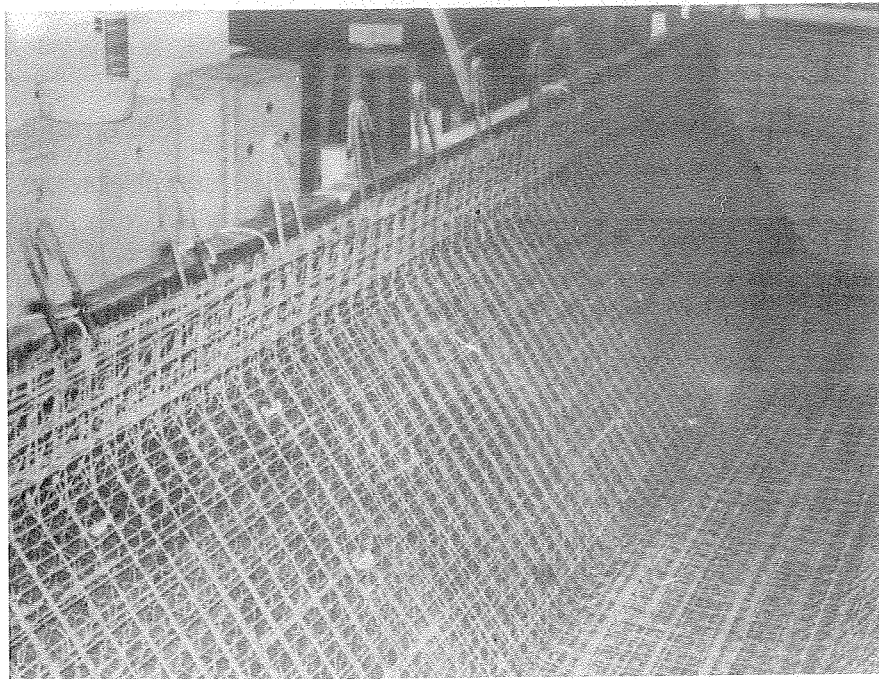
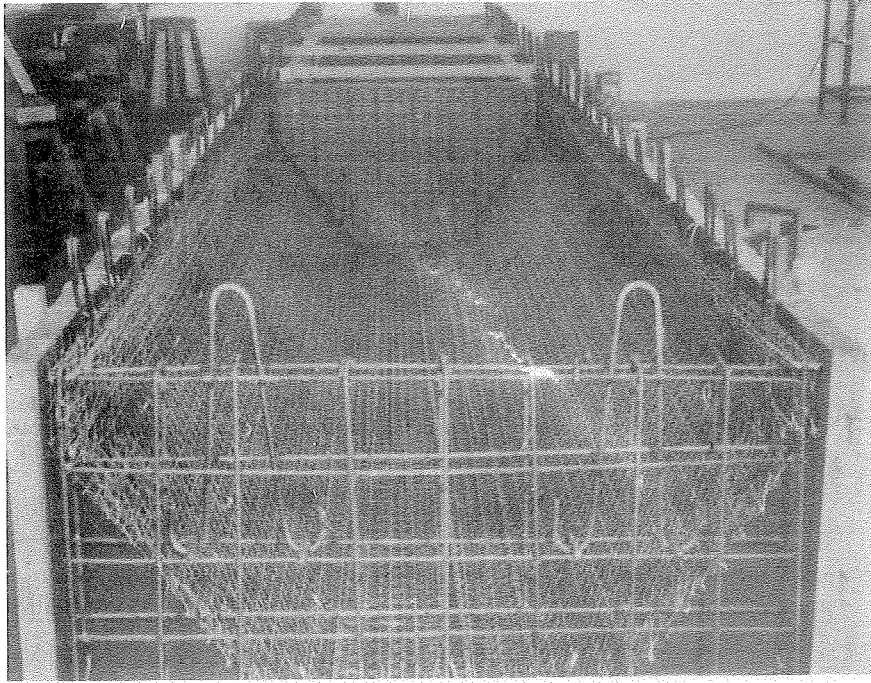


FIG. 7. 18 - ARMADURA PRONTA

7.5.4 - Moldagem da viga

7.5.4.1 - Preparação da argamassa

Empregou-se areia média quartzosa, peneirada para se retirar partículas maiores que 2,5mm, cujas características granulométricas são indicadas na tabela 7.2 e no gráfico 7.19.

TABELA 7.2 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DA AREIA			
Peneira (mm)	Peso retido (gr)	Proc. retida (%)	Porc. acumulada (%)
9,5	0	0	0
4,8	0	0	0
2,4	0	0	0
1,2	37	3	3
0,6	392	31	34
0,3	557	44	78
0,15	273	21	99
resíduo	13	1	100

Diâmetro máximo: 1,2mm Módulo de finura: 2,14

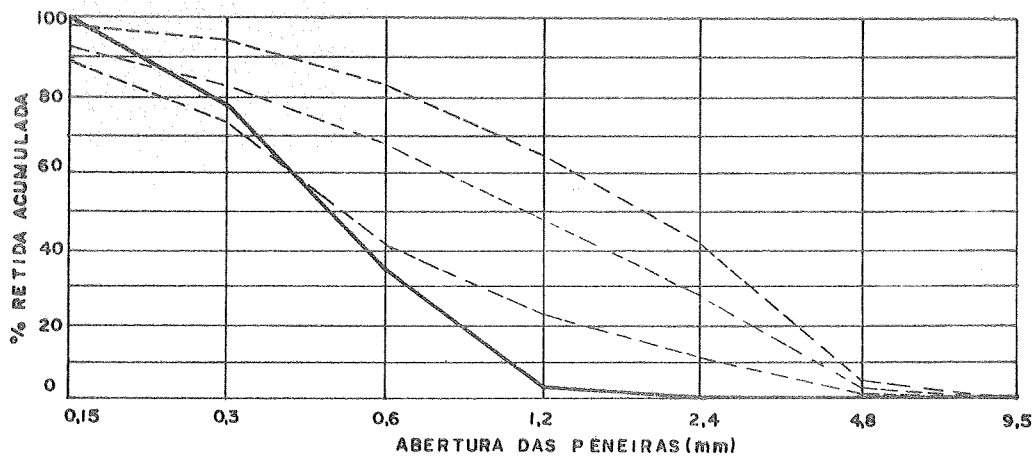


FIG. 7.19 - GRANULOMETRIA DA AREIA EMPREGADA NO MODELO.

O traço adotado para a argamassa foi 1:2 (relação cimento/areia, em peso), e relação água/cimento $x = 0,37$ em geral, a não ser na parte superior da viga, correspondente aos engrossamentos, e no diafragma central, onde essa relação foi aumentada para 0,38; o consumo calculado de cimento Portland CP-320 foi de 695 kg/m^3 .

O volume total de argamassa, cerca de 1 m^3 foi misturado em betoneira em 10 etapas, sendo moldados três corpos de prova cilíndricos, de diâmetro $\phi = 50 \text{ mm}$ e altura de 100mm, por etapa de mistura.

7.5.4.2 - Guias para desempenamento

Para possibilitar bom desempenamento e manutenção das espessuras da peça, foram fixadas na fôrma por meio de espaçadores de plástico e parafusos, guias para desempenamento da superfície interna; essas guias foram feitas de segmentos de ferro chato com largura de 25mm e comprimento de 50cm e colocadas aproximadamente a cada 100cm.

7.5.4.3 - Ferramentas e equipamentos utilizados

Além das ferramentas comuns como colheres-de-pe dreiro de diversos tamanhos e régua de desempenamento, foram empregados vibradores de imersão, com agulhas de diâmetro de 45mm e 25mm, e vibradores de placa montados no próprio laboratório adaptando-se placas de aço às agulhas dos vibradores de imersão e placas de aço acopladas a massas excêntricas movidas por equipamento de esmeril de chicote.

7.5.4.4 - Moldagem

De maneira geral, a seqüência na moldagem da vi
ga foi a seguinte:

- a) moldagem parcial de um diafragma externo, vi
brando-se com vibrador de imersão;
- b) moldagem da parte inferior da viga, empregando
do-se inicialmente vibradores de imersão e de placa;
- c) moldagem parcial do outro diafragma de extre
midade;
- d) moldagem das almas, aplicando-se a argamassa
com colher-de-pedreiro e vibrando-se com vi
bradores de placa; as operações de aplicação
e adensamento foram repetidas até se obter o
completo enchimento das almas, chegando-se a
efetuá-las até quatro vezes em algumas re
giões;
- e) moldagem das partes restantes dos diafragmas
externos e do diafragma intermediário;
- f) moldagem da parte superior das vigas;
- g) desempenamento com régua, seguido pela reti
rada das guias e acabamento final com colher-
de-pedreiro.

Essas operações foram realizadas em sete horas
de trabalho, empregando-se a mão-de-obra de oito pessoas,
sendo duas encarregadas da produção da argamassa, uma da
moldagem dos corpos de prova, e as cinco restantes da mol
dagem, revezando-se nas tarefas de aplicação, adensamento
e acabamento. É bom salientar que embora os elementos par
ticipantes fossem técnicos e auxiliares de técnicos de la
boratório (até engenheiros civis ...), não tinham experiência
de execução desse tipo de construção, podendo-se então

classificar a mão-de-obra, do ponto de vista de habilidade profissional, como não especializada.

Durante a moldagem da viga foram observadas diversas dificuldades, algumas delas sanáveis por pequenas alterações no processo de execução, e outras inerentes ao próprio processo escolhido, podendo ser minimizadas pela adoção de cuidados adicionais.

A principal dificuldade constatada foi a incerteza do perfeito adensamento da argamassa, principalmente na região das almas. Após sucessivas aplicações da argamassa e adensamento com vibradores de placa, observava-se que embora aparentemente compacta, a argamassa ainda expelia bolhas de ar durante nova vibração; isso indicava a presença de vazios na argamassa, exigindo revibrações até que não se notasse mais a saída de bolhas de ar, o que foi feito. Ainda assim, tornava-se difícil assegurar o perfeito adensamento da argamassa em toda a peça e a ausência de vazios sob os fios das telas, uma vez que a argamassa, tendendo a escorrer pelo plano inclinado das almas, de certa forma apoiava-se num lado da superfície dos fios e provavelmente destacando-se da outra, prejudicando-se assim a perfeita aderência.

Outra dificuldade observada foi a do enchimento do diafragma central e das partes superiores das vigas, onde foram empregadas fôrmas nas duas faces; utilizou-se então nesses locais mistura com relação água/cimento igual a 0,38. Mesmo assim, constataram-se após a desforma defeitos na junção entre as almas e o diafragma central, que foram reparados posteriormente.

Defeitos de adensamento foram constatados também nas almas na região de um dos apoios, o que acabou tendo consequências mais graves na resistência da peça.

Nas fotos das figs. 7.20 a 7.23 ilustram-se alguns aspectos da moldagem e da viga após a desforma.

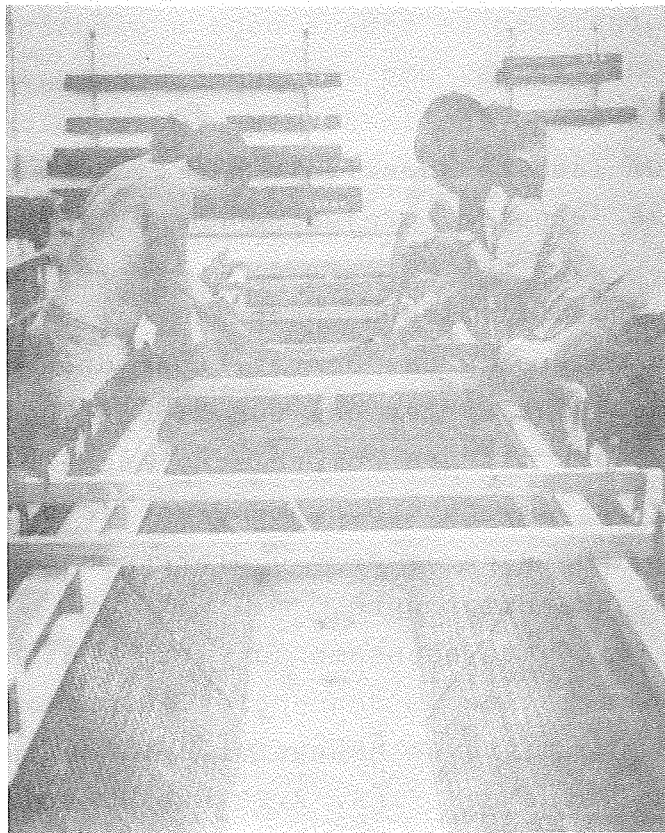
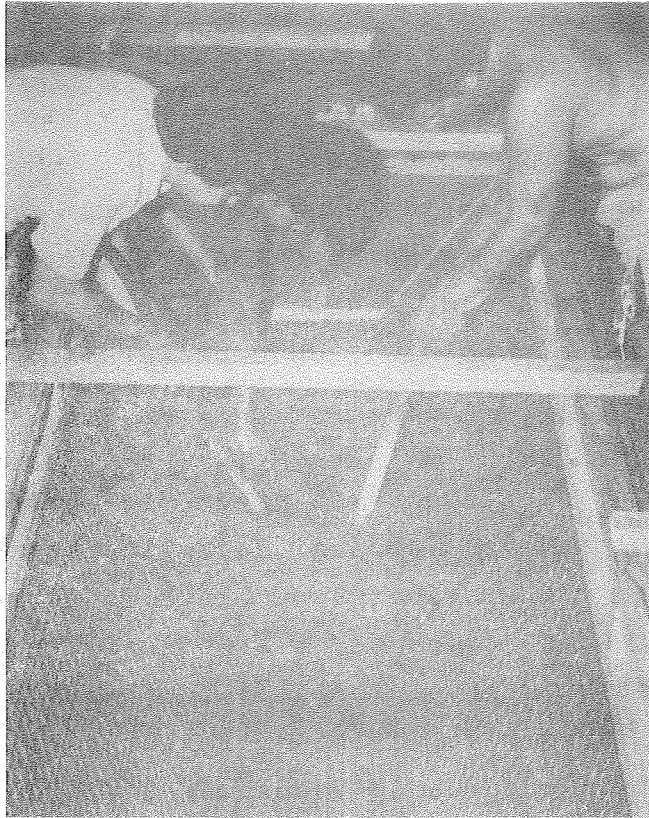


FIG. 7.20 - MOLDAGEM

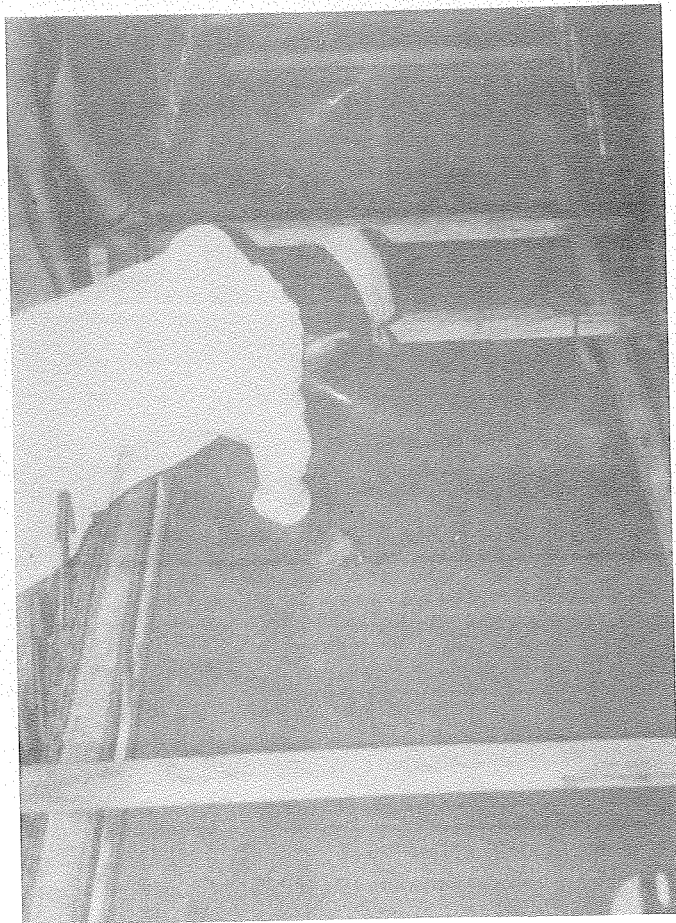
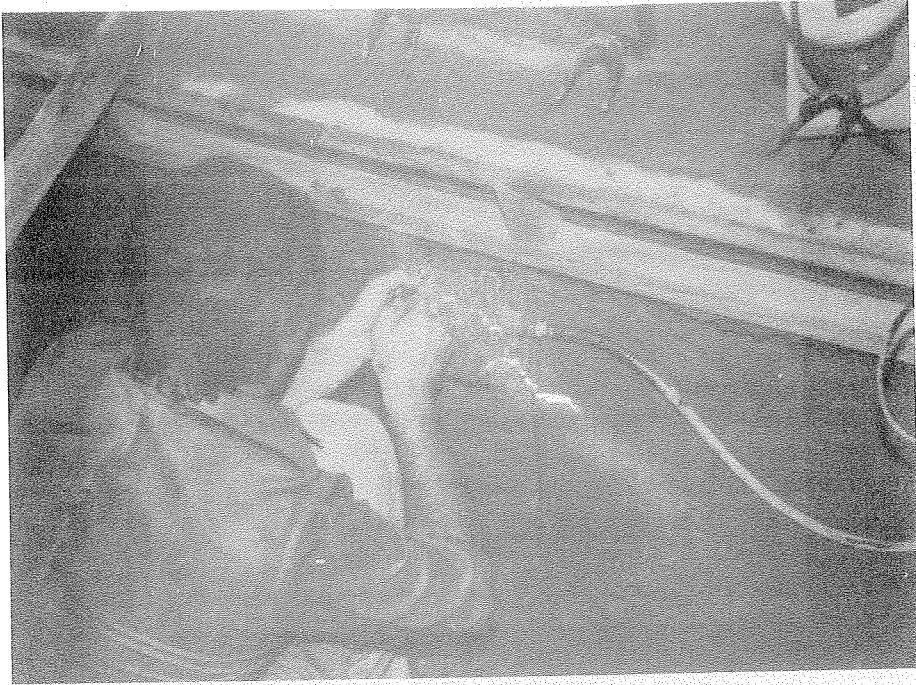
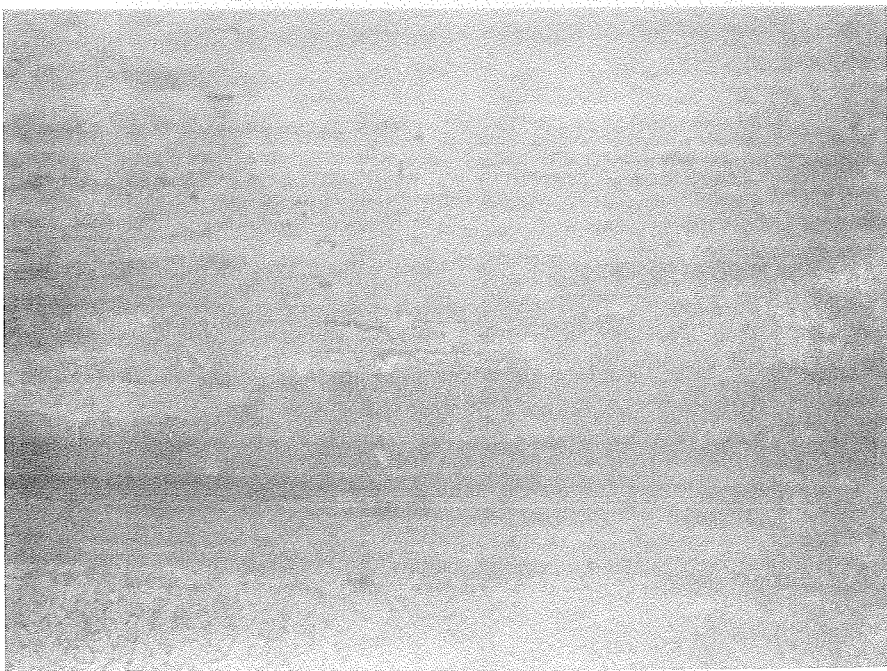


FIG. 7. 21 -- MOLDAGEM

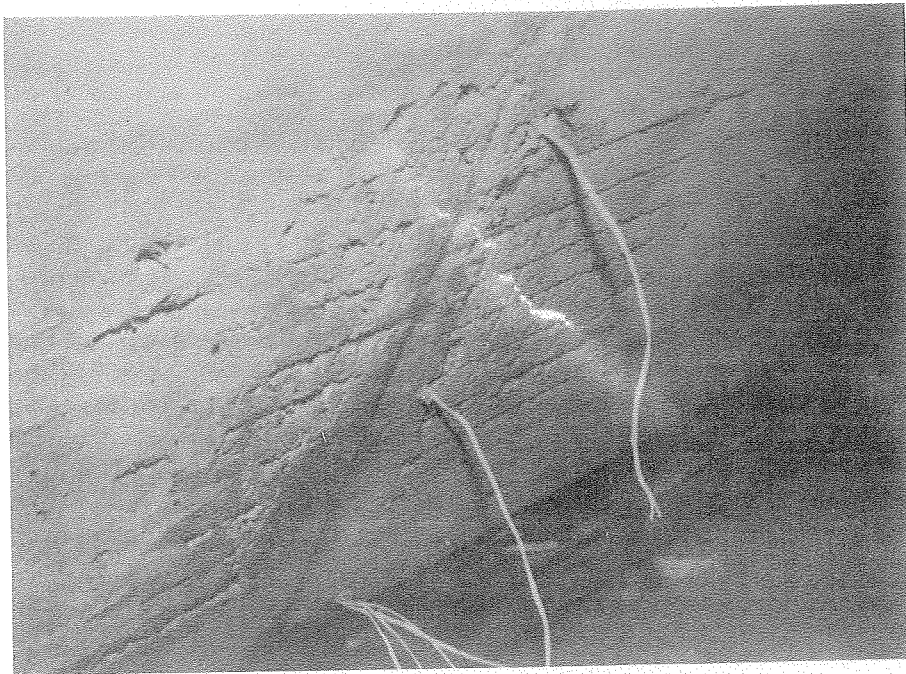


a) Apoio esquerdo-face oesfe

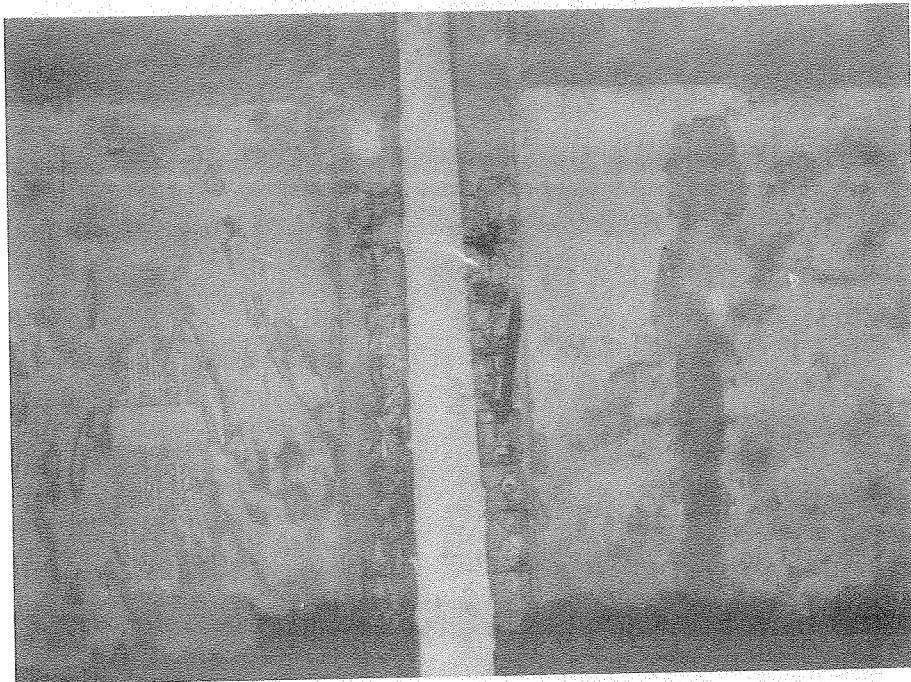


b) junção talão inferior-alma

FIG. 7.22 - DEFEITOS DE MOLDAGEM



a) Seção central - lado externo



b) Seção central - lado interno

FIG. 7.23 - DEFEITOS DE MOLDAGEM

7.5.5 - Cura

Durante a cura, a peça foi mantida úmida nas condições ambientais, sendo recoberta com folhas de papel molhado e envolvida por lona plástica, durante dez dias seguintes à moldagem.

7.6 - CONSTRUÇÃO DO ELEMENTO DE COMPENSAÇÃO DE TEMPERATURA

De acordo com critério e projeto apresentados no item 7.4, construiu-se o elemento de compensação de temperatura, com partes de argamassa armada com 3,5cm e 7,0cm, e parte de concreto armado com 18cm de espessura; a peça foi instrumentada com extensômetros elétricos do mesmo tipo e lote de fabricação daqueles empregados no modelo. Na fig. 7.24 ilustra-se o aspecto do elemento.

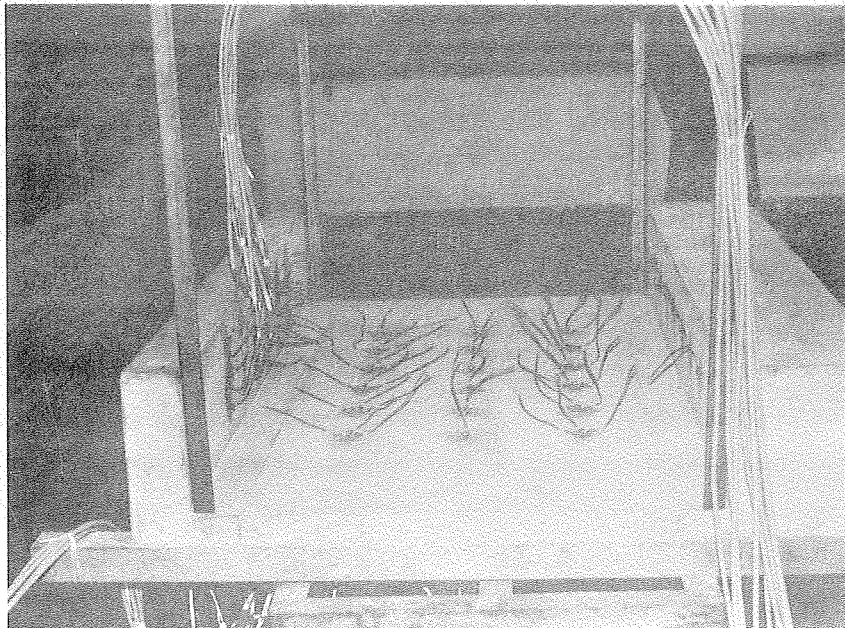


FIG. 7.24 - ELEMENTO DE COMPENSAÇÃO DE TEMPERATURA

7.7 - EXECUÇÃO DA LAJE COLABORANTE

A laje colaborante do modelo foi executada de pois da realização de ensaios sobre a viga pré-moldada de argamassa armada, que serão comentados mais adiante.

As placas de argamassa armada com 2,5cm de espesura, previamente moldadas, foram assentadas na parte superior da viga; montou-se então a armadura da laje, sendo que algumas das barras foram instrumentadas, de acordo com o projeto de instrumentação. Como fôrmas laterais para conucretagem da laje, empregaram-se alguns dos painéis já utilizados na moldagem da viga.

O concreto, cerca de $1,6\text{m}^3$, foi fornecido por usina especializada, com valor especificado de $f_{c28} = 20,0$ MPa; conforme informações do fabricante, o traço empregado foi 1:2,64:4,08 ($x = 0,55$). Do lote único de concreto, foram moldados vinte corpos de prova cilíndricos, tomando-se exemplares de modo uniforme das etapas de descarga do camiunhão-betoneira.

Na foto da fig. 7.25 mostram-se aspectos de execução da laje colaborante do modelo.

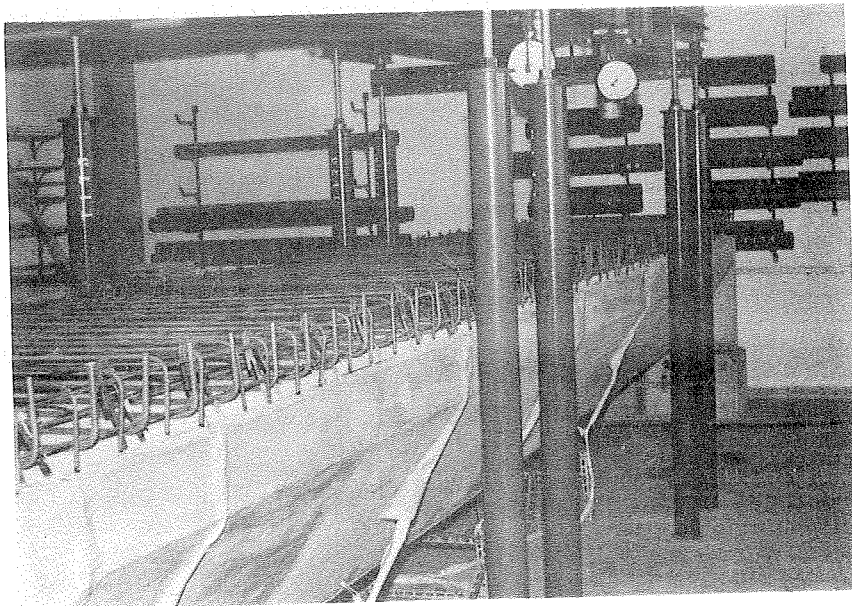


FIG. 7.25 - EXECUÇÃO DA LAJE COLABORANTE

7.8 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS

7.8.1 - Aplicação de cargas

Para a aplicação de cargas empregou-se o sistema do Laboratório de Estruturas da EESC-USP, constituído pela laje de reação e acessórios; utilizaram-se quatro cilindros hidráulicos de capacidade máxima de 200 kN, acionados por bomba hidráulica manual.

Para a medição das cargas aplicadas empregaram-se quatro transdutores de carga, constituídos por peças cilíndricas de aço instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência, dois deles com dois canais de saída, para medição simultânea.

O controle das cargas aplicadas durante os ensaios foi efetuado pela monitorização das cargas nos transdutores com dupla saída; o segundo canal de um deles foi ligado a um indicador-amplificador Hottinger, ao qual se acoplou um traçador de gráficos X-Y Hewlett-Packard, que desenhava curvas de carga aplicada ao longo do tempo; o segundo canal do outro transdutor foi ligado a um indicador Tepic-Huggenberger, pelo qual se controlava a operação de bombeamento de óleo no sistema hidráulico.

7.8.2 - Medição de cargas e deformações

Para a medição de cargas por meio dos transdutores e de deformações no modelo por meio de extensômetros elétricos de resistência, utilizou-se principalmente o sistema de aquisição de dados Hewlett-Packard, que permitia a leitura seqüencial automática de valores, registrando as medidas em fita perfurada de papel.

Tendo em vista que os registros em fita perfurada necessitariam de decodificação posterior, alguns dos pontos instrumentados foram ligados ao indicador Tepic-

Huggenberger, de registro manual, o que permitiria a interpretação preliminar mais imediata dos resultados e o controle dos ensaios; esses pontos são indicados na tabela 7.1.

Para a medição de deformações nas juntas entre a viga pré-moldada e a laje colaborante, empregou-se extensômetro mecânico Tensotast-Huggenberger, com precisão nominal de milésimo de milímetro.

7.8.3 - Medição de deslocamentos

Para a medição de deslocamentos, empregaram-se defletômetros mecânicos Mitutoyo, com precisão nominal de centésimo de milímetro.

7.9 - ENSAIO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Apresentam-se os resultados obtidos em ensaios sobre corpos de prova da argamassa, do concreto e do aço empregados na construção do modelo.

Realizaram-se apenas ensaios básicos, de compressão simples e de tração por compressão diametral nos corpos de prova de argamassa e de concreto, e de tração nos corpos de prova de aço, alguns com medição de deformações. Não foram efetuados ensaios de flexão específicos da argamassa empregada; contudo, conta-se com os trabalhos de *Hirata* e *Setti* referentes ao estudo da flexão de vigas armadas com telas soldadas, incluídos no relatório parcial da pesquisa "Pontilhões e passarelas de argamassa armada", enviados à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo por *Martinelli* e *Hanai*¹⁴⁵.

7.9.1 - *Corpos de prova da argamassa do modelo*

Da argamassa preparada para moldagem do modelo, de traço 1:2 (relação cimento/areia, em peso), e relação água/cimento $x = 0,37$ em geral, com exceção de duas das dez etapas de amassamento onde se adotou $x = 0,38$, retiraram-se trinta corpos de prova cilíndricos de diâmetro 50mm e altura 100mm, correspondentes a três exemplares por etapa de amassamento, constituindo-se o que se chamou de 1ª série de corpos de prova de argamassa; os corpos de prova foram mantidos submersos em água até a data de ensaio.

Posteriormente, cinco dias após a moldagem do modelo, foram moldados mais trinta corpos de prova, empregando-se materiais do mesmo lote, constituindo-se a 2ª série de corpos de prova, complementar, com o objetivo de se diminuir possíveis dúvidas sobre os resultados da 1ª série.

De cada série, foram ensaiados corpos de prova à compressão e à tração, aos pares, aos 3, 7 e 14 dias; aos 28 dias, foram ensaiados os restantes, de cada série, seis corpos de prova à tração e doze corpos de prova à compressão, sendo que em seis destes últimos, na 1ª série, e em quatro, na 2ª série, foram efetuadas medições de deformações longitudinais. Na verdade, alguns corpos de prova haviam sido reservados para ensaios em datas posteriores, próximas às dos principais ensaios sobre o modelo; entretanto, por engano, esses corpos de prova foram também ensaiados com 28 dias de idade.

Analisando-se os resultados dos ensaios dos corpos de prova, observou-se boa uniformidade das resistências avaliadas, considerando-se então o conjunto total de amostras como representativo da argamassa empregada no modelo; também não verificou diferença sensível entre os resultados de ensaio dos corpos de prova de argamassa com relação água/cimento $x = 0,37$ e $x = 0,38$.

Desprezando-se apenas seis resultados, claramente disparatados, dos sessenta correspondentes a estas

duas séries, obtiveram-se os parâmetros relacionados a seguir:

a) Idade: 3 dias

$$f_{c3} = 11,7 \text{ MPa (s = 3,57 MPa ; } \delta = 0,306)$$

$$f_{t3} = 1,78 \text{ MPa (s = 0,377 MPa; } \delta = 0,212)$$

b) Idade: 7 dias

$$f_{c7} = 22,5 \text{ MPa (s = 2,90 MPa ; } \delta = 0,129)$$

$$f_{t7} = 2,49 \text{ MPa (s = 0,165 MPa; } \delta = 0,066)$$

c) Idade: 14 dias

$$f_{c14} = 26,9 \text{ MPa (s = 2,12 MPa; } \delta = 0,079)$$

$$f_{t14} = 2,37 \text{ MPa (s = 0,128 MPa; } \delta = 0,054)$$

c) Idade: 28 dias

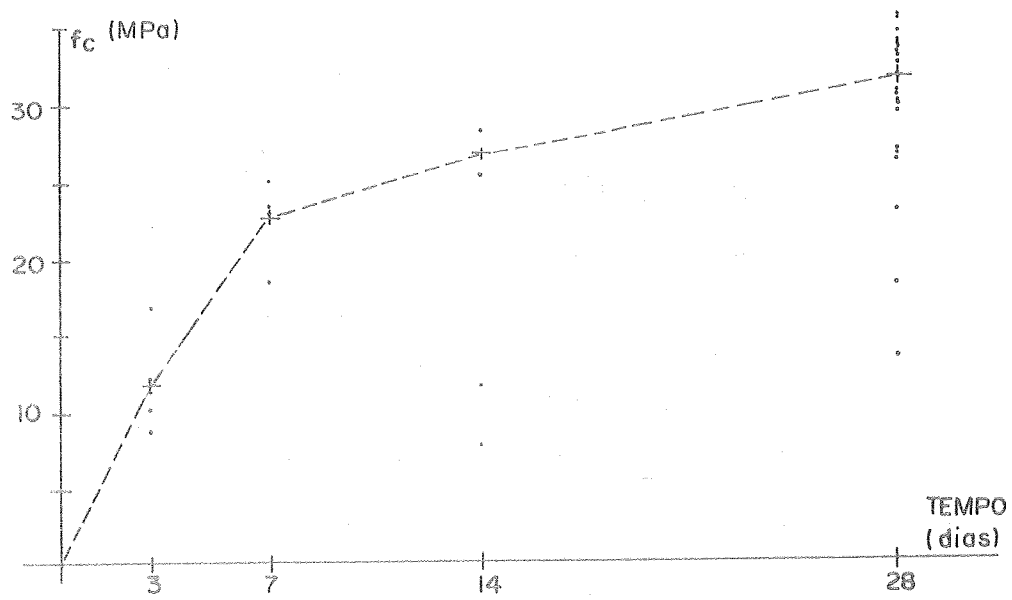
$$f_{c28} = 31,7 \text{ MPa (s = 2,65 MPa ; } \delta = 0,084)$$

$$f_{t28} = 2,99 \text{ MPa (s = 0,526 MPa ; } \delta = 0,176)$$

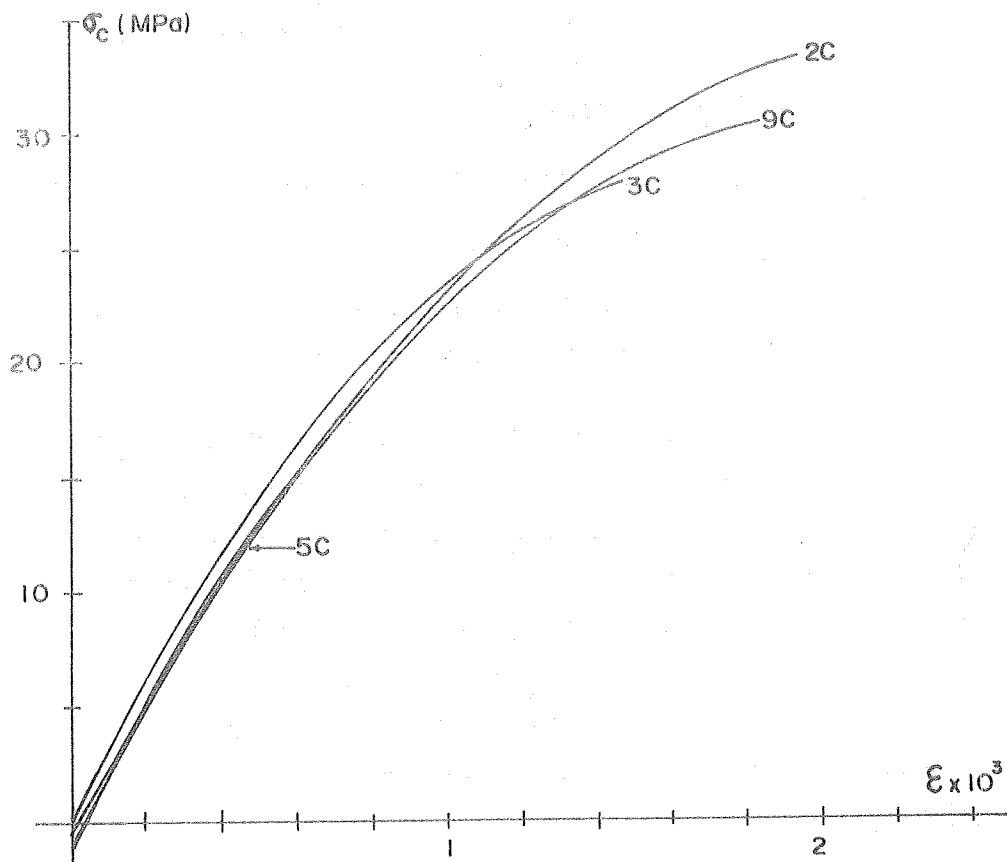
$$E_c = 30.100 \text{ MPa (módulo de deformação longitudinal à compressão).}$$

O valor médio do módulo de deformação longitudinal à compressão foi obtido pela análise dos diagramas tensão-deformação correspondentes ao primeiro carregamento, efetuando-se aproximação por curva de equação do 2º grau e determinando-se o módulo tangente na origem.

Nas figs. 7.26 e 7.27 apresentam-se a evolução das resistências ao longo do tempo e os diagramas tensão-deformação obtidos nos ensaios com medição de deformações longitudinais.



a) evolução da resistência à compressão



b) diagramas tensão-deformação: 1ª série

FIG. 7.26- RESULTADOS DE ENSAIOS DOS C.P. DE ARGAMASSA

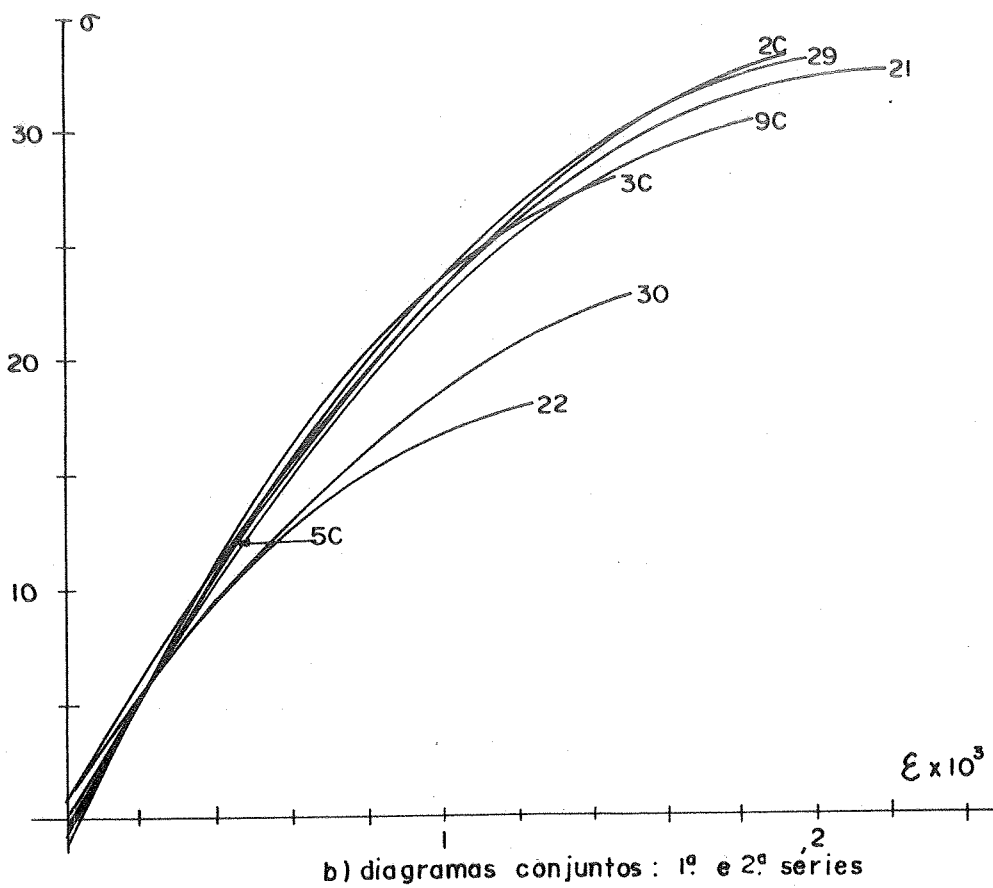
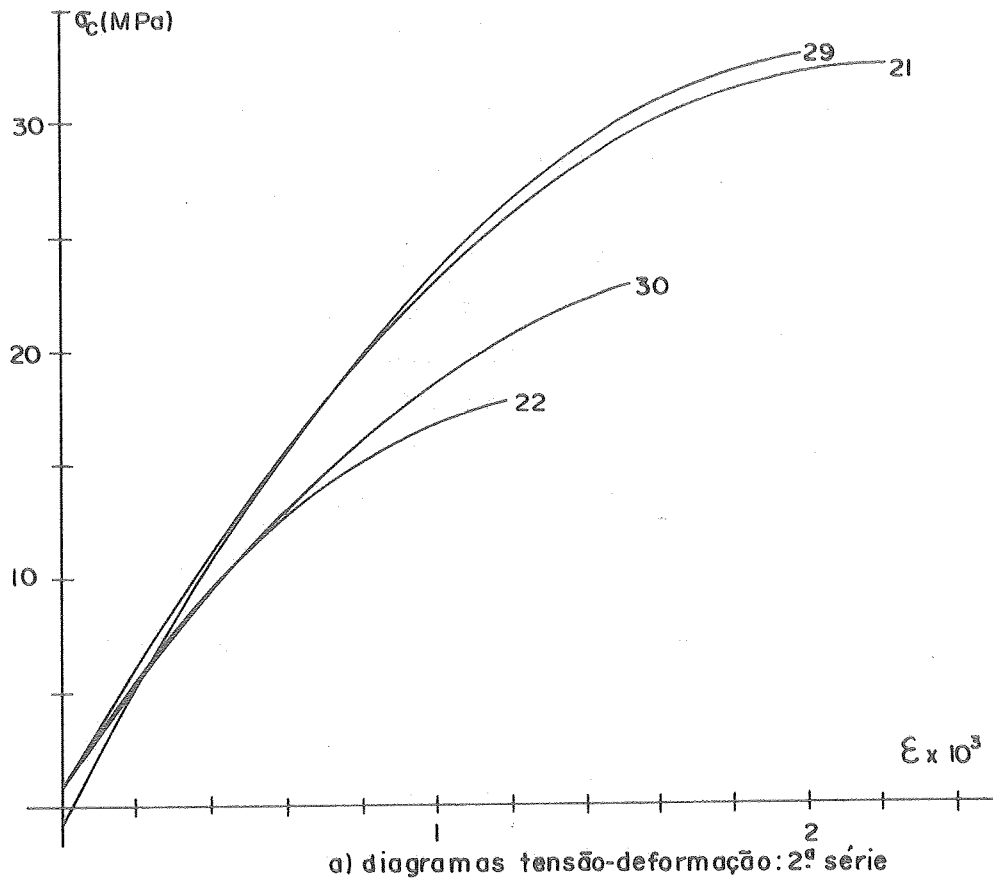


FIG. 7. 27 - DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA ARGAMASSA

7.9.2 - *Corpos de prova de argamassa do elemento de compensação de temperatura*

Para a execução da parte em argamassa do elemento de compensação de temperatura, preparou-se argamassa com a mesma composição daquela empregada no modelo, retirando-se quatorze corpos de prova cilíndricos 50 mm x 100 mm.

Esses corpos de prova foram ensaiados com 3, 7 e 28 dias de idade, à compressão simples e à tração por compressão diametral. Os parâmetros decorrentes da análise dos resultados dos ensaios são relacionados a seguir; observa-se que embora se tenha mantido a mesma composição da argamassa empregada anteriormente, as resistências avaliadas foram neste caso bastante superiores, ocorrendo também certa incoerência entre os resultados dos corpos de prova com 3 dias e com 7 dias de idade.

a) Idade: 3 dias

$$f_{c3} = 34,7 \text{ MPa} \quad (s = 2,05 \text{ MPa} ; \delta = 0,059)$$

$$f_{t3} = 3,08 \text{ MPa} \quad (s = 0,120 \text{ MPa} ; \delta = 0,039)$$

b) Idade: 7 dias

$$f_{c7} = 33,4 \text{ MPa} \quad (s = 0,424 \text{ MPa} ; \delta = 0,013)$$

$$f_{t7} = 3,18 \text{ MPa} \quad (s = 0,021 \text{ MPa} ; \delta = 0,007)$$

c) Idade: 28 dias

$$f_{c28} = 46,9 \text{ MPa} \quad (s = 9,50 \text{ MPa} ; \delta = 0,203)$$

$$f_{t28} = 4,60 \text{ MPa} \quad (s = 0,382 \text{ MPa} ; \delta = 0,083)$$

$$E_c = 36.600 \text{ MPa}$$

Na fig. 7.28a apresentam-se os diagramas tensão-deformação obtidos em ensaios com medição de deformações longitudinais.

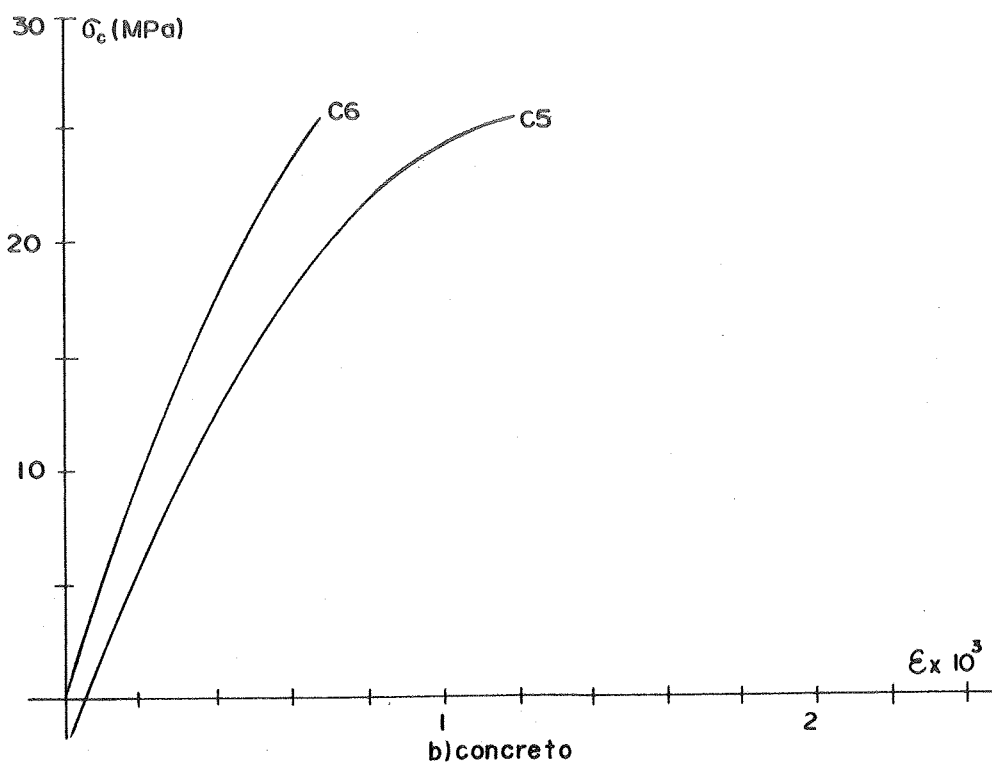
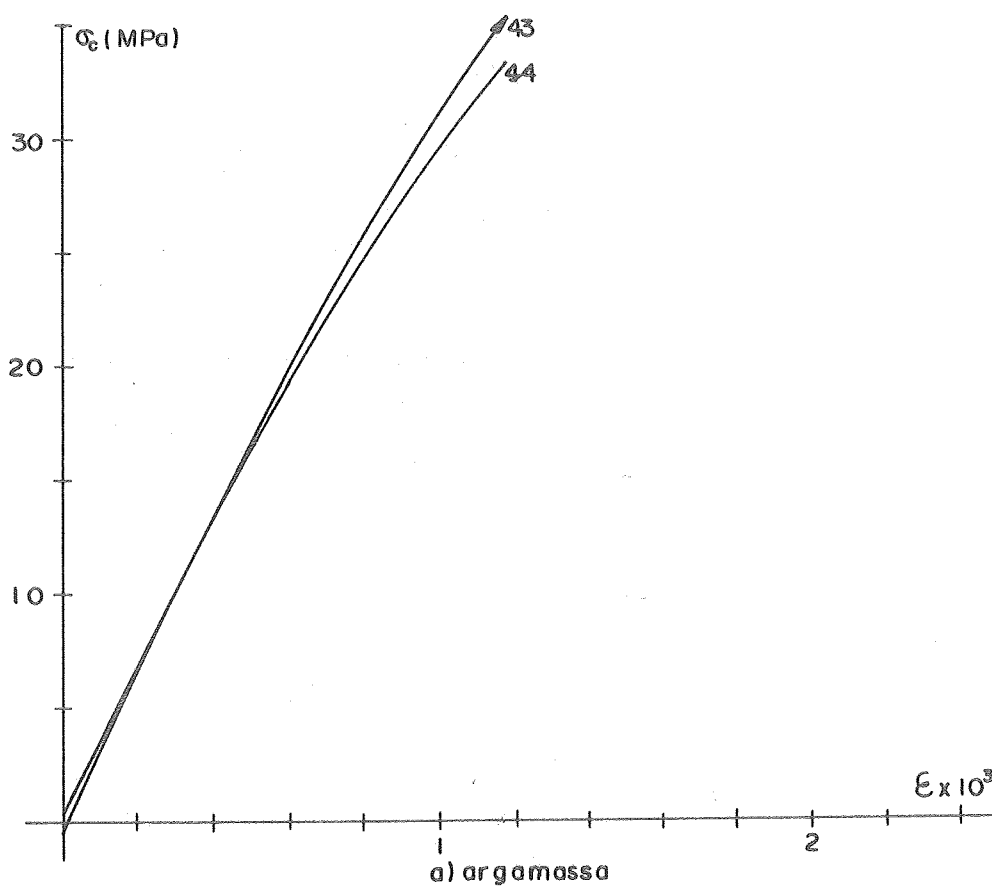


FIG. 7.28 - ELEMENTO COMPENSADOR :
DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO

7.9.3 - *Corpos de prova do concreto da laje colaborante*

Como já se comentou, o concreto da laje colaborante do modelo foi produzido em usina especializada, com traço em peso 1:2,64:4,08 ($x = 0,55$).

Foram moldados vinte corpos de prova cilíndricos de diâmetro 150mm e altura 300mm, que foram ensaiados à compressão simples e à tração diametral, com idade de 1, 3, 7, 14, 28 e 56 dias, obtendo-se resultados relacionados a seguir.

a) Idade: 1 dia

$$f_{c1} = 21,8 \text{ MPa} \quad (s = 2,83 \text{ MPa} ; \delta = 0,130)$$

b) Idade: 3 dias

$$f_{c3} = 27,8 \text{ MPa} \quad (s = 0,778 ; \delta = 0,028)$$

c) Idade: 7 dias

$$f_{c7} = 33,7 \text{ MPa} \quad (s = 1,98 \text{ MPa} ; \delta = 0,059)$$

d) Idade: 14 dias

$$f_{c14} = 35,1 \text{ MPa} \quad (s = 3,18 \text{ MPa} ; \delta = 0,091)$$

e) Idade: 28 dias

$$f_{c28} = 43,4 \text{ MPa} \quad (s = 11,95 \text{ MPa} ; \delta = 0,045)$$

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} \quad (s = 0,375 \text{ MPa} ; \delta = 0,139)$$

$$E_c = 54.100 \text{ MPa}$$

f) Idade: 56 dias

$$f_{c56} = 38,4 \text{ MPa} \quad (s = 8,05 \text{ MPa} ; \delta = 0,210)$$

$$f_{t56} = 2,9 \text{ MPa} \quad (s = 0,255 \text{ MPa} ; \delta = 0,094)$$

$$E_c = 68.700 \text{ MPa}$$

Analisando-se os resultados dos ensaios à compressão simples dos corpos de prova com idade de 28 dias e 56

dias, observa-se a incoerência entre os valores obtidos. Não se conseguiu identificar as causas dessas discrepâncias; portanto, para a análise preliminar dos resultados dos ensaios sobre o modelo, decidiu-se utilizar o valor médio das resistências obtidas para as diferentes idades.

Na fig. 7.29 apresentam-se a evolução das resistências ao longo do tempo e os diagramas tensão-deformação obtidos nos ensaios com medição de deformações longitudinais.

7.9.4 - *Corpos de prova do concreto do elemento de compensação de temperatura*

O concreto empregado na construção do elemento de compensação de temperatura foi preparado no laboratório com traço 1:2,17:2,94 ($x = 0,50$). Foram moldados seis corpos de prova cilíndricos 150mm x 300mm, que foram ensaiados com 28 dias de idade, quatro à compressão simples e dois à tração por compressão diametral, obtendo-se os resultados seguintes.

$$f_{c28} = 30,0 \text{ MPa} \text{ (s = 2,42 MPa; } \delta = 0,081)$$

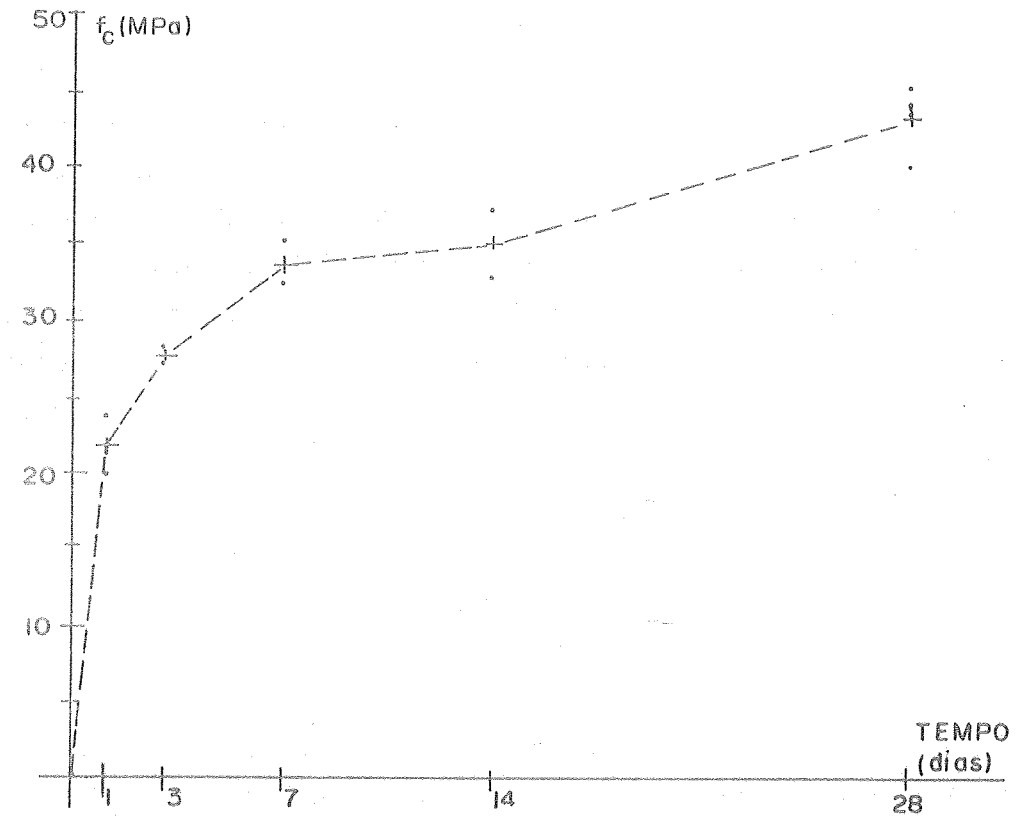
$$f_{t28} = 3,56 \text{ MPa} \text{ (s = 0,240 MPa; } \delta = 0,068)$$

$$E_c = 48.600 \text{ MPa}$$

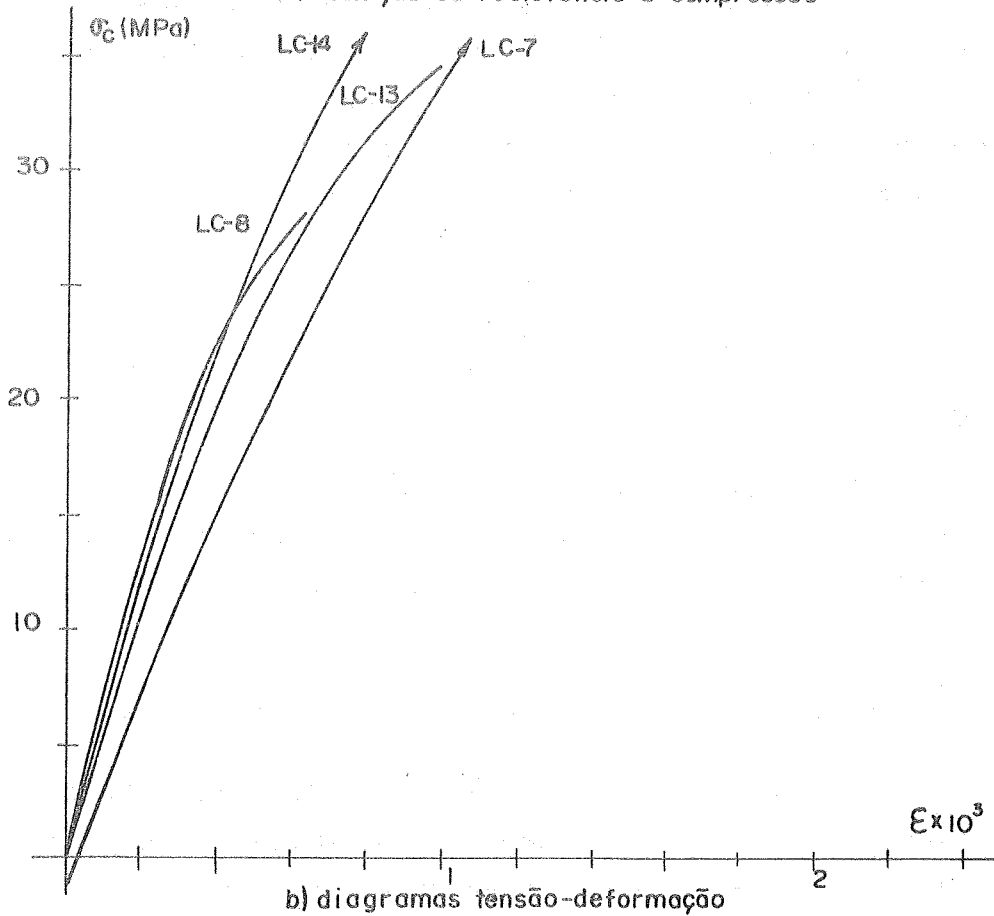
Na fig. 7.28b apresentam-se os diagramas tensão-deformação obtidos nos ensaios com medição de deformações longitudinais.

7.9.5 - *Corpos de prova do aço das telas soldadas*

Foram retiradas amostras de fios longitudinais e transversais das telas soldadas, empregadas na construção do modelo, as quais, após serem instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência, foram ensaiadas à tração, obtendo-se os resultados que são apresentados na fig. 7.30.



a) evolução da resistência à compressão



b) diagramas tensão-deformação

FIG. 7.29--RESULTADOS DE ENSAIOS DO CONCRETO DA LAJE COLABORANTE

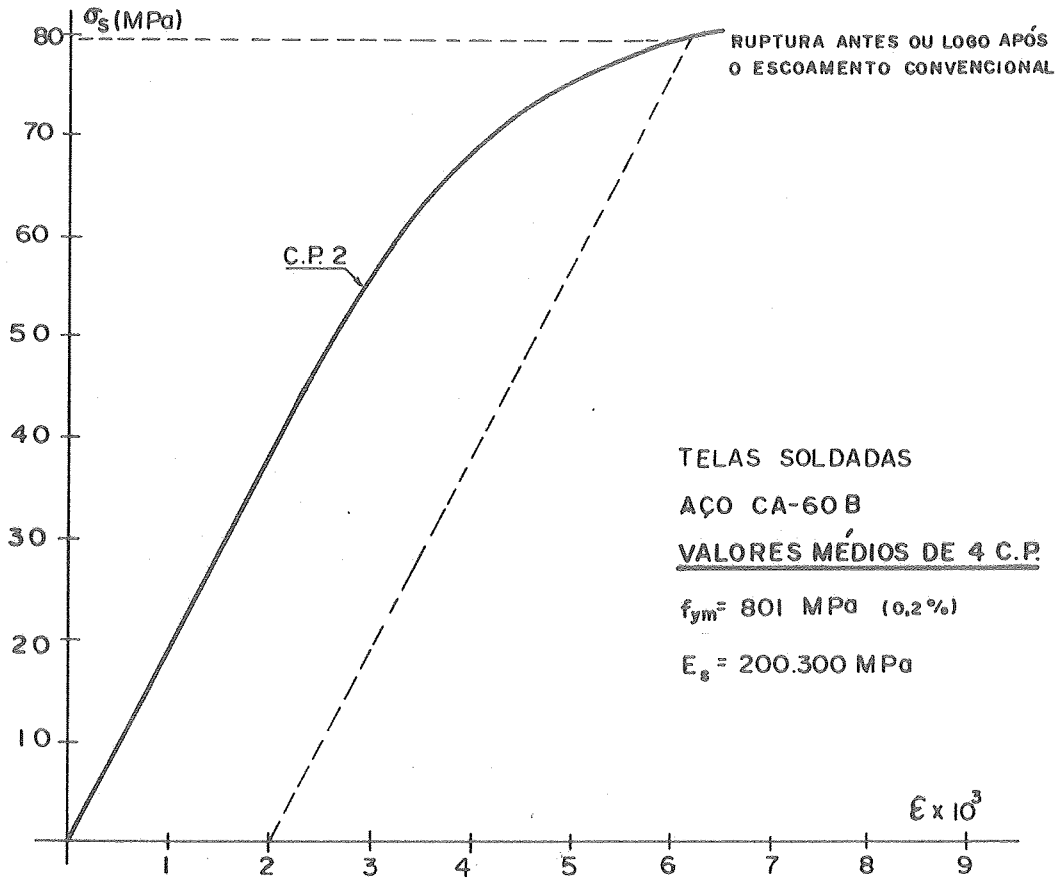


FIG. 7.30 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TÍPICO DAS TELAS

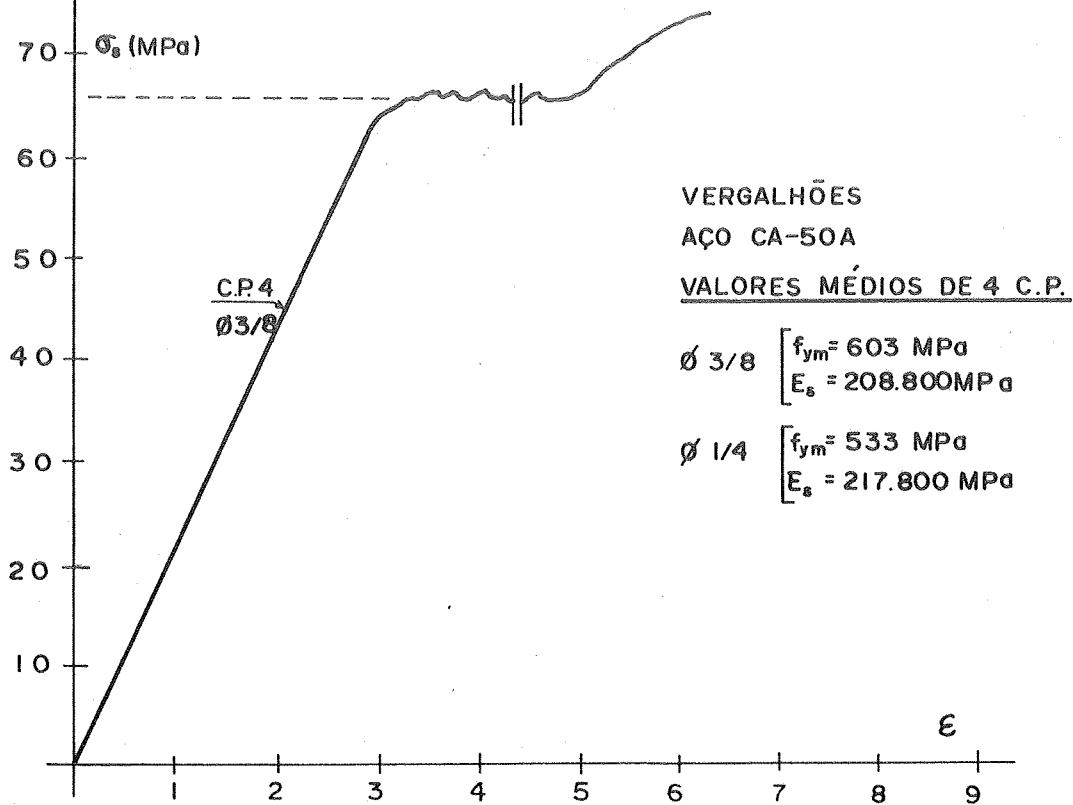


FIG. 7.31 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TÍPICO DOS VERGALHÕES

7.9.6 - *Corpos de prova do aço das barras da armadura suplementar*

Foram retiradas amostras das barras empregadas na construção do modelo, as quais foram instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência e ensaiadas à tração; os resultados obtidos são apresentados na fig. 7.31.

7.10 - ENSAIOS E OUTRAS MEDIÇÕES EFETUADAS SOBRE A VIGA PRÉ-MOLDADA

Neste ítem descrevem-se os ensaios e outras medições efetuadas sobre a viga pré-moldada de argamassa armada, desde o seu deslocamento do local de moldagem para a laje de reação, até a concretagem da laje colaborante. Efetua-se a análise preliminar dos resultados, baseada nas medidas de deslocamentos verticais e de deformações referentes aos pontos selecionados para controle dos ensaios.

Salienta-se que a análise mais detalhada dos resultados só será possível após o processamento e a depuração dos dados registrados pelo sistema de aquisição de dados citado no ítem 7.8.2, o que exige maior tempo disponível.

7.10.1 - *Medições efetuadas no primeiro levantamento da viga pré-moldada*

Para se transportar a viga pré-moldada do local de moldagem para o de ensaios, sobre a laje de reação, empregaram-se dois pequenos guinchos de operação manual, içando-se a viga pelas extremidades.

Por ocasião do primeiro levantamento, foram efetuadas leituras de deformações, somente dos pontos de controle, indicados na tabela 7.1, uma vez que a ligação dos demais pontos foi efetuada posteriormente.

Nessa fase os esforços solicitantes eram relativamente pequenos; para que se tenha idéia, as tensões normais calculadas tomando-se as características mecânicas da seção transversal geométrica, sem consideração da armadura, tinham valor máximo de 1,0 MPa e -1,4 MPa, de tração e compressão, respectivamente. Compativelmente, as deformações medidas foram pequenas; entretanto, acabaram revelando-se de pouca confiabilidade e utilidade, tendo em vista discrepâncias possivelmente ocasionadas por acomodações internas dos materiais, na primeira solicitação da estrutura, ainda em baixo nível.

Transportada para a área de ensaios, a viga foi colocada em repouso sobre vários apoios constituídos por peças de madeira distanciadas cerca de 1,00m, para execução da ligação dos demais pontos instrumentados aos equipamentos de medição.

7.10.2 - *Medições efetuadas na colocação da viga sobre apoios extremos*

Após o término da ligação dos pontos instrumentados aos equipamentos de medição, a viga foi novamente içada e assentada sobre apoios extremos, constituídos por blocos de concreto armado, intercalando-se almofadas de neoprene fretado.

As deformações medidas, embora ainda de pequena magnitude, mostraram-se mais consistentes que as primeiras obtidas. Por exemplo, os pontos instrumentados das armaduras SE07L e TE07L, junto à borda inferior da seção central revelaram deformação de $35 \cdot 10^{-6}$, à qual corresponde, com $E_s = 210.000$ MPa, tensão na armadura $\sigma_s = 7,4$ MPa. No ponto CE07L, também na seção central, junto à borda inferior, na superfície da argamassa, obteve-se $\epsilon_{ct} = 45 \cdot 10^{-6}$; com $E_c = 30.100$ MPa, obtém-se $\sigma_{ct} = 1,4$ MPa. Pode-se notar então que os valores experimentais são próximos aos calculados.

Os demais valores observados mostraram-se também coerentes com os respectivos valores calculados, e são aqui omitidos por serem de pouco interesse para a análise global que ora se efetua.

7.10.3 - Ensaio da viga pré-moldada com solicitações de peso próprio

Para se analisar o desempenho da viga pré-moldada sujeita, no caso real da ponte experimental, às ações de peso próprio referentes à própria viga e ao concreto ainda não endurecido da laje de tabuleiro, realizou-se ensaio simulando-se os esforços solicitantes reais; o modelo tinha então 117 dias de idade.

O ensaio foi efetuado aplicando-se cargas externas por meio de macacos, conforme o esquema da fig. 7.32,

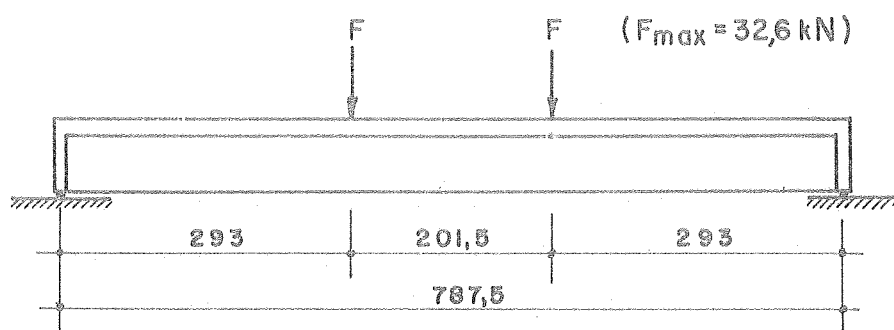


FIG. 7.32 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO PARA ENSAIO DA VIGA PRÉ-MOLDADA COM SOLICITAÇÕES DE PESO PRÓPRIO

produzindo-se esforços solicitantes, que somados aos decorrentes do peso próprio do modelo, alcançaram valores próximos aos calculados para as vigas da ponte experimental. Com a disposição adotada das cargas externas, atingiram-se simultaneamente os valores máximos para momento fletor e força cortante.

Nas figs. 7.33 e 7.34 apresentam-se diagramas de deslocamentos verticais e de deformações contra valores nominais de cargas externas aplicadas em cada posição de car

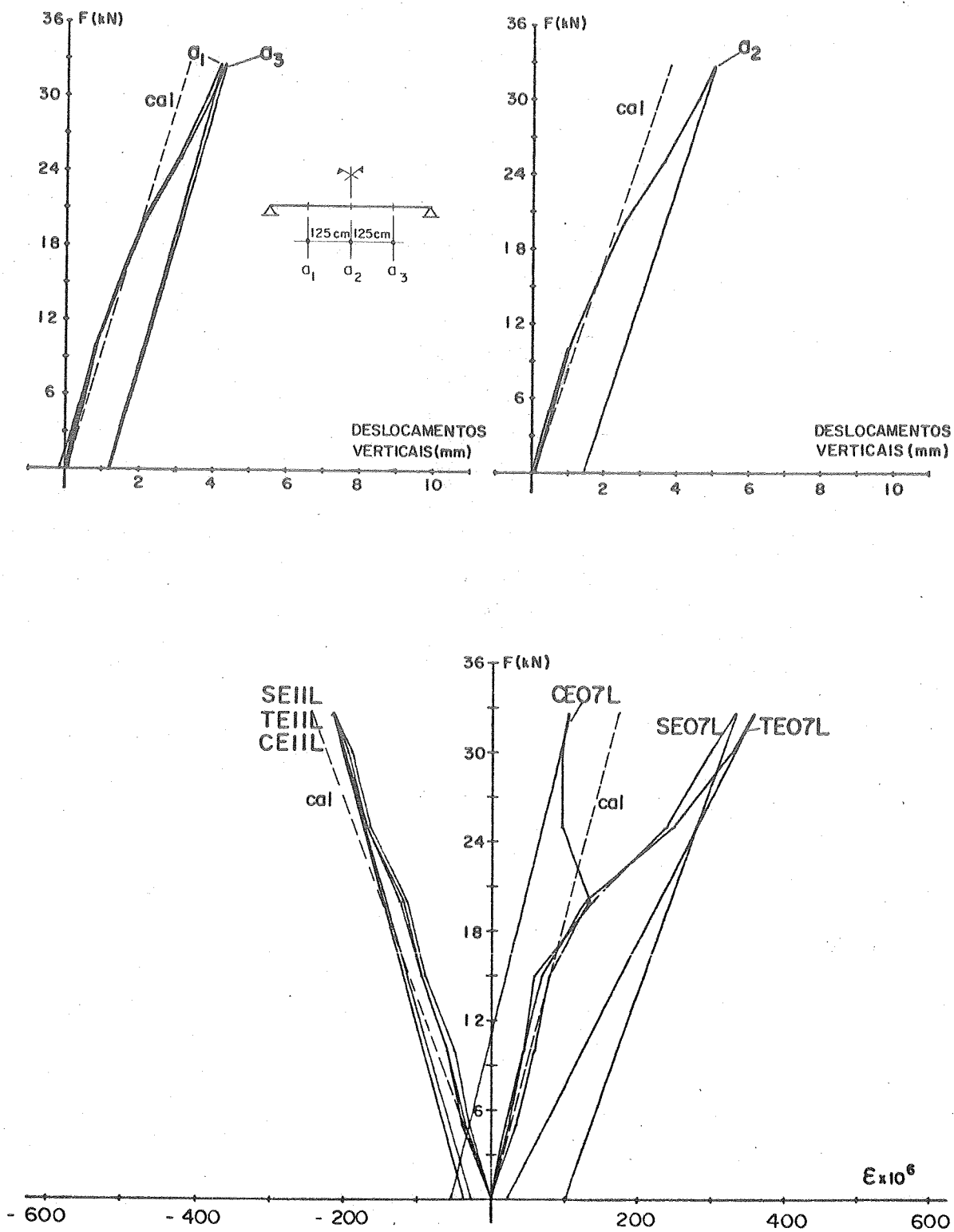


FIG. 7.33 - ENSAIO DE SOLICITAÇÕES DE PESO PRÓPRIO

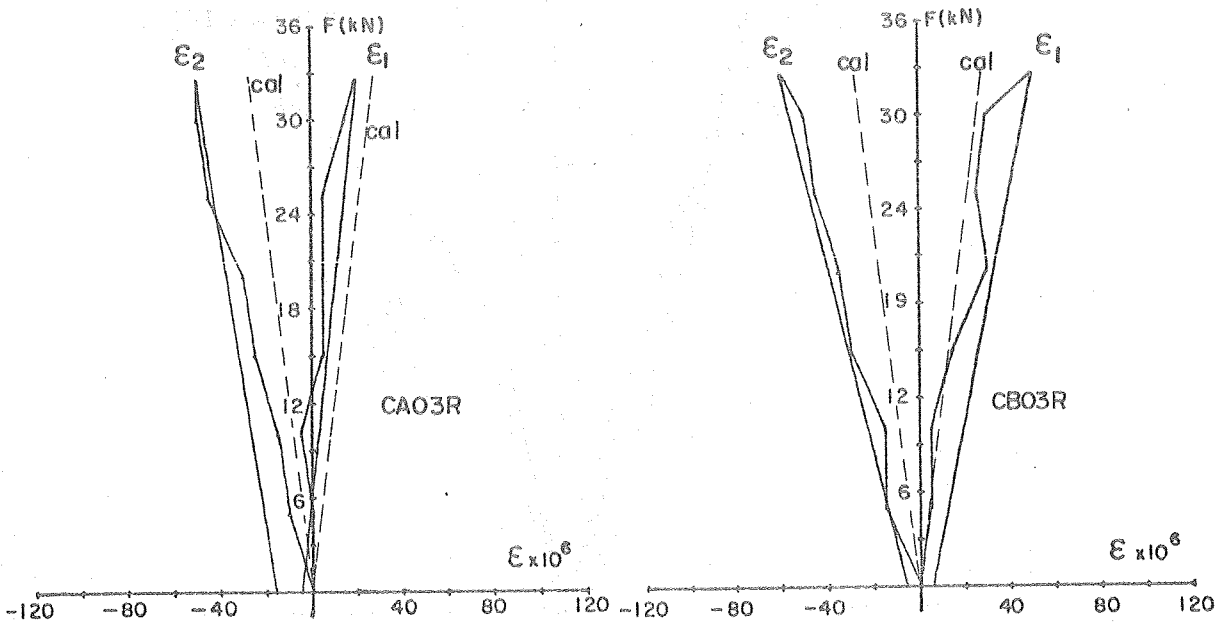
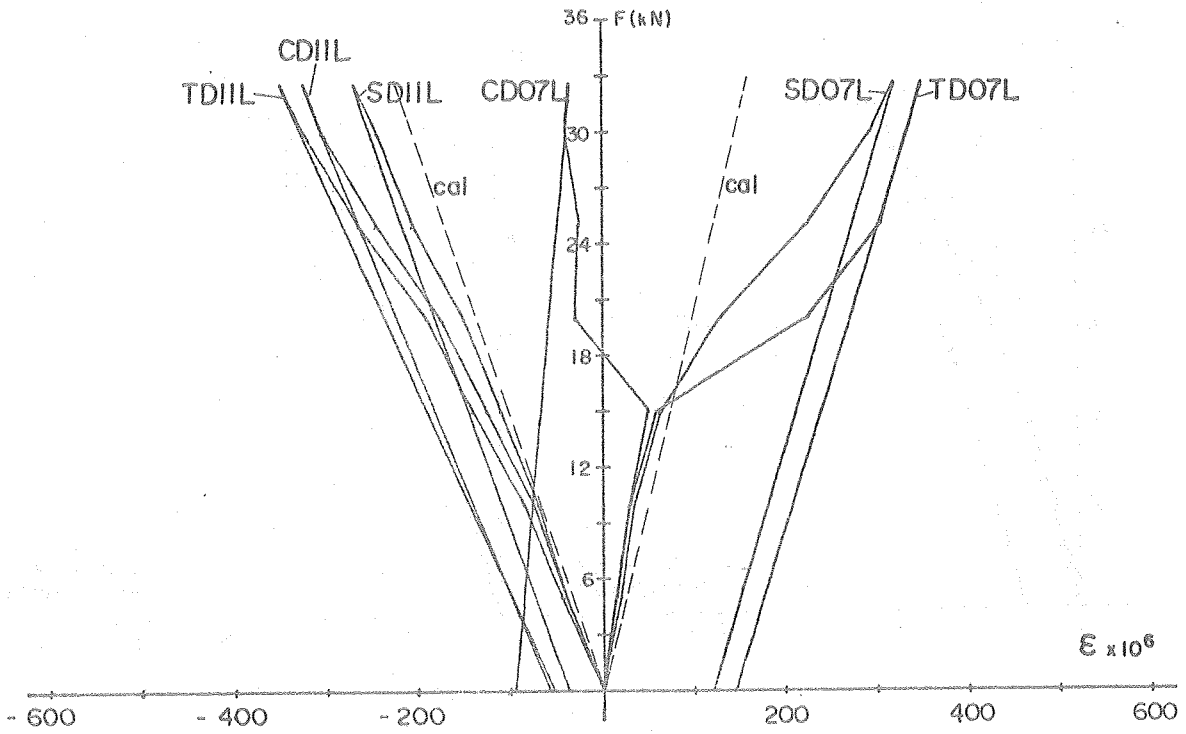


FIG. 7.34 - ENSAIO DE SOLICITAÇÕES DE PESO PRÓPRIO

regamento. Os deslocamentos verticais apresentados são resultado de processamento das medidas obtidas, determinando-se o valor médio das leituras correspondentes ao par de defletômetros situados na mesma seção transversal, e efetuando-se o desconto proporcional dos deslocamentos nos apoios decorrentes da deformação dos aparelhos de apoio de neoprene. As deformações apresentadas são resultado direto das medidas efetuadas, sem qualquer depuração.

Nessas figuras indicam-se também diagramas correspondentes aos valores teóricos calculados empregando-se características da seção geométrica, não homogeneizada, e módulo de deformação da argamassa $E_c = 30.100$ MPa. Nota-se então que, de maneira geral, os deslocamentos e as deformações são menores que as calculadas numa fase inicial, onde dever-se-iam considerar características da seção homogeneizada, e são maiores em outra fase, onde a peça torna-se menos rígida em decorrência da fissuração. Ressalta-se também que para a construção desses diagramas empregaram-se os valores nominais das cargas, uma vez que os valores efetivos, medidos por meio dos dinamômetros, ainda não são disponíveis.

Analisando-se os diagramas de deslocamentos verticais, observa-se a linearidade dos diagramas até o valor de carga externa por seção igual a 10 kN, quando se nota o princípio de mudanças de inclinação, que se tornam mais acentuadas para a carga igual a 20 kN. Como já se salientou no capítulo 4, essa perda de rigidez da estrutura sugere que nessa fase inicia-se o processo de fissuração mais sensível.

Analisando-se agora os diagramas de deformações, pode-se notar que uma certa linearidade é mantida até a carga com valor de 15 kN, a partir da qual as deflexões dos diagramas indicam com boa precisão o progresso de provável microfissuração da argamassa. Observando-se especialmente os diagramas correspondentes aos extensômetros instalados na superfície da argamassa, juntos à borda inferior da vi

ga (CE07L e CD07L), nota-se que estes apresentam descontinuidades para valores de carga iguais a 20 kN, na seção E, e a 15 kN, na seção D.

O que se depreende da análise de deformações medidas nesses pontos de controle, é que o processo de transferência de tensões de tração da argamassa para a armadura teve início com valor de carga externa igual a cerca de 15 kN, ocorrendo rupturas da argamassa à tração com deformações da ordem de $120 \cdot 10^{-6}$, somando-se aí aquelas já instaladas, devidas ao peso próprio do modelo. Para uma análise mais rigorosa, é necessário que se considerem os demais dados ainda não processados.

Admitindo-se então que à carga de 15 kN corresponda o momento de fissuração convencional, com fissuras não necessariamente visíveis externamente, tem-se momentos fletores atuantes na região entre as cargas aplicadas com valores de 60,54 kNm a 62,40 kNm, contando-se também com os efeitos do peso próprio do modelo.

Calculando-se o momento de fissuração correspondente à seção transversal da viga pré-moldada, adotando-se as hipóteses de cálculo descritas no item 4.2.1 da NB-1/78, desprezando-se o efeito de retração e a presença das armaduras, determinou-se valor igual a 62,14 kNm. Nesse cálculo admitiram-se para resistência à tração e módulo de deformação da argamassa, os valores médios obtidos nos ensaios dos corpos de prova com idade de 28 dias, ou seja, $f_{tm} = 3,0$ MPa e $E_{cm} = 30.100$ MPa.

Comparando-se os valores observados com o calculado, conclui-se que com as hipóteses de cálculo da NB-1/78 conseguiu-se obter uma excelente avaliação do momento de fissuração convencional da peça.

A primeira fissura detectada visualmente na viga, praticamente a olho nu, foi assinalada para cargas externas com valor de 30 kN; essa fissura surgiu na parte inferior de uma das almas da viga, logo acima do talão inferior, entre as seções E e F, com abertura máxima de 0,05mm,

avaliada por meio de lupa comparadora. A essa etapa de carga corresponderiam momentos fletores de 104,5 kNm a 106,4 kNm, incluindo-se o efeito do peso próprio, na região entre cargas aplicadas.

Retornando-se à análise dos diagramas de deslocamentos verticais e de deformações, pode-se notar que cargas da ordem de 25 a 30 kN marcam o final de uma primeira fase do processo de fissuração; a partir daí os extensômetros instalados na superfície da argamassa passam a indicar deformações pouco sensíveis a acréscimos de carga, e os instalados nas armaduras revelam uma possível retomada de linearidade nos diagramas, com novas inclinações.

Considerando-se a equação 4.22, de Surya Kumar e Sharma, para avaliações do momento de fissuração correspondente à primeira fissura visível, determinou-se o valor de 99,8 kNm; para a taxa de armadura, admitiu-se valor correspondente às telas soldadas na alma, isto é, três telas em 3,5cm, desprezando-se as telas hexagonais. Embora existam dúvidas quanto à validade dessa fórmula como foi empregada, sem se levar em conta a armadura suplementar presente no talão inferior, pode-se dizer a princípio que o valor calculado constituiu uma boa estimativa do momento de fissuração relativo à primeira fissura visível.

Os acréscimos de carga até o valor limite especificado para este ensaio não provocaram o aparecimento de mais nenhuma fissura visível nas demais partes da viga.

Quanto ao estudo do cisalhamento, analisando-se os resultados de duas rosetas (CA03R e CB03R) tomadas como pontos de controle de ensaio, obtiveram-se as deformações principais mostradas na fig. 7.34b. Os valores medidos de deformações nos diversos ramos das rosetas foram de pequena magnitude, às vezes da mesma ordem de grandeza da precisão do aparelho de medição; embora os resultados mostrem razoável uniformidade e coerência, é preciso analisar os demais resultados, em conjunto.

Com caráter de avaliação preliminar, pode-se di

zer que nesses pontos de controle, diga-se de passagem situados aproximadamente na mesma altura do centróide da seção transversal da viga pré-moldada, revelaram deformações principais cerca do dobro daquelas calculadas tomando-se $E_c = 30.100 \text{ MPa}$ e as características da seção geométrica.

As demais medidas obtidas mostraram-se, a princípio, pouco significativas para esta avaliação preliminar.

7.10.4 - Teste da viga pré-moldada com balanço de comprimento variável

Com o intuito apenas de se complementar a verificação do comportamento da viga pré-moldada em possíveis situações de transporte, efetuou-se um rápido teste do modelo com balanços unilaterais, submetido à ação do peso próprio. Esses balanços, com comprimentos de 1m, 2m, 3m, e 3,75m, foram propiciados pela colocação e acionamento de um cilindro hidráulico sob a viga, resultando um esquema estático típico mostrado na fig. 7.35.

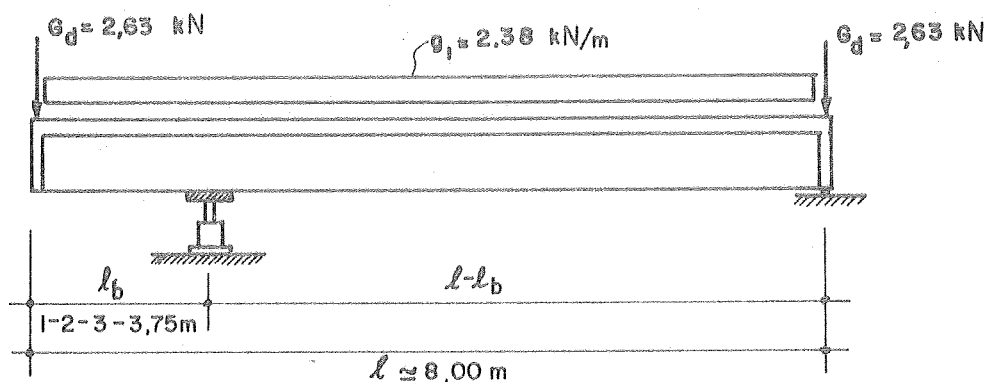


FIG.7.35 - ESQUEMA DE TESTE DA VIGA COM BALANÇOS DE COMPRIMENTO VARIÁVEL

Apesar de se ter levantado o modelo praticamente pela seção central, não se observou nenhuma fissura ou deformação exagerada. Na verdade, as tensões normais calculadas eram baixas, chegando-se a valor máximo de 2,0 MPa, de tração, no caso de balanço com 3,75m.

Esse teste comprovou a possibilidade de fácil adaptação das peças pré-moldadas a diferentes processos de lançamento de vigas, permitindo o içamento por seções intermediárias ou o deslizamento sobre roletes, com grandes trechos em balanço. Extrapolando-se os resultados desse teste, pode-se dizer que no caso das vigas pré-moldadas da ponte experimental, com 11m de comprimento, seriam possíveis, a princípio, balanços de até metade do seu comprimento, sem prejuízos do ponto de vista estrutural.

7.10.5 - Medições efetuadas durante a execução da laje colaborante

Continuando na linha de se realizar medições em todas as fases importantes do modelo, as etapas de execução da laje colaborante e de cura do concreto foram acompanhadas, registrando-se as deformações e os deslocamentos verticais.

Na fig. 7.36 apresentam-se os diagramas correspondentes aos deslocamentos verticais observados ao longo do tempo; pode-se notar claramente a manifestação da deformação lenta, alcançando-se após 28 dias deslocamentos aproximadamente quatro vezes superiores aos observados imediatamente após à concretagem da laje.

Nas figs. 7.37 e 7.38 apresentam-se alguns diagramas de deformações observadas ao longo do tempo, nos pontos escolhidos para controle de ensaio.

Tratando-se de variação de deslocamentos e de deformações ao longo do tempo, pretende-se analisar de maneira global todo o histórico do modelo, levando-se em conta os demais dados sobre deformações e outros dados cronológicos.

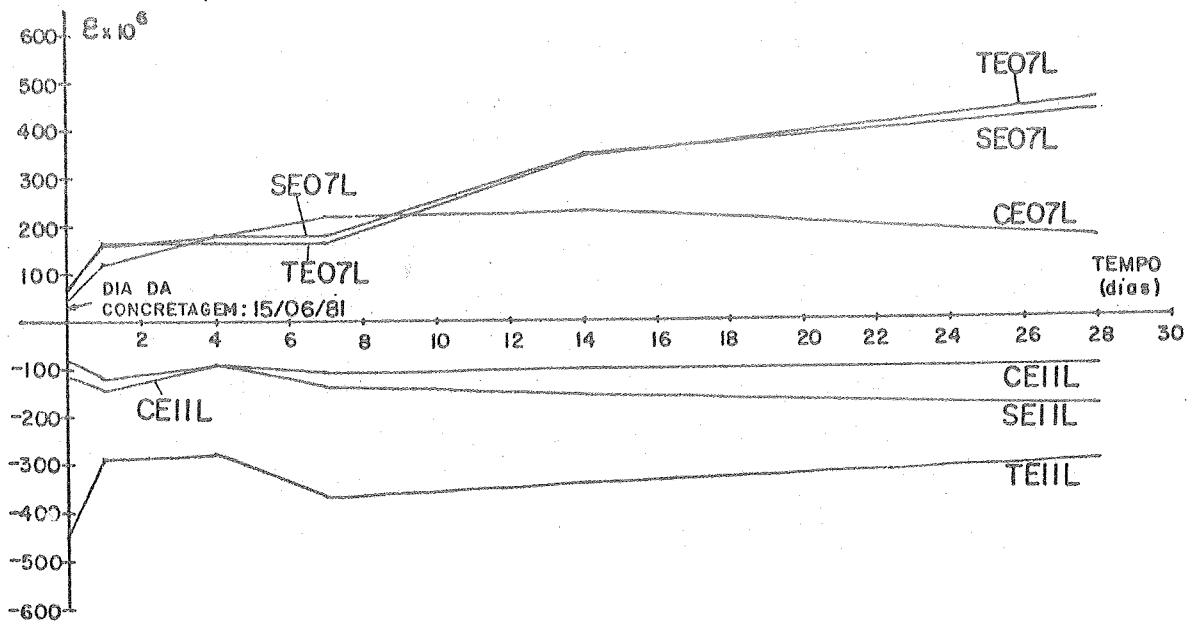
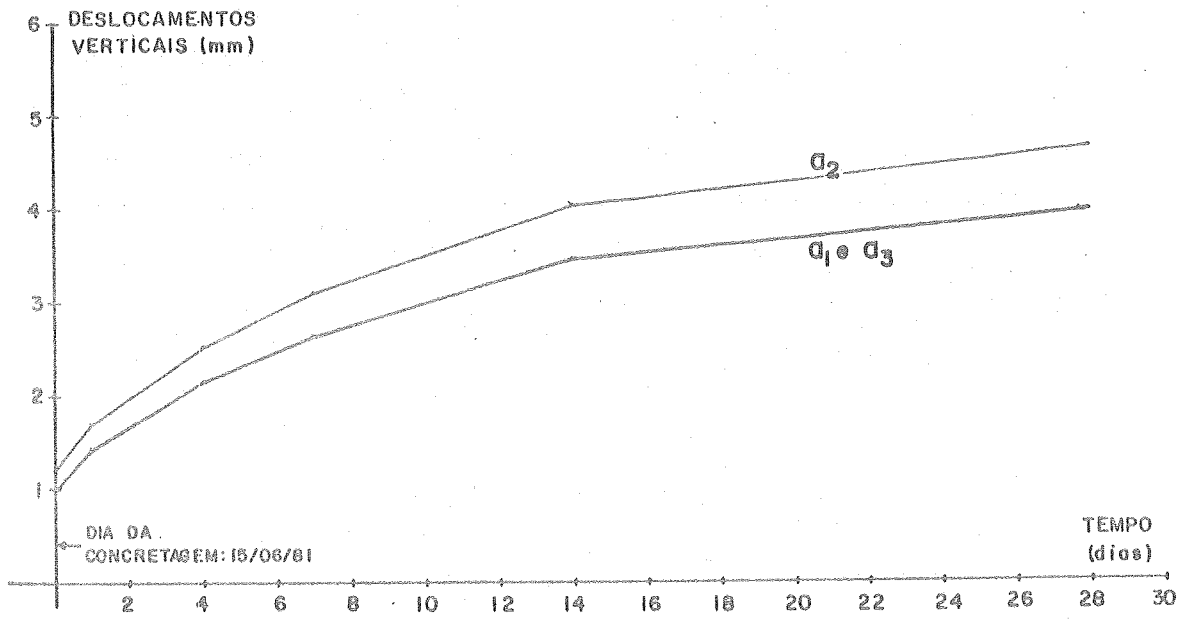


FIG. 7.36 - MEDIÇÕES AO LONGO DO TEMPO

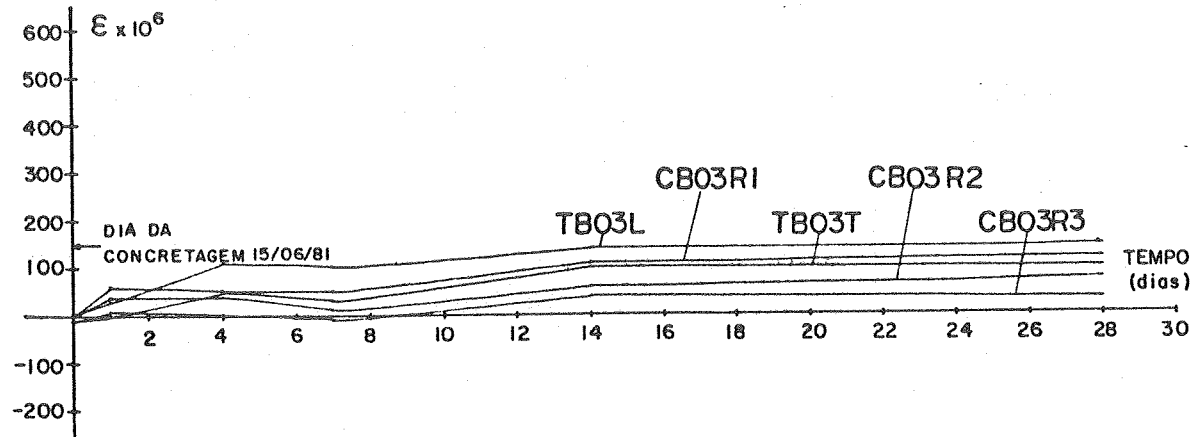
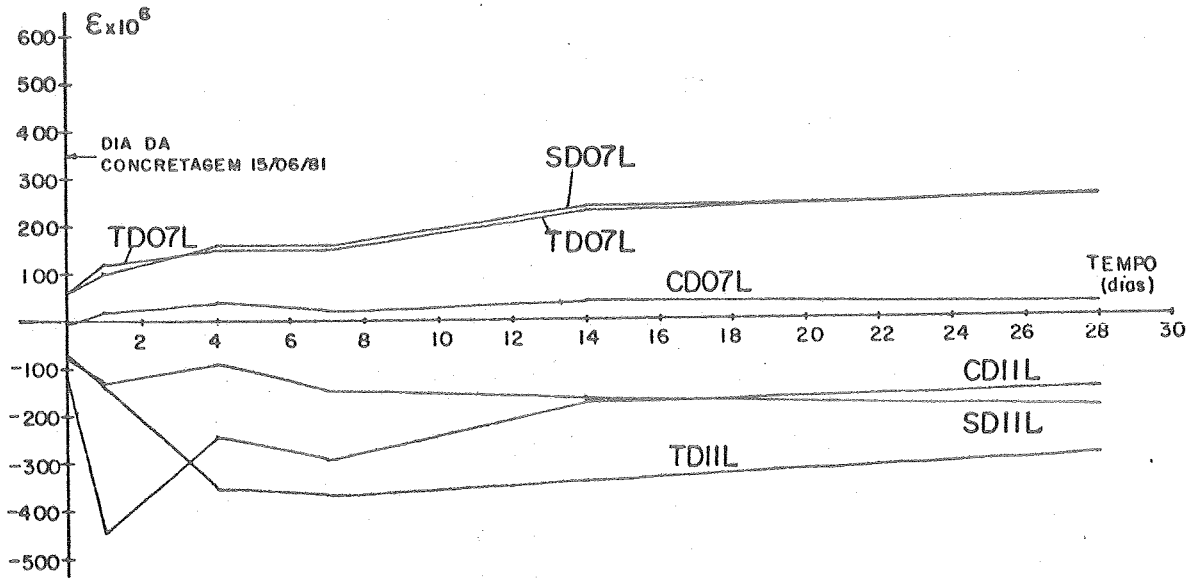
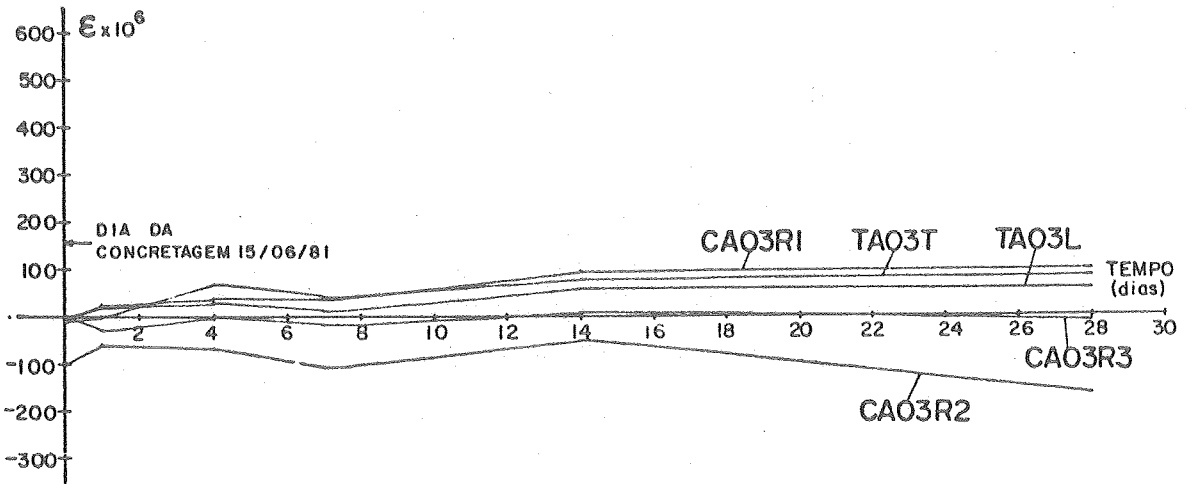


FIG. 7.38 - MEDIÇÕES AO LONGO DO TEMPO

7.11 - ENSAIOS E OUTRAS MEDIÇÕES EFETUADAS SOBRE A VIGA AMPLIADA

Neste ítem, descrevem-se os ensaios efetuados sobre a viga ampliada, isto é, sobre a viga depois do endurecimento do concreto da laje colaborante. Como já se salientou anteriormente, limita-se a realizar uma análise preliminar dos resultados, a partir dos deslocamentos verticais, das deformações medidas nos pontos de controle de ensaios, e das observações visuais imediatas.

7.11.1 - Medições efetuadas sobre a viga solicitada por cargas excêntricas

Com o intuito de se obter um conjunto suplementar de dados sobre o comportamento do modelo submetido à flexo-torção, efetuaram-se medições sobre a viga solicitada por cargas excêntricas, como se esquetiza na fig. 7.39.

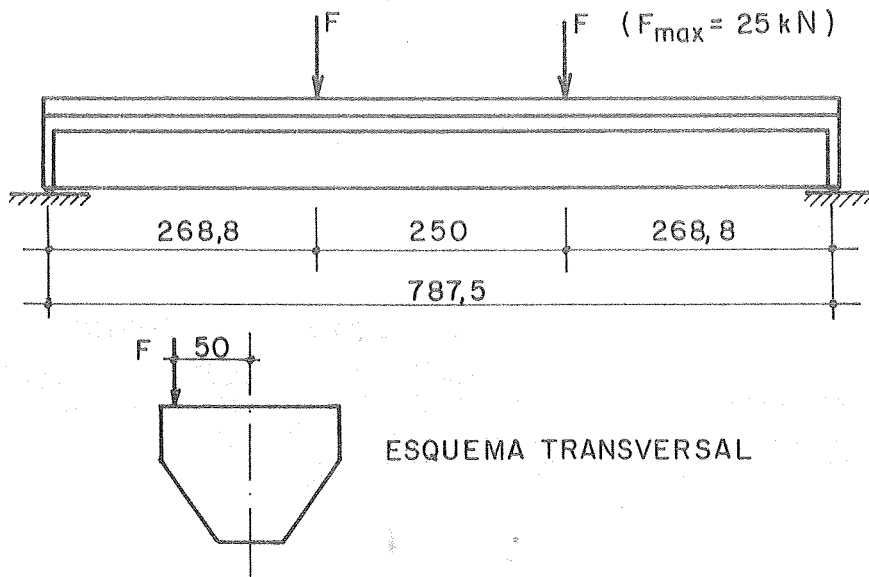


FIG. 7.39 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO PARA O TESTE DE FLEXO-TORÇÃO

Embora no projeto da ponte experimental, devido às suas características estruturais, não se tenha considerado a rigidez à torção, pretendeu-se com o teste ora descrito avaliar, ainda que superficialmente, o desempenho da estrutura na flexo-torção. Contudo, com o receio de se danificar a instrumentação ou a própria peça, prejudicando-se assim ensaios posteriores considerados importantes, as cargas de ensaio foram limitadas a valores pequenos, no máximo iguais a 25 kN por posição de aplicação de cargas externas.

Os primeiros resultados obtidos mostraram-se a princípio disparatados, possivelmente em decorrência da pequena magnitude das solicitações, exigindo portanto uma depuração mais cuidadosa.

7.1.1.2 - Ensaio final de flexão: características gerais

O ensaio final de flexão foi realizado aplicando-se cargas externas por meio de quatro macacos hidráulicos, como se mostra nos esquemas da fig. 7.40 e nas fotos da fig. 7.41.

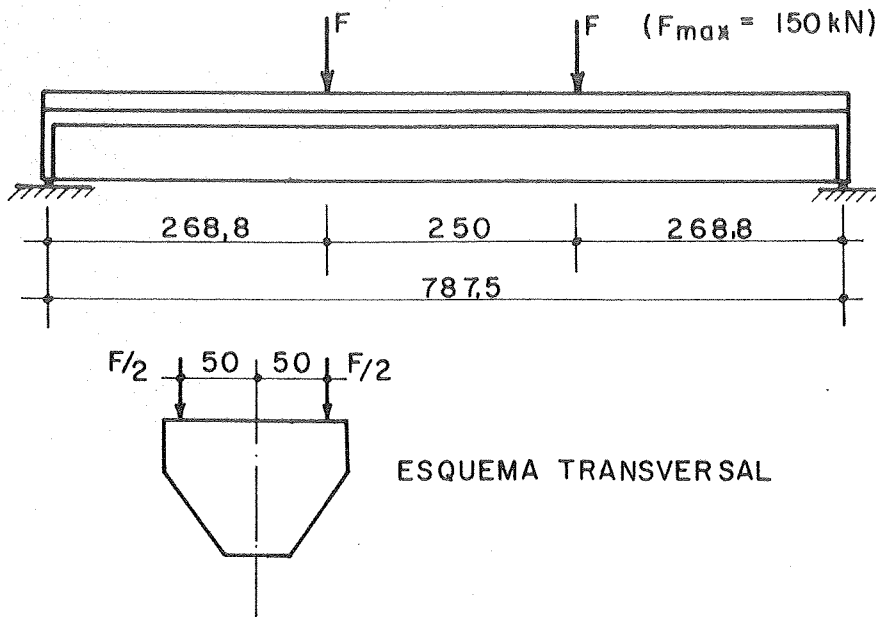


FIG. 7.40 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO PARA O ENSAIO FINAL DE FLEXÃO

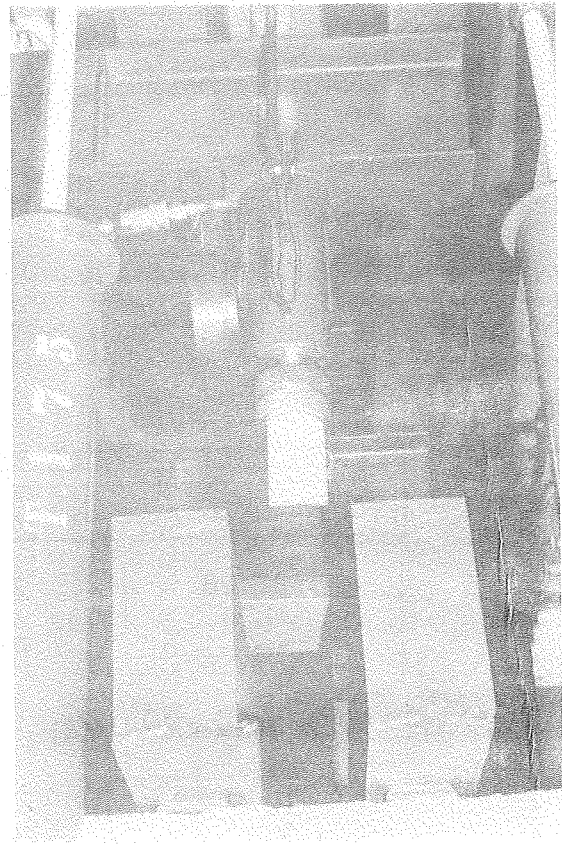
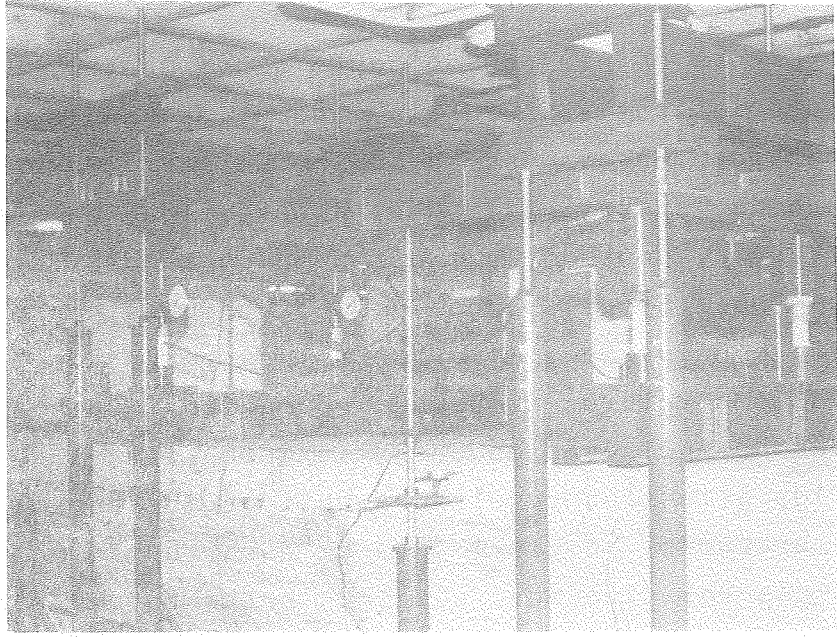


FIG. 7.41 - SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGAS

O ensaio foi dividido em diversas fases de execução, designadas por letras de A a F. Nas primeiras fases, as cargas foram aplicadas gradualmente até se alcançar um valor máximo correspondente ao atingimento de esforços solicitantes, no modelo, aproximadamente iguais aos máximos calculados no projeto da ponte experimental; na fase final, prosseguiu-se com o carregamento até se atingir a ruína da peça.

Assim, para cargas de 150 kN, ter-se-ia momento fletor máximo, no ensaio, igual a 102% do momento fletor característico máximo, e força cortante máxima igual a 104% da força cortante característica máxima, considerando-se as cargas permanentes (g) e móveis (q). Às solicitações características relativas à carga permanente, mais metade das móveis, corresponderia carga de ensaio igual a 89,4 kN, e à carga permanente, apenas, corresponderia $P = 32,7$ kN.

Como rotina de aplicação de incrementos de carga, execução de leituras e observação de fissuras, estabeleceu-se um cronograma esquematicamente ilustrado na fig. 7.42; quando necessário, o tempo para observação e marcação de fissuras foi ampliado.

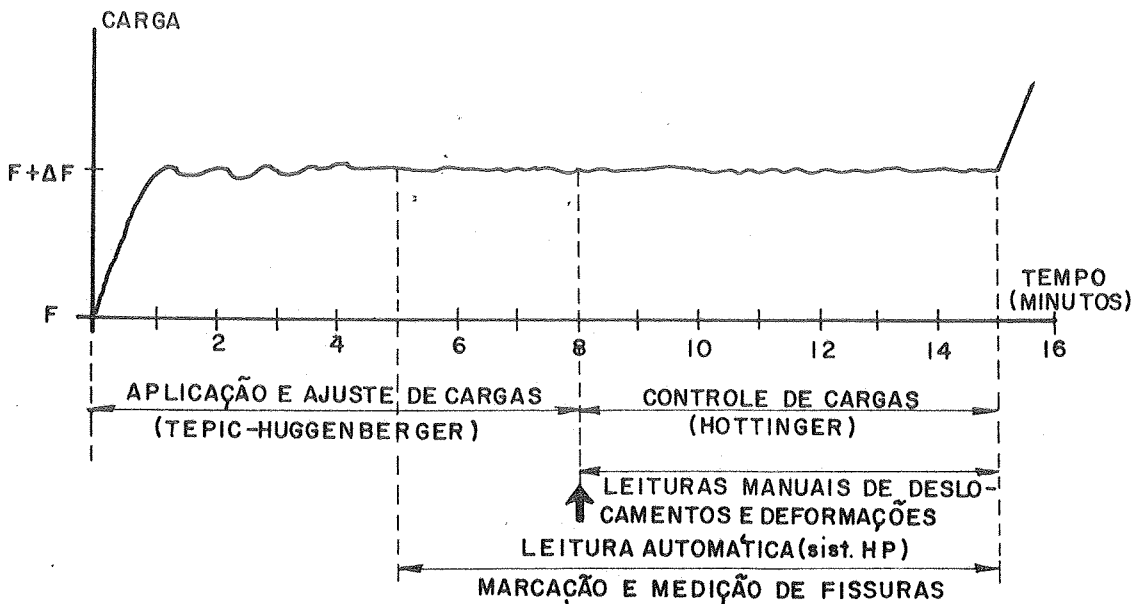


FIG. 7.42 - CRONOGRAMA DA ROTINA DE LEITURAS

7.1.1.3 - Ensaio final de flexão: fase A

Nessa fase, correspondente ao primeiro carregamento significativo da viga ampliada, as cargas foram aplicadas em incrementos de 10 kN, até se atingir 150 kN, quando, após a execução de duas leituras, efetuou-se o descarregamento, em decrementos de 30kN.

Na fig. 7.43 apresentam-se diagramas de deslocamentos verticais e de deformações nos pontos de controle, contra valores nominais das cargas externas aplicadas em cada posição de carregamento. Como medidas de referência, tomaram-se aquelas correspondentes à situação da viga sujeita ao peso próprio, ou seja, a referência zero para os deslocamentos e as deformações corresponde ao valor de carga externa igual a zero, no início dessa fase.

Os diagramas apresentados foram construídos sem qualquer depuração dos resultados, obtidos por processamento das leituras como já se comentou anteriormente. Os diagramas correspondentes a pontos de controle que forneceram medidas a princípio disparatadas, e que portanto merecem depuração mais refinada, foram omitidos. É bom lembrar mais uma vez que estão sendo utilizados valores nominais das cargas, e não os efetivos, o que pode ser causa de algumas disparidades que se manifestaram globalmente, em todas as medidas, para determinados níveis de carregamento.

Apresentam-se também nesses diagramas os resultados de previsões teóricas, obtidos em cálculo no Estádio II, calculando-se deslocamentos verticais com o momento de inércia equivalente determinado pelo uso da equação 4.25, e as deformações com o momento de inércia da seção fissurada, como se descreve no item 4.6.4.1. Indicam-se da mesma forma os resultados correspondentes a cálculo no Estádio I, considerando-se características da seção geométrica e módulo de deformação $E_c = 45.000$ MPa, valor médio entre obtidos para a argamassa e o concreto.

Embora a essa fase corresponda o primeiro carre-

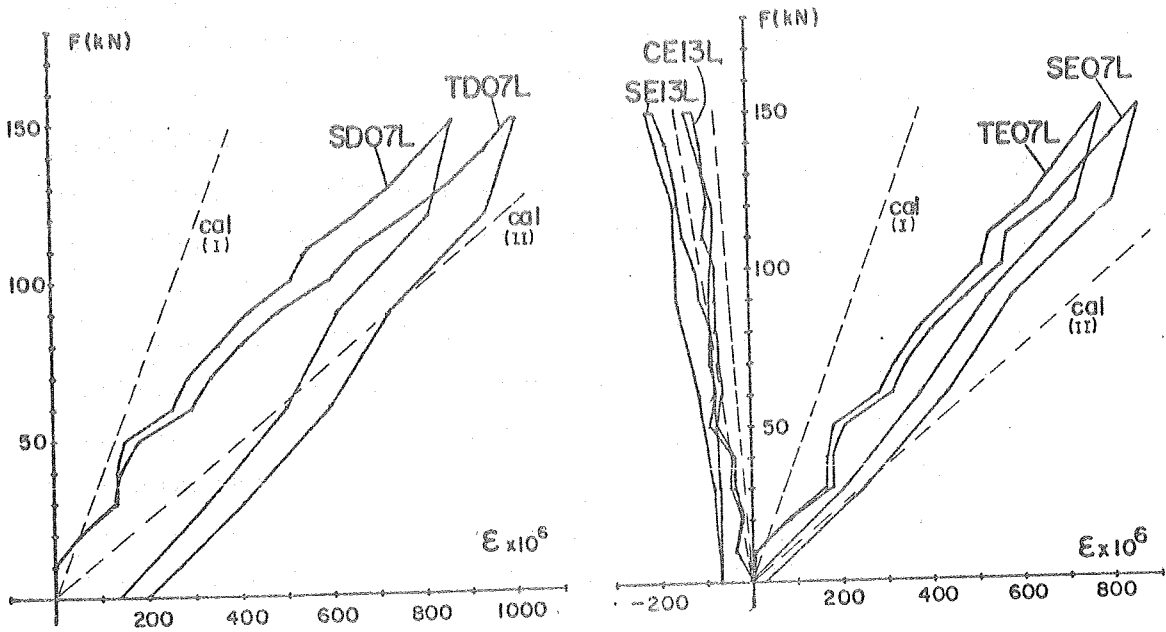
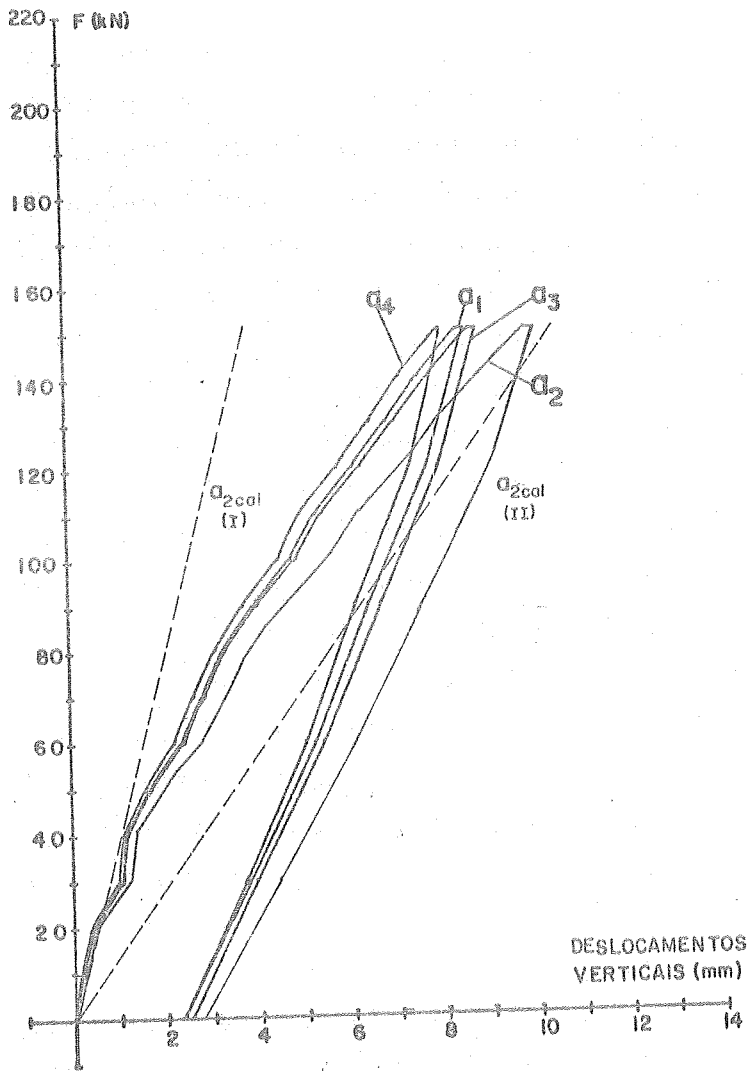


FIG. 7.43 - FASE A

gamento significativo da viga ampliada (no teste de flexo-torção as cargas foram limitadas a valores pequenos), lembra-se que o ensaio em questão partiu de situação inicial onde o modelo já fora pré-carregado, tendo atingido momentos fletores superiores ao momento de fissuração, na viga pré-moldada. Apenas para se fixar ordem de grandeza, o momento de fissuração correspondente à viga de seção transversal ampliada, calculado com base nas hipóteses de cálculo descritas no item 4.2.1 da NB-1/78, desprezando-se o efeito da retração e a presença das armaduras, como já se fez no item 7.10.3, teria o valor de 120,0 kNm, como estimativa do esforço referente ao aparecimento da primeira fissura, se o modelo não tivesse sido pré-carregado; a carga correspondente nesse ensaio seria então de 22,2 kN.

Analisando-se os diagramas apresentados, pode-se dizer que o modelo mostrou comportamento estrutural de acordo com previsões analíticas, passando a apresentar deslocamentos e deformações com valores cada vez mais próximos aos estimados por cálculo no Estádio II, à medida que se aumentavam as cargas e progredia a fissuração.

A fissuração foi cuidadosamente observada, marcando-se a tinta a progressão das fissuras em cada etapa de carregamento. Nas etapas mais significativas, efetuaram-se medições de abertura máxima de fissuras, com auxílio de lupa comparadora; para isso, a viga foi dividida em regiões definidas por aduelas com 50cm de comprimento e três níveis ao longo da altura, caracterizando-se assim um reticulado de referência. O processo empregado para avaliação da abertura máxima de fissuras foi eminentemente subjetivo: nas regiões identificadas como de progressão mais rápida da abertura de fissuras, eram avaliadas as aberturas máximas. Entretanto, considerando-se as dimensões do modelo, a experiência da equipe técnica e os objetivos dessa avaliação, pode-se dizer que o processo utilizado foi o único viável e de modo geral satisfatório.

As primeiras fissuras, além daquelas já detecta-

das no ensaio da viga pré-moldada com solicitações de peso próprio, surgiram no estágio de carregamento com 30 kN em cada posição de aplicação de cargas; na região entre as seções E e F, apresentaram abertura máxima de 0,08mm. Nesse estágio, apareceram também fissuras de cisalhamento, próximas a um dos apoios, com abertura máxima de 0,06mm.

É interessante salientar que embora as fissuras tivessem apresentado aberturas relativamente grandes, em níveis ainda baixos de carregamento, o aumento dessas aberturas mostrou-se bastante lento; com cargas de 150 kN, no final da fase A desse ensaio, a abertura máxima observada em todo o modelo foi avaliada em 0,11mm. Surgiram incontáveis fissuras, uniformemente distribuídas, como se pode observar nas fotos apresentadas mais adiante.

Considerando-se o momento fletor máximo, e empregando-se a equação 4.32 (Balaguru), estimou-se abertura média das fissuras igual a 0,12mm; empregando-se a equação 4.34 (Logan e Shah), estimou-se abertura máxima das fissuras igual a 0,18mm. Portanto, pode-se dizer que de maneira geral, para efeito de cálculo, essas duas fórmulas forneceram estimativas razoáveis.

7.11.4 - Ensaio final de flexão: fases B, C e D

Nessas fases, efetuaram-se basicamente repetições do carregamento realizado na fase A, aplicando-se entretanto cargas em incrementos de 30 kN e em decrementos de 60 kN. No final da fase D, o ensaio foi interrompido, para continuação após três dias, sem se efetuar o descarregamento como nas fases B e C; as cargas de 150 kN foram deixadas para decrescerem ao longo do tempo, em decorrência de pequenos vazamentos no sistema hidráulico de acionamento dos macacos.

Nas figs. 7.44 e 7.45 apresentam-se diagramas de deslocamentos verticais e de deformações nos pontos de con

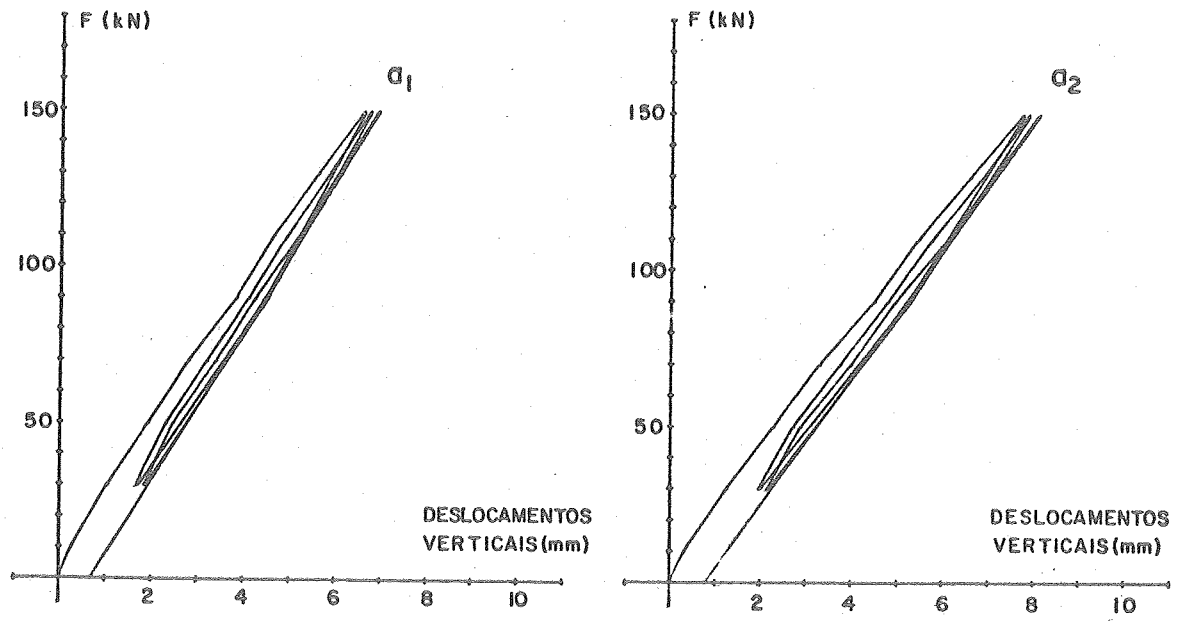


FIG. 7.44 - FASES B, C, D.

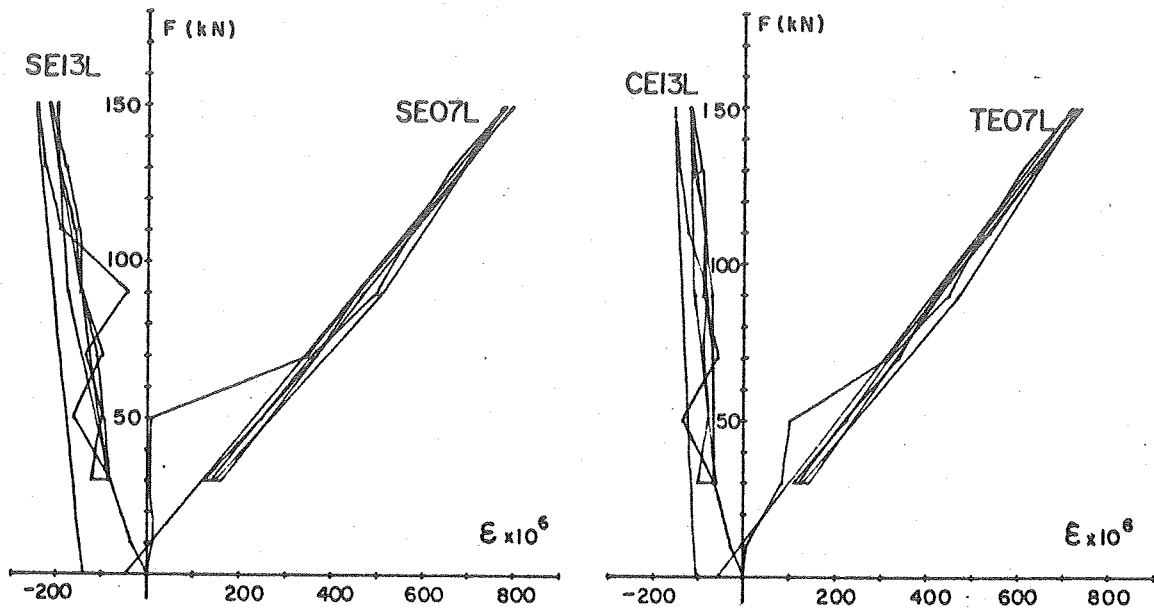


FIG. 7.45 - FASES B, C, D.

trole, contra valores nominais das cargas externas. Como medidas de referência, tomaram-se novos valores, correspondentes ao início da fase B; como se salientou no item anterior, apresentam-se apenas alguns diagramas de deformações, que mostraram menor necessidade de depuração.

Pode-se notar pelos diagramas que, com a repetição dos carregamentos, os valores máximos observados aproximam-se melhor dos valores máximos calculados com hipóteses do Estádio II; mais adiante, no item 7.11.6, apresentam-se diagramas conjuntos, reunindo todas as fases desse ensaio, o que permite melhor visão global.

Com relação às fissuras, não se observaram mudanças significativas com relação à fase A; as aberturas máximas permaneceram as mesmas, e poucas fissuras foram assinaladas além daquelas já marcadas.

7.11.5 - Ensaio final de flexão: fases E e F

Na fase E, repetiu-se o carregamento típico das fases B, C e D, e logo em seguida, na fase F, prosseguiu-se com incrementos de carga até se atingir a ruptura da viga.

De acordo com previsões analíticas, a peça deveria romper, por flexão, quando se atingisse momento fletor igual a 860 kNm, situação que corresponderia a cargas externas com valor aproximadamente igual a 300 kN, passando-se antes disso por um estado de deformações excessivas, típico do domínio 2. Esse valor último foi estimado com base nas hipóteses de cálculo da NB-1/78, admitindo-se valores médios, em vez dos valores de cálculo, para a resistência dos materiais; não se efetuou minoração da resistência do concreto, pela aplicação do fator 0,85, correspondente ao efeito de ações de longa duração.

Não se considerava então a hipótese de ruptura por força cortante, que deveria ocorrer somente em estágios de solicitação substancialmente superiores.

Contudo, foi exatamente por deficiência de resistência ao esforço cortante, é que ocorreu a ruína do modelo. Já a partir de cargas externas com valores de cerca de 270 kN, observavam-se estilhaçamentos da argamassa de uma alma, junto a um dos apoios, ocorrendo o colapso localizado com cargas de 290 kN.

Essa ruína prematura foi ocasionada por falhas de moldagem numa região restrita de uma alma, próxima a um dos apoios. Como já se mencionou no item 7.5.4.4, sobre a moldagem, alguns locais haviam sofrido falhas de penetração e adensamento da argamassa, sendo posteriormente reparados sem uso de produtos especiais. O colapso teve início exatamente nesses locais, com estilhaçamento da argamassa empregada nos reparos, ocorrendo logo em seguida a ruptura da ligação entre a alma em questão e o talão inferior. Mais adiante, apresentam-se fotos ilustrativas dessa ruína localizada.

Nas figs. 7.46 e 7.47 mostram-se diagramas de deslocamentos verticais e de deformações, relativos às fases E e F, de acordo com os mesmos critérios já expostos anteriormente.

Analisando-se esses diagramas, observa-se uma variação brusca de comportamento, referindo-se às deformações, nos estágios de carga entre 170 kN e 200 kN, que entretanto não se manifestou nos diagramas de deslocamentos. Para se identificar a causa dessa variação, é necessário que se analisem os demais dados.

7.11.6 - Ensaio final de flexão: diagramas conjuntos referentes às fases A e F

Para que se tenha idéia de conjunto do ensaio final de flexão, apresentam-se os diagramas das figs. 7.48 e 7.49. Nesses diagramas, tomou-se como referência o modelo na situação de início de execução da fase A.

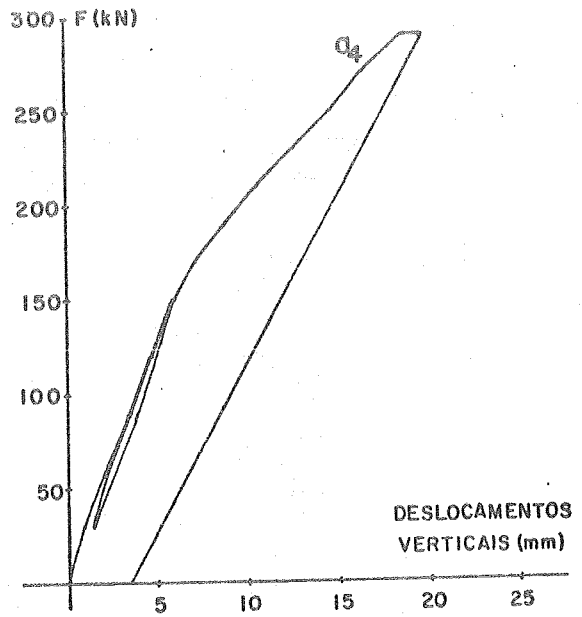
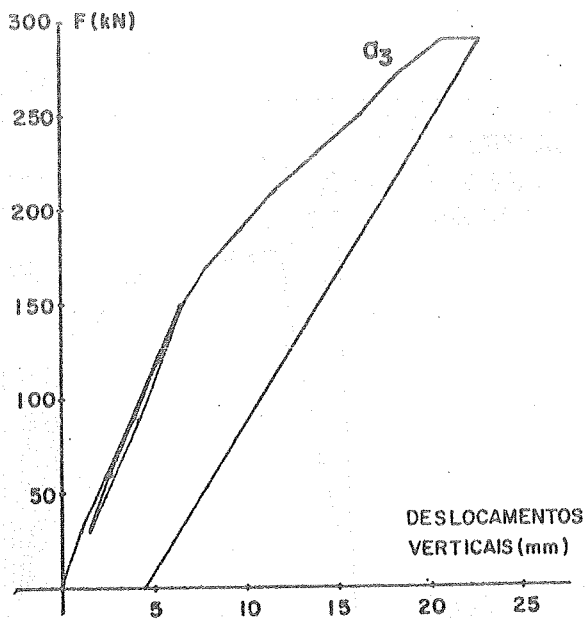
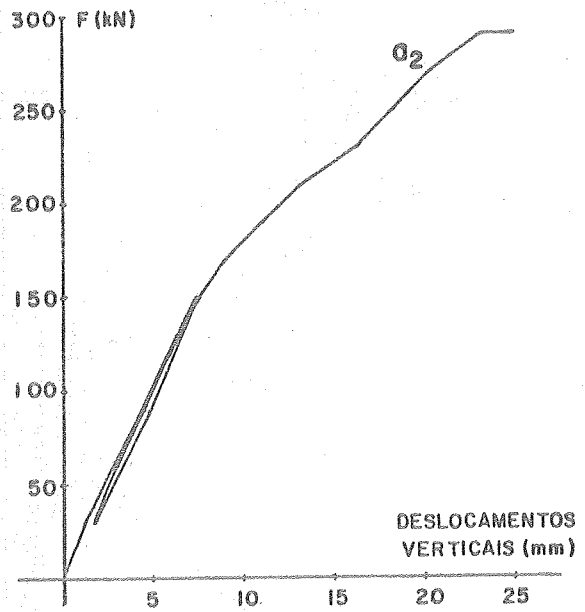
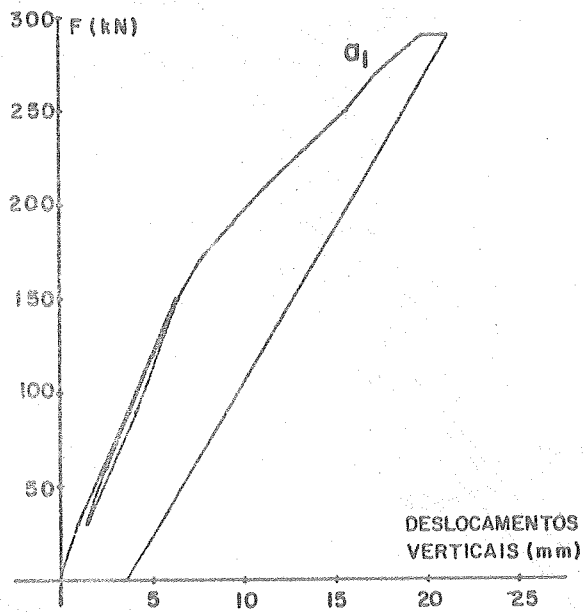


FIG. 7.46 - FASES E, F

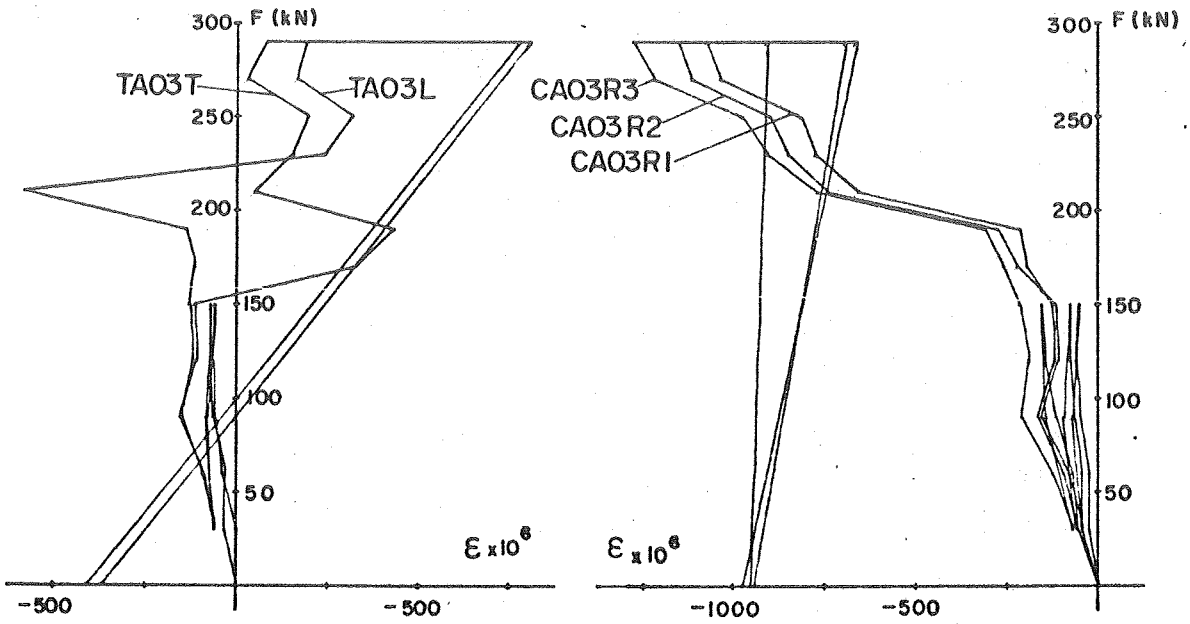
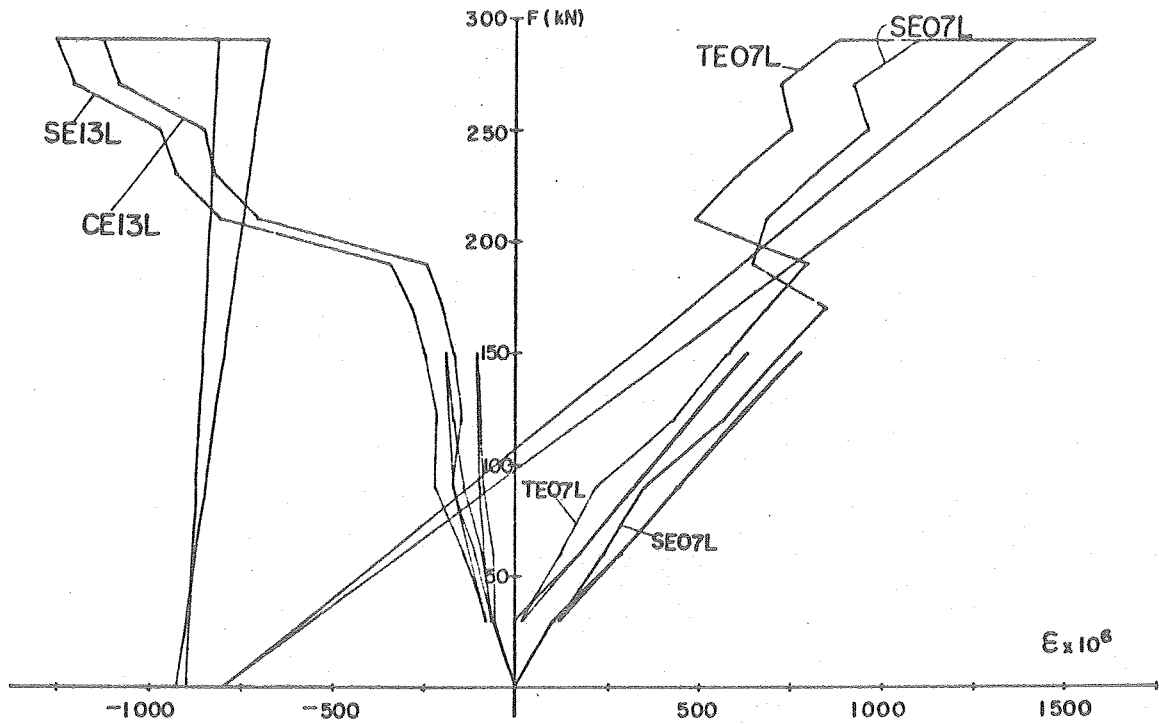


FIG. 7.47 - FASES E, F

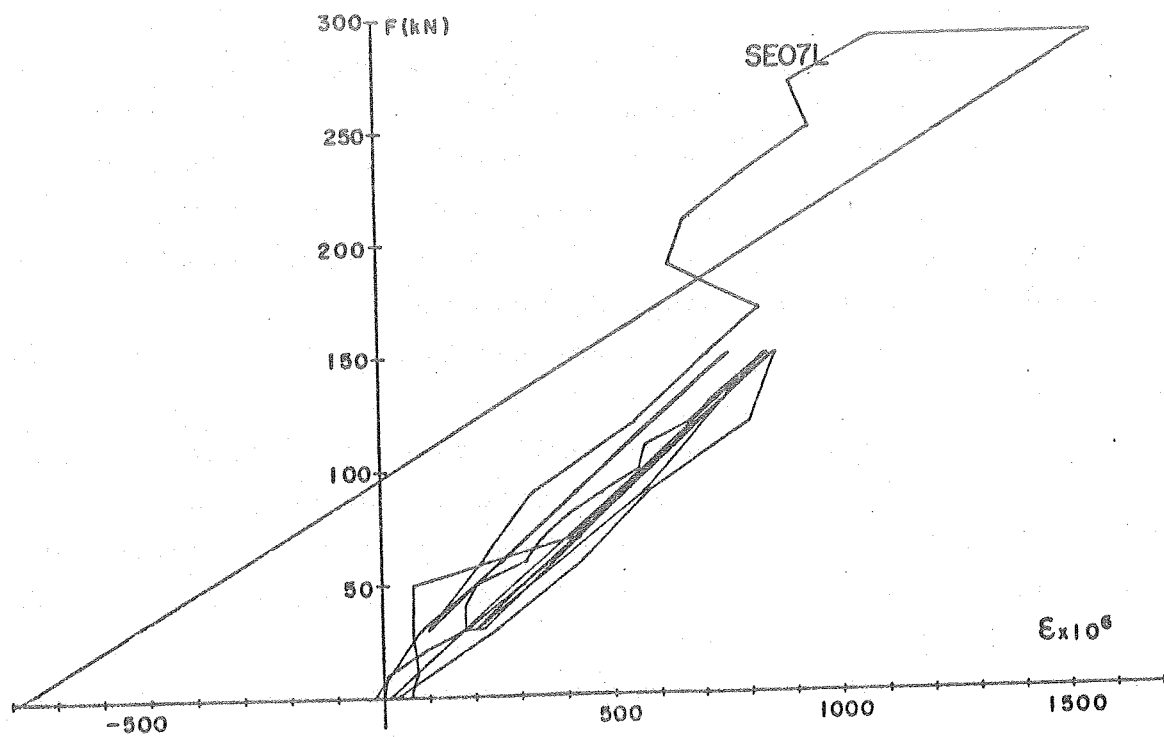
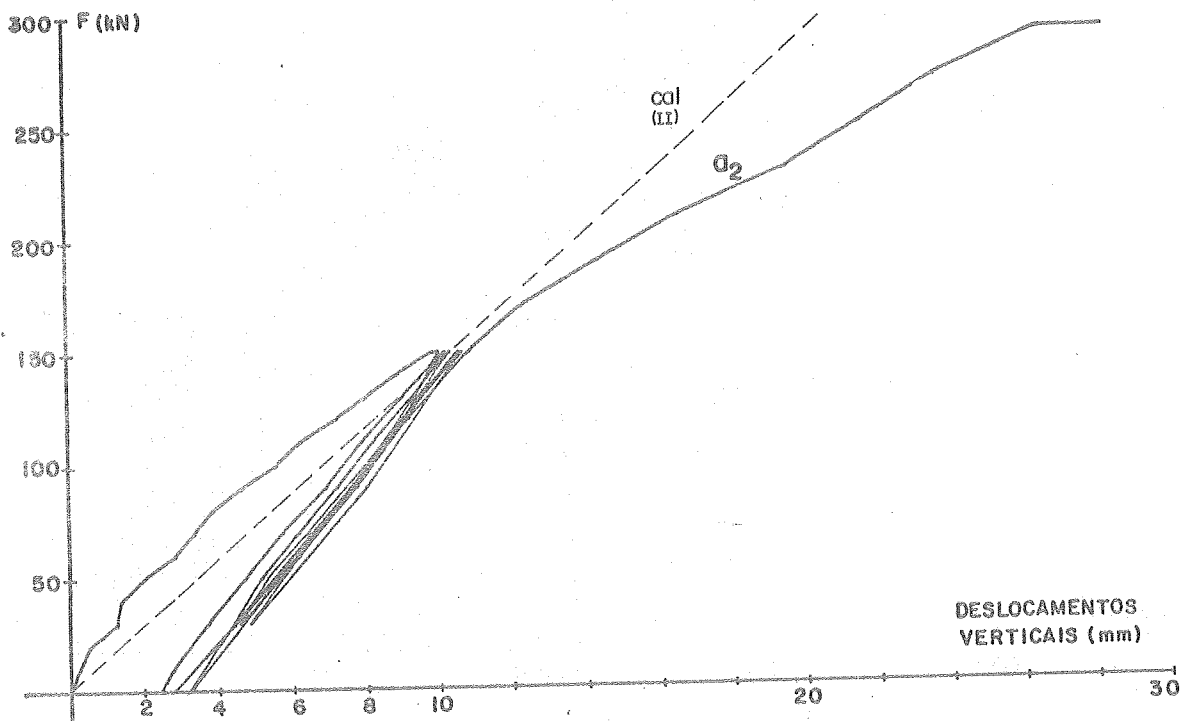


FIG. 7.48- FASES "A" A "F"

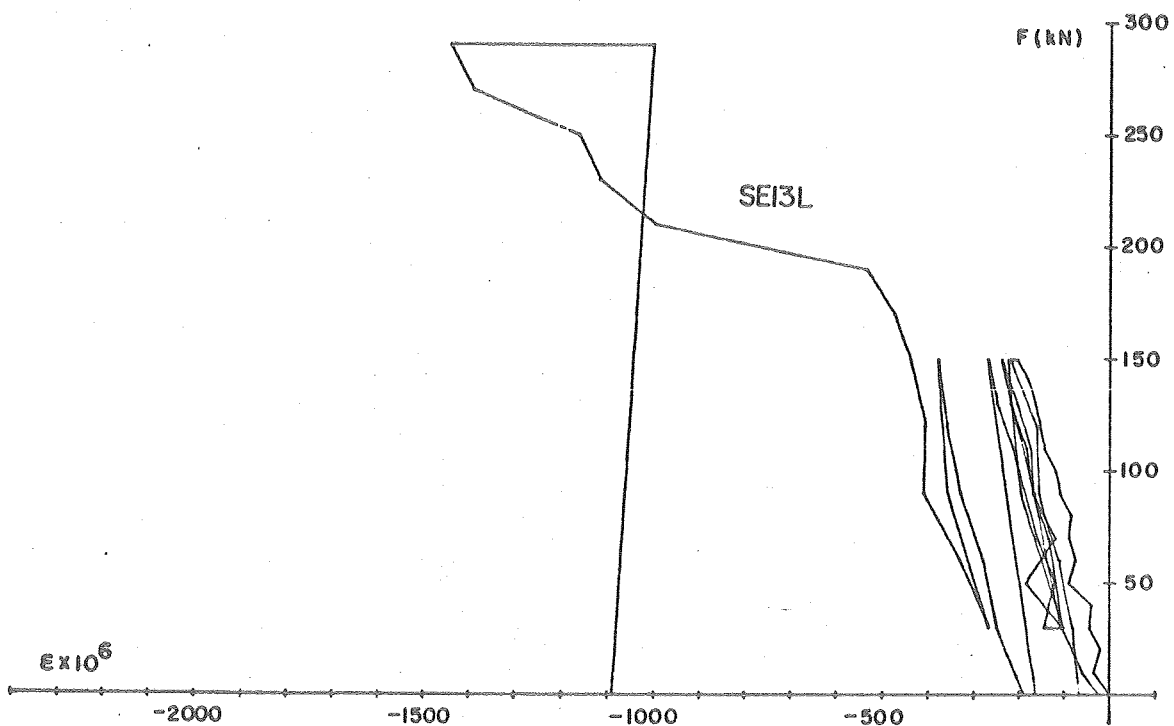


FIG. 7.49 - FASES "A" A "F"

7.11.7 - Ensaio de ruptura por força cortante

Na programação inicial, já se previa um ensaio de ruptura do modelo por força cortante, a ser realizado depois do ensaio de flexão. Apesar da ocorrência da ruptura prematura num dos apoios, foi possível a execução desse ensaio junto ao outro apoio, felizmente aquele densamente instrumentado e sem graves falhas de moldagem.

A aplicação de cargas externas foi efetuada como se mostra no esquema da fig. 7.50 e na foto da fig. 7.51.

O carregamento foi aplicado em incrementos de carga de 30 kN, até se atingir a ruptura, que ocorreu com cargas de 270 kN por posição de carregamento, o que corresponde a força cortante máxima de 453 kN, incluindo-se o efeito do peso próprio do modelo.

A ruptura ocorreu por esmagamento da argamassa, observando-se o estilhaçamento em alguns pontos da alma, culminando com o deslizamento relativo das partes na junção das

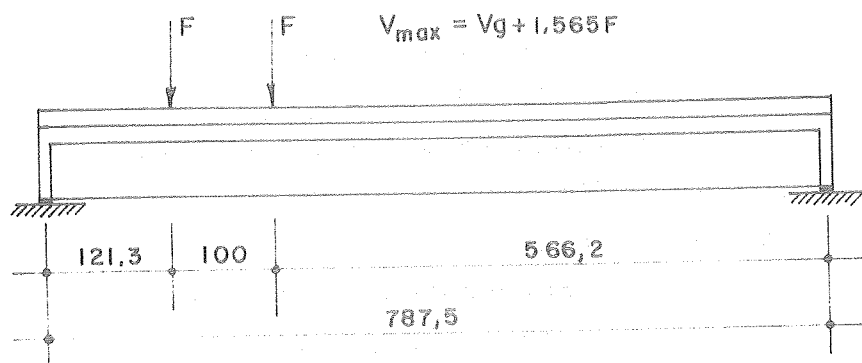


FIG.7.50—ESQUEMA DE CARREGAMENTO PARA O ENSAIO DE RUPTURA POR FORÇA CORTANTE

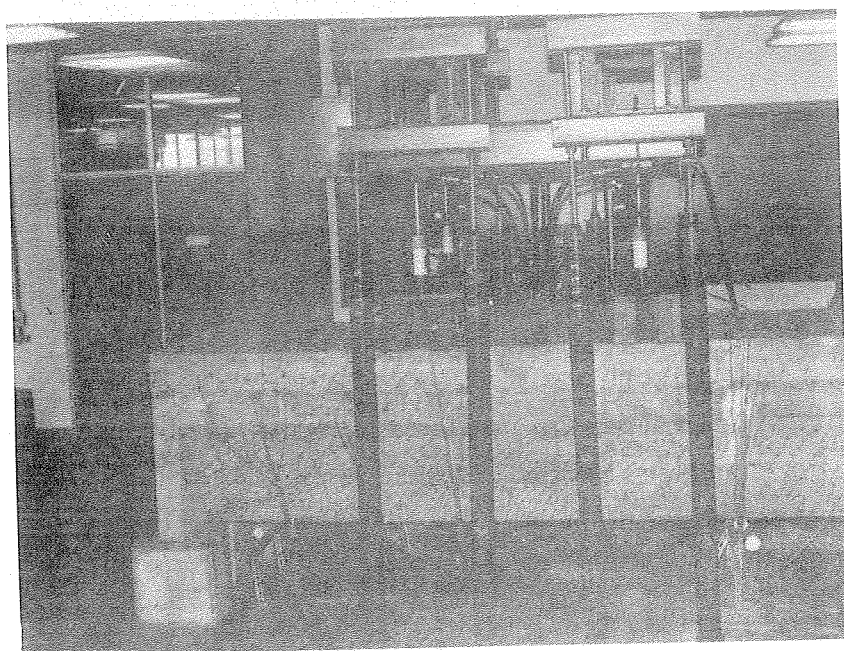


FIG. 7.51

almas com o diafragma de apoio; concomitantemente, nas proximidades da ruína, ouviram-se estalos correspondentes à ruptura de fios das telas.

As previsões teóricas, de acordo com cálculo simplificado, indicavam possível ruptura, por esmagamento da argamassa, com força cortante igual a 470 kN (adotando-se $\tau_w = 0,25 f_{cm}$), ou então pelo escoamento da armadura trans-

versal, considerando-se os fios transversais das telas, com força cortante igual a 415 kN. Portanto, ambas as previsões mostraram-se próximas ao valor observado, devendo-se entretanto efetuar análise mais acurada a partir do conjunto de deformações medidas.

Na fig. 7.52 apresentam-se diagramas de deslocamentos verticais e de deformações, contra valores de cargas externas aplicadas.

Somente neste ensaio é que os pontos SU11 e SV11, na armadura de ligação da laje colaborante com a viga pré-moldada, os quais vinham apresentando encurtamentos nos ensaios anteriores, passaram a apresentar alongamentos, com valor máximo de 1.285×10^{-6} , para o ponto SV11; contudo, para o estabelecimento de conclusões, é necessário que se analisem os demais dados.

7.11.8 - Documentação fotográfica sobre o modelo ensaiado

Nas fotos das figs. 7.53 a 7.59 apresentam-se aspectos do modelo após a realização dos ensaios descritos. Os números indicam estágios de carregamento, sendo que os de 1 a 20 correspondem à fase A do ensaio final de flexão; de 21 a 32, à fase B; de 33 a 41, à fase C; de 42 a 49, à fase D; de 50 a 57, à fase E; de 58 a 68, à fase F; e de 70 a 81, ao ensaio de ruptura por força cortante.

7.12 - CONCLUSÕES PARCIAIS

Entendendo-se que as conclusões finais só poderão ser estabelecidas analisando-se o conjunto completo de dados experimentais, pode-se destacar alguns aspectos a nível de conclusões parciais, que deverão ser revistas e complementadas em estudo mais minucioso.

Sobre as previsões analíticas do desempenho da es

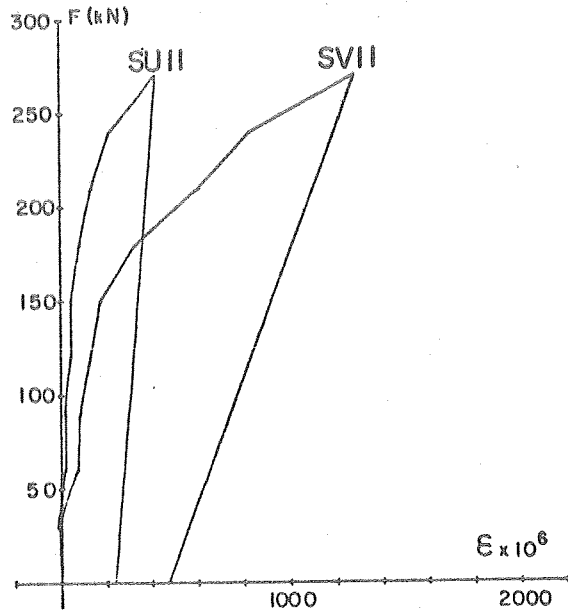
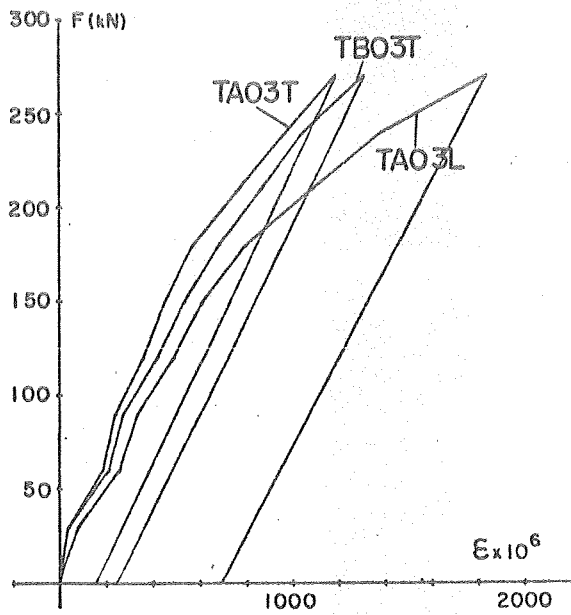
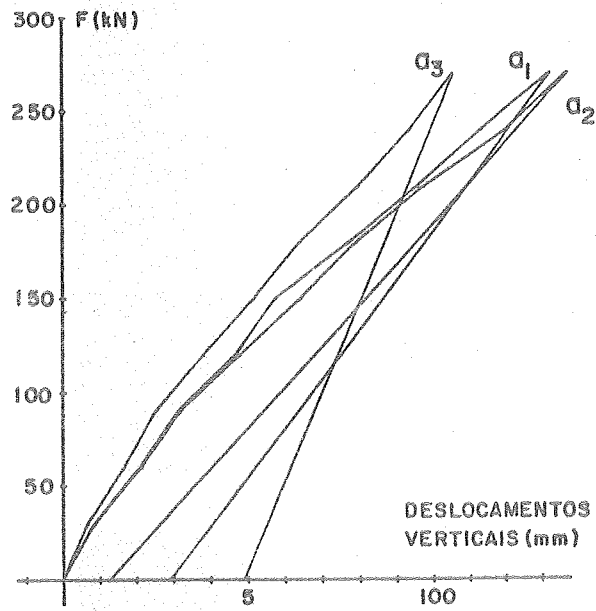
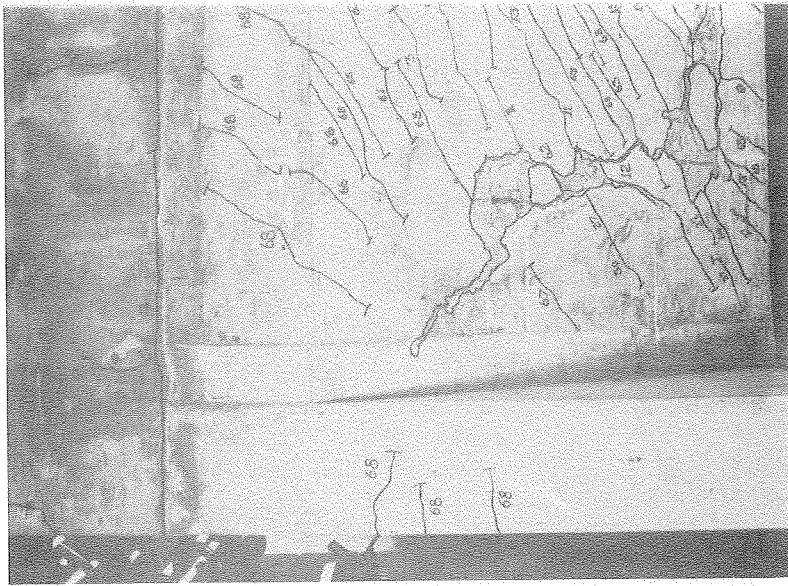
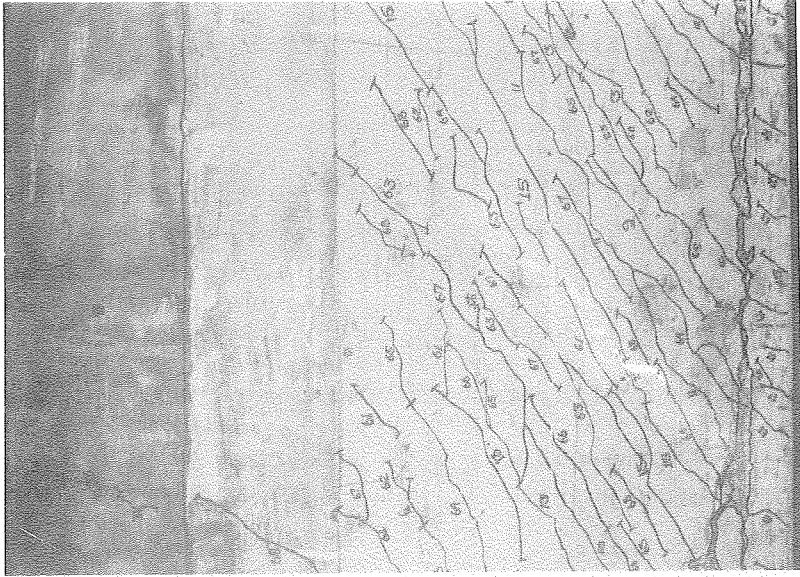
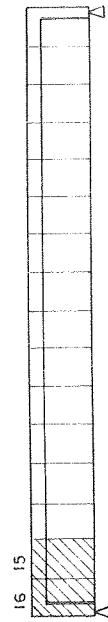


FIG. 7.52 - RUPTURA POR FORÇA CORTANTE



DETALHE



FACE OESTE

FIG. 7.53

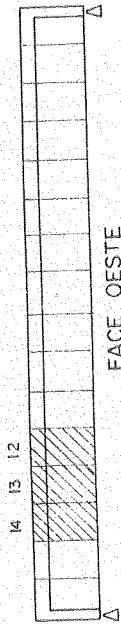
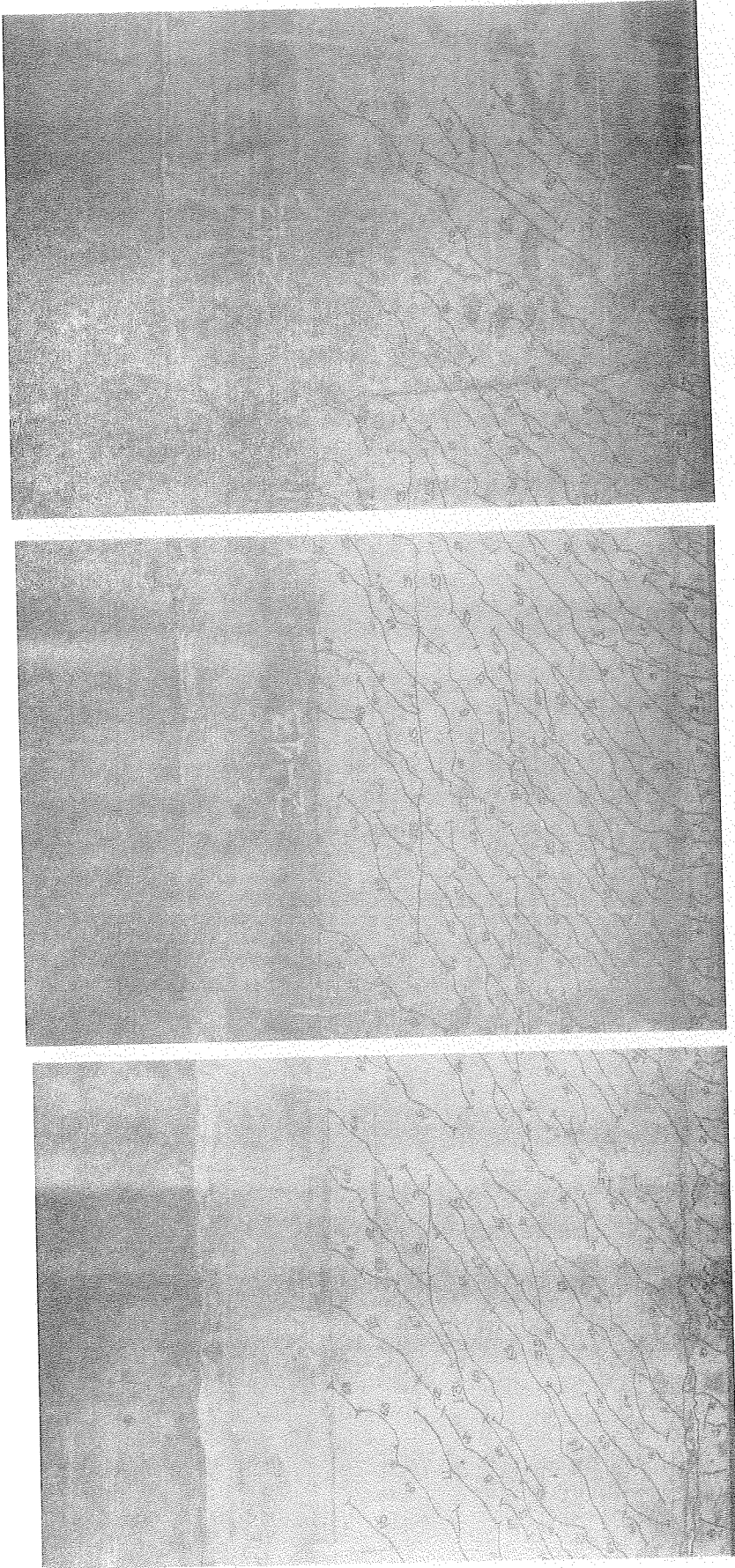
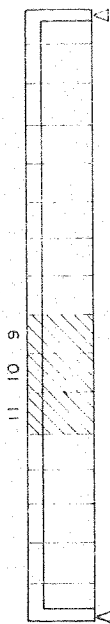
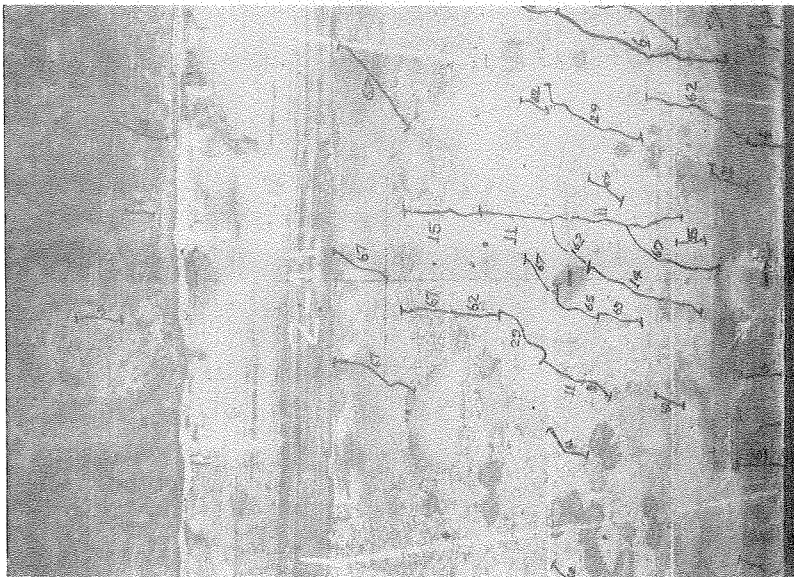
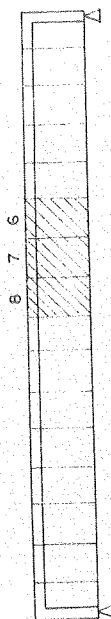
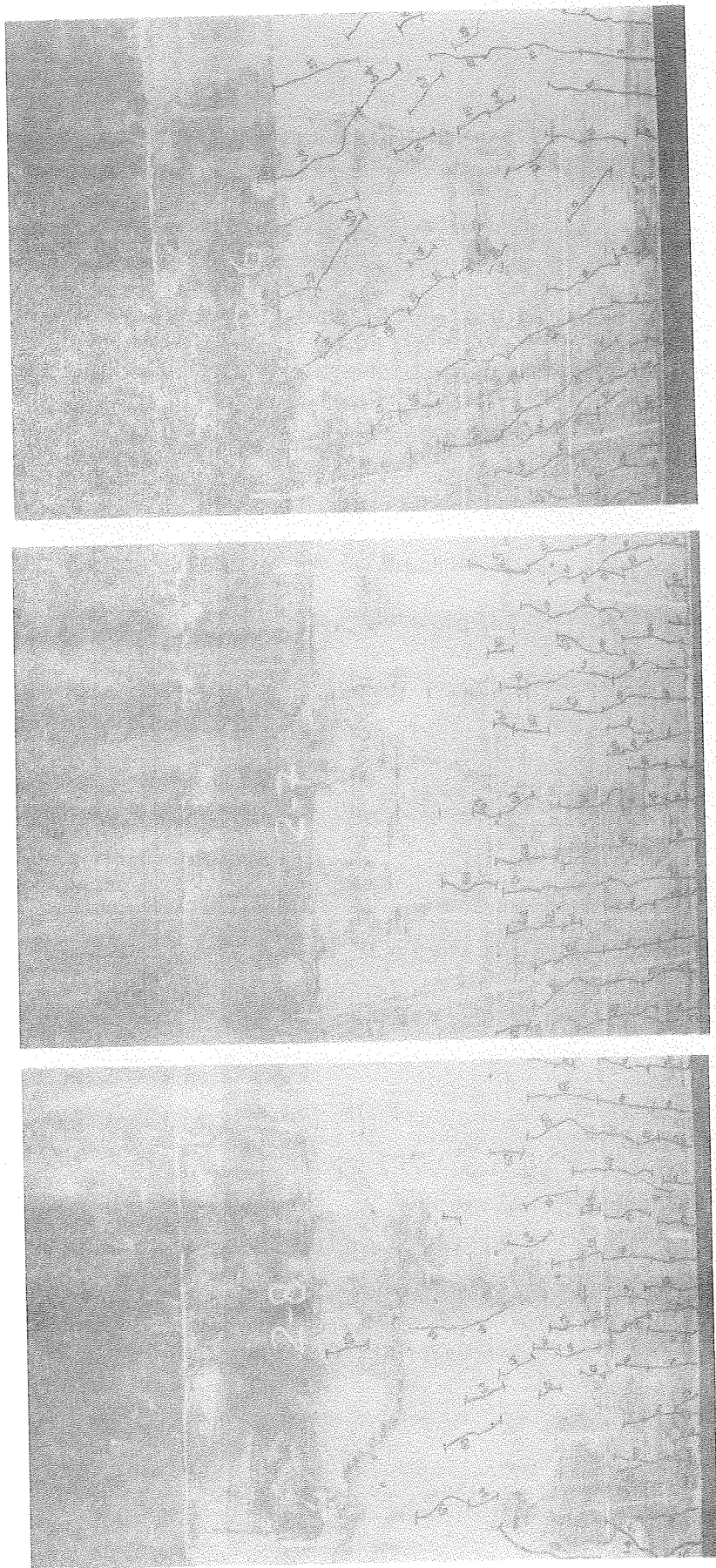


FIG. 7.54



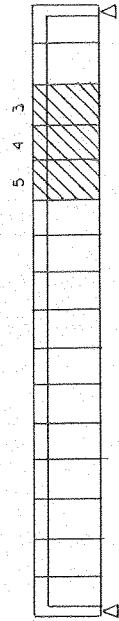
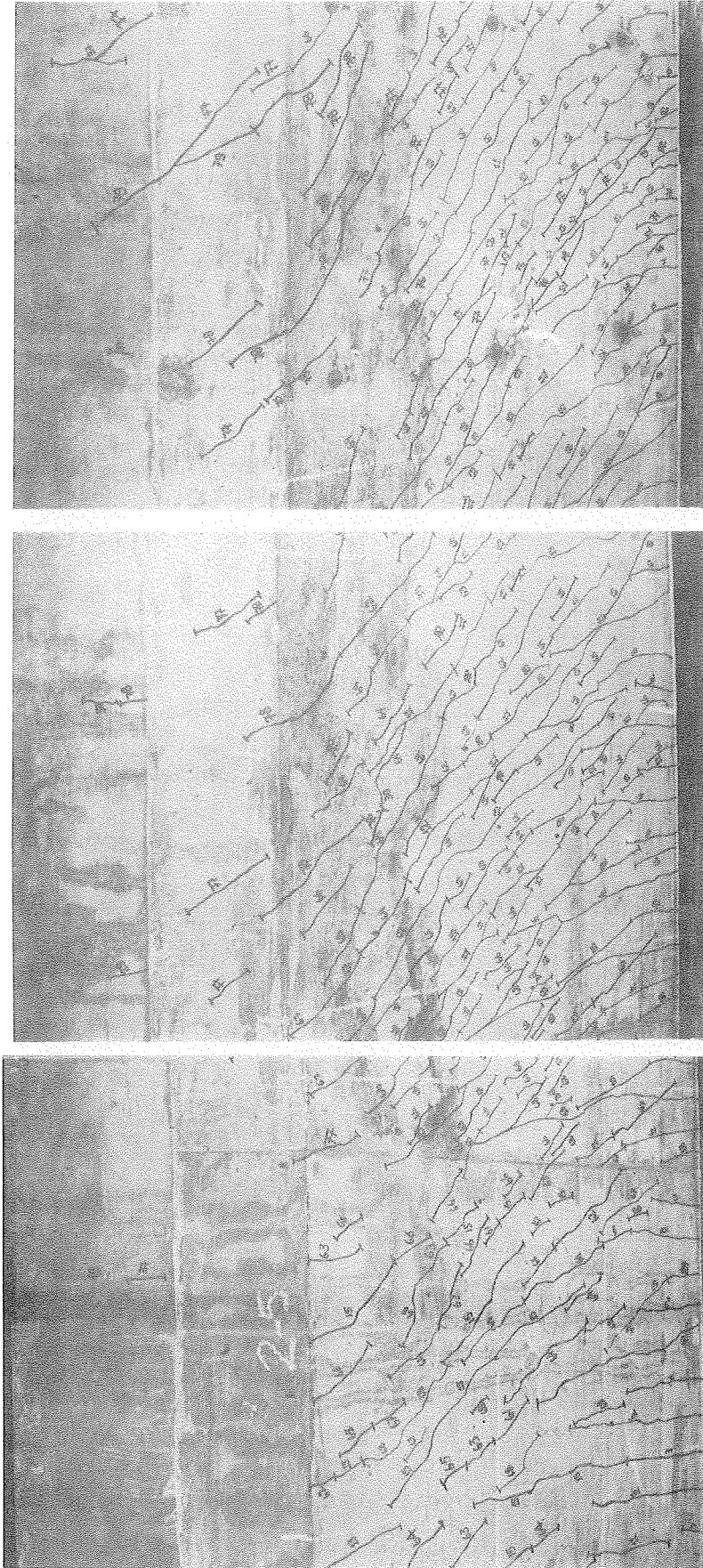
FACE OESTE

FIG. 7.55



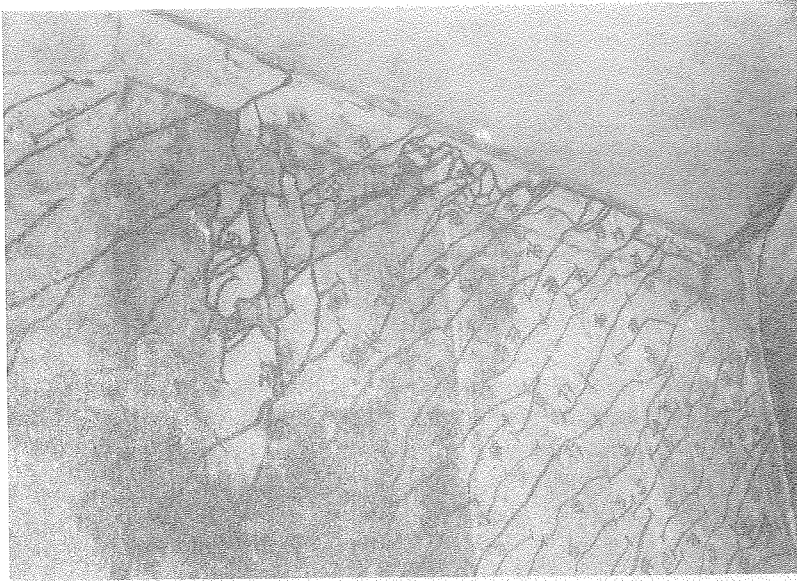
FACE OESTE

FIG. 7.56

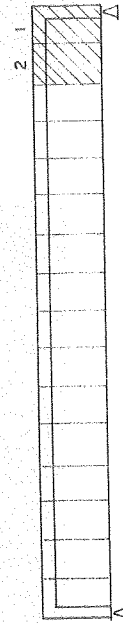
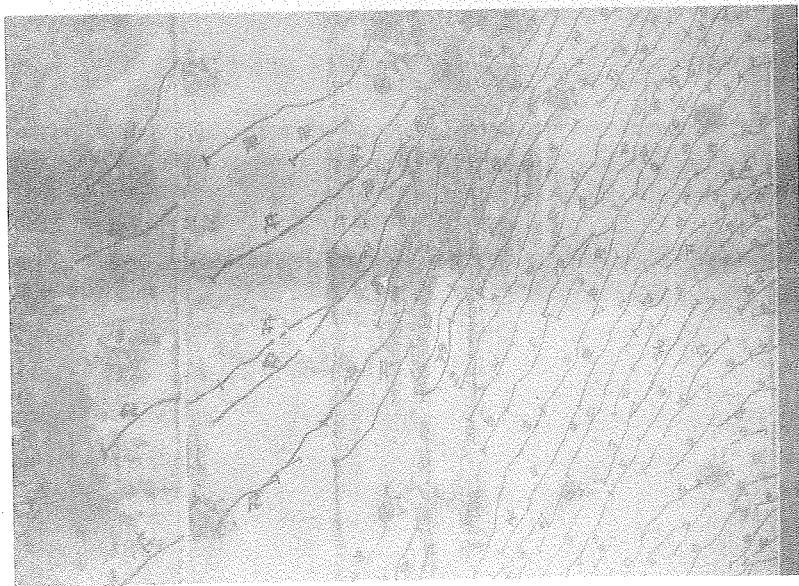
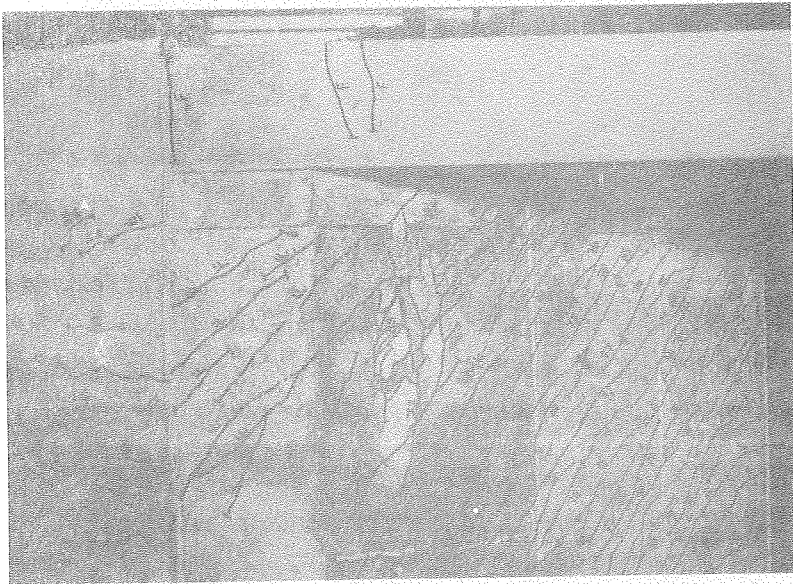


FACE OESTE

FIG 7.57



DETALHE



FACE OESTE

FIG. 7. 58

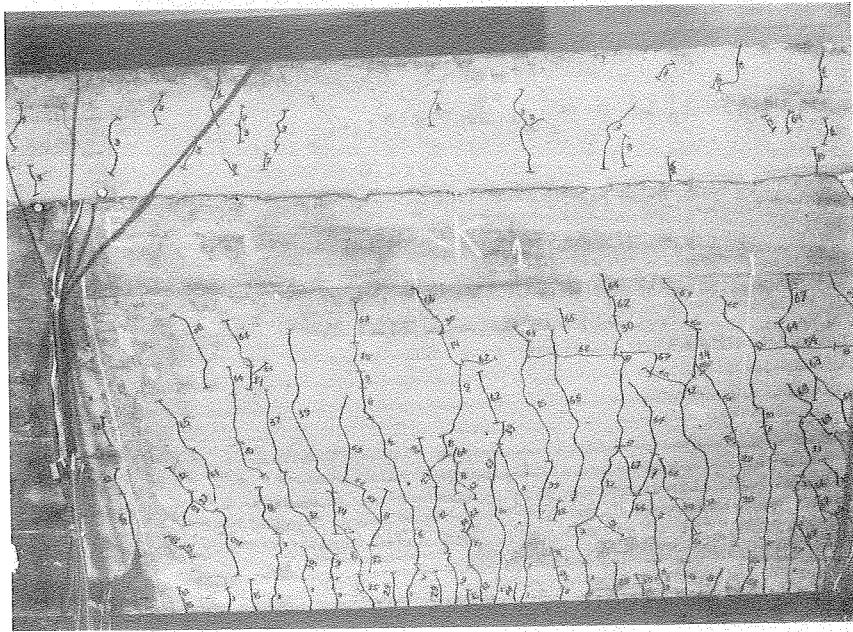
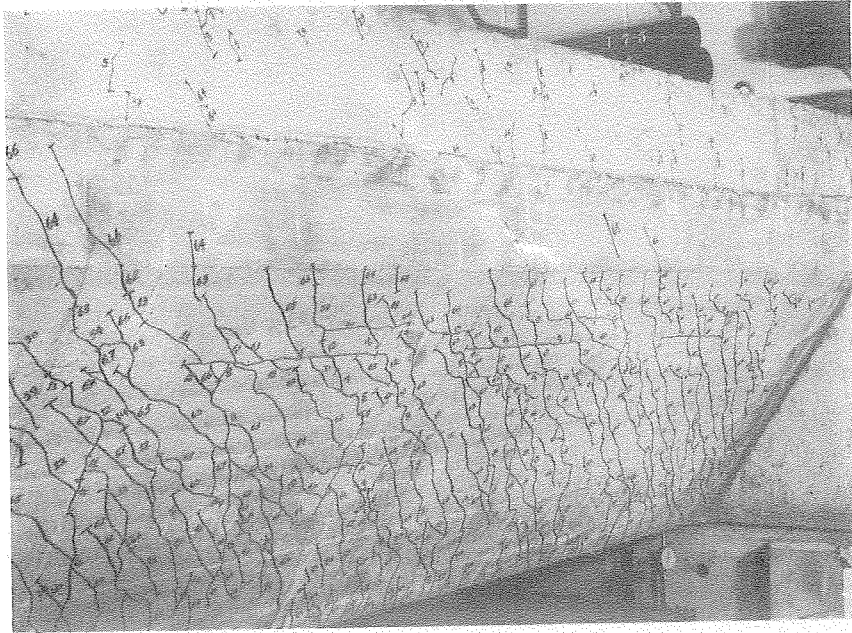


FIG. 7.59 -- VISTAS DA FACE LESTE

trutura, pode-se dizer que de maneira geral os processos de cálculo empregados forneceram boas estimativas, para o caso particular. Entretanto, muitos aspectos merecem estudos mais aprofundados, como por exemplo a fissuração nas zonas de predominância do cisalhamento, que se mostrou, no caso em questão, mais crítica que a fissuração na zona de flexão pura.

Com relação à abertura de fissuras, considerando-se que com solicitações correspondentes à ação da carga permanente já se teria fissuras com abertura máxima da ordem de 0,08mm, as quais com acréscimos de carga poderiam chegar a valores de 0,11mm, torna-se difícil no momento estabelecer um juízo seguro. Embora alguns pesquisadores admitam fissuras com abertura máxima de até 0,10mm, para ambiente não agressivo, as informações sobre a durabilidade não são suficientes para que se estabeleça a correlação entre a agressividade do meio ambiente, no caso em questão, e as aberturas observadas no modelo.

Um aspecto dos mais importantes refere-se a possíveis falhas de moldagem das almas de peças solicitadas por forças cortantes elevadas. Como se constatou nos ensaios, uma falha de moldagem até então não considerada tão grave, reduziu consideravelmente a capacidade resistente à força cortante. Portanto, é essencial que se reduzam ao mínimo as possibilidades de ocorrência de mau adensamento em zonas críticas, adotando-se processos de moldagem mais seguros ou então aumentando-se a espessura das almas nas regiões de forte cisalhamento, efetuando-se um dimensionamento com maior margem de segurança.

Assim, mantido o desenho inicial, as vigas devem ser redimensionadas, em princípio aumentando-se a espessura das almas nas proximidades dos apoios e talvez diminuindo-se a espessura corrente no vão. As telas hexagonais, estruturalmente ineficazes, poderiam ser substituídas por telas entrelaçadas, o que possivelmente permitiria a eliminação de uma tela soldada, na zona central, e a diminuição da aber-

tura de fissuras; a redução da espessura no vão, a colocação de telas entrelaçadas de malha de pequena abertura e o aumento da espessura das almas junto aos apoios, acompanhada também pelo aumento do número de telas, provavelmente tornaria o processo de moldagem mais fácil, e a peça menos sensível a falhas de moldagem.

7.13 - CONTINUIDADE DA PESQUISA

Evidentemente, o próximo passo refere-se à análise minuciosa do conjunto completo de dados experimentais. Além dos resultados e conclusões imediatas decorrentes dessa análise, certamente serão gerados temas para estudos mais específicos.

Dos resultados da análise global, decidir-se-á pela retomada ou não da execução da ponte experimental, de acordo com o projeto original, mesmo que submetido a alterações. Eventualmente, pelo reestudo de soluções abandonadas, ou pela análise de novas soluções, poderá ser proposto um novo projeto.

Em função da direção que tomou o plano original de pesquisa, concentrando-se todos os esforços na ponte experimental e na execução dos ensaios, deixou-se, num dado momento, de se analisar outros tipos estruturais para pontilhões, e para as passarelas para pedestres, as quais circunstancialmente deixaram de merecer atenção específica. Assim, o plano original deverá ser retomado na sua forma geral, e ainda mais, inserido em contexto mais amplo de pesquisa, como se definiu no capítulo 5.

O estudo da aplicação da argamassa em pontilhões e passarelas poderá, a curto prazo, contribuir à solução de problemas de travessia principalmente em regiões urbanas, como já se comentou no início deste capítulo. A aplicação da argamassa armada em pontes de porte mais elevado parece ainda prematura; contudo, ainda que pareça preten-

sioso demais, não se descarta a possibilidade de emprego da argamassa armada nas pontes de grande vão, onde o peso próprio constitui fator às vezes preponderante, se não na estrutura principal, pelo menos em partes complementares.

CAPÍTULO 8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao final desta apresentação, espera-se ter conseguido atingir os objetivos inicialmente propostos, ao longo das diversas explanações efetuadas.

O panorama geral e a retrospectiva histórica das aplicações da argamassa armada, presentes no primeiro capítulo, devem ser completados pelo leitor mediante consulta à bibliografia que se apresenta em seguida, onde, com riqueza de detalhes, poder-se-á ter visão mais nítida do assunto.

Com a descrição dos materiais constituintes e das técnicas de construção, reduzida à sua forma mais básica, pretende-se ter propiciado uma visão simples e direta de como se faz, e talvez, uma antevisão de como se poderá fazer.

A revisão crítica das características de desempenho, efetuada no capítulo 4, se por um lado mostrou o grande interesse, no âmbito internacional, em conhecer melhor as características básicas da argamassa armada, isso encarado como um indicador do interesse no desenvolvimento do material, por outro lado, revelou grandes lacunas, que devem ser preenchidas com o empreendimento de maiores esforços de pesquisa. O que fica claro, é que a argamassa armada não se comporta diferentemente do concreto armado; na verdade, o

critério particular de arranjo das armaduras, tipologicamente diferentes das empregadas no concreto armado, permite a atenuação do processo de fissuração, já a partir de estágios microscópicos, conferindo ao material características especiais de desempenho.

No capítulo 5, estabeleceram-se as bases conceituais para o desenvolvimento de pesquisas e outras atividades concernentes à Universidade, buscando-se definir de maneira clara e concisa um programa de desenvolvimento tecnológico da argamassa armada no Brasil, a partir das aplicações potenciais vislumbradas e das deficiências de conhecimento constatadas, no que se refere às características de desempenho. Logo mais adiante, efetua-se um breve comentário sobre aspectos sociais relativos à tecnologia da argamassa armada, assunto que devidamente aprofundado por especialistas, deverá fornecer importantes dados para a condução do amplo programa de trabalho.

Nos capítulos 6 e 7, mostraram-se os resultados obtidos até o momento em trabalhos desenvolvidos pelo autor deste, que embora ainda desvinculados de uma proposta mais ampla, foram, de certa forma, calcados em princípios gerais que acabaram por gerar esta apresentação, e que portanto inserem-se de maneira harmônica no plano geral.

Assim, pretende-se ter contribuído para o início de uma nova fase de trabalho do Grupo de São Carlos e outros, fundamentando-se numa reflexão mais demorada à qual o autor teve a possibilidade de se dedicar.

Contudo, ainda restam alguns aspectos a serem enfatizados, os quais foram abordados apenas ligeiramente ao longo do texto.

Já se comentou que a argamassa armada possui características que proporcionam grande versatilidade de emprego, tanto que é utilizada com interesse, por exemplo, na União Soviética, com processos de produção mecanizados, e no Sudeste Asiático, com processos rudimentares e uso intensivo da mão-de-obra.

Com efeito, essa dualidade tecnológica da argamassa armada, quanto à forma de emprego, constitui aspecto com interessantes implicações sociais, particularmente no caso brasileiro; para melhor caracterizar essa constatação citam-se alguns exemplos, ainda a nível internacional. Na construção de barcos, há notícias de estaleiros para construção de embarcações de porte mais elevado e de operação mais complexa, como nos EUA, na Europa e na Nova Zelândia, onde se incorporaram técnicas mais requintadas, como projeção de argamassa, cura a vapor, pré-moldagem de componentes e outros processos especiais, patenteados; pelo outro lado, existem os pequenos barcos, construídos pelos próprios usuários, às vezes organizados nas suas comunidades, empregando mão-de-obra não especializada, muitas vezes com colaboração feminina ou familiar, e técnicas de construção sem requintes, porém satisfatórias, como no caso da China, Sudeste Asiático e Oceania. Com relação às coberturas, as realizações de Nervi, até hoje, poderiam ser classificadas como de alto nível tecnológico, como também seriam assim considerados os exemplos da União Soviética e alguns do Grupo de São Carlos; em contraposição, poderiam ser novamente citados os exemplos asiáticos. Da mesma forma, com relação aos reservatórios, silos e outras aplicações poderiam ser estabelecidos paralelos análogos.

O Brasil, com sua vasta extensão territorial, e toda a sorte de problemas, apresenta no seu atual estágio de desenvolvimento, características tecnológicas especiais e até mesmo contraditórias, principalmente no que se refere à construção civil. Ao mesmo tempo em que se observam notáveis avanços no setor de construção pesada, onde a tecnologia brasileira compete com as estrangeiras na implantação de obras de infraestrutura, como a construção de barragens, estradas, aeroportos, etc, podem ser constatados setores onde não existe igual manifestação de elevado nível tecnológico; por exemplo, no setor de construção de habitações, a autoconstrução mediante processos artesanais constitui ainda

a única opção para uma parcela significativa da população. Como outro exemplo, cita-se o caso dos pequenos e médios produtores agrícolas, que não dispõem de infraestrutura ao nível que a tecnologia brasileira poderia oferecer. Evidentemente, esse estado resulta não de uma opção tecnológica, mas sim, política.

Quanto aos aspectos regionais, existem regiões mais e menos desenvolvidas, algumas com problemas específicos, como por exemplo a nordeste com seus conhecidos problemas decorrentes da seca. Assim, as soluções tecnológicas a serem dadas nas diversas regiões devem levar em conta as necessidades e as potencialidades particulares. Além disso, destaca-se o caso das áreas metropolitanas, onde os graves problemas sociais merecem atenção especial, também de nossa parte.

Confrontando-se agora a dualidade tecnológica da argamassa armada com a dualidade sócio-econômica presente no Brasil, parece clara a existência de duas linhas de atuação, no que se refere ao estabelecimento de programas de desenvolvimento e disseminação da tecnologia da argamassa armada.

Na linha de tecnologia mais simples, os aspectos mais importantes resumem-se na identificação das necessidades, adaptação e aperfeiçoamento das técnicas de construção, e disseminação da tecnologia. Como exemplos, citam-se os silos de pequeno porte, que, tendo em vista a experiência internacional, poderiam ser objeto de divulgação maciça, após a realização de alguns estudos relativamente rápidos; os reservatórios de pequena capacidade, que atenderiam às comunidades da periferia das áreas metropolitanas; as construções destinadas à canalização de águas pluviais e servidas, que poderiam contribuir à urbanização das favelas; as pequenas embarcações, cujos exemplos internacionais já foram citados; enfim, toda a variedade de tipos de construção em argamassa armada poderia ser colocada a serviço da comunidade, mediante correta avaliação das necessidades, e adequação das técnicas construtivas.

Na outra linha, de tecnologia mais requintada, os mesmos tipos de construção podem ser abordados, destacando-se entretanto os aspectos de produção em massa, construções de maior porte e estruturas especiais. Como exemplos, citam-se os componentes pré-fabricados em geral, as coberturas de grandes vãos em casca ou em vigas, os reservatórios de grande capacidade, os pontilhões e as passarelas, as chatas de navegação fluvial, etc. Naturalmente, é interessante que se mantenha, em alguns tipos de construção, o aspecto de tecnologia intermediária, de fácil absorção por parte de pequenos e médios construtores e de órgãos municipais, incorporando-se ao mesmo tempo a racionalização da construção, como se comentou por exemplo nos capítulos 6 e 7.

Portanto, pode-se dizer com certeza que a argamassa armada interessa ao Brasil, e a concentração de maiores esforços no seu desenvolvimento trará grandes benefícios, sobretudo, sociais.

A nível pessoal, o autor do presente trabalho pretende contribuir, nos próximos anos, nas seguintes atividades, além de encerrar etapas de trabalho descritas nos capítulos 6 e 7: orientação ou co-orientação em pesquisas sobre características de desempenho da argamassa armada, especialmente sobre a durabilidade, e sobre algumas aplicações; colaboração na estruturação e montagem do Centro de Informação e Documentação sobre Argamassa Armada; elaboração de artigos e comunicações para apresentação em simpósios e em periódicos; realização de palestras de divulgação em universidades, escolas e associações de classe; colaboração na estruturação e montagem do Laboratório de Sistemas Construtivos, na Universidade Federal de São Carlos; organização de formas de inserção do assunto no ensino de graduação e pós-graduação.

Finalmente, para encerrar esta apresentação, é preciso destacar o que talvez devesse estar escrito nas primeiras linhas: o presente trabalho constitui um esforço

no sentido de se propiciar uma contribuição significativa ao desenvolvimento em geral da argamassa armada; ainda que, por deficiências próprias de conhecimento, o autor não fosse o elemento do Grupo de São Carlos mais indicado para realização dessa tarefa, foi o que a ela pôde se dedicar; e esse trabalho precisava ser feito.

Parodiando o orientador desta tese, na apresentação da sua tese de doutorado, cita-se o lema de D.F. Sarmento:

Las cosas hay que hacerlas, mal, pero hacerlas.

BIBLIOGRAFIA

A bibliografia que se apresenta é resultado de um trabalho que, sob orientação do autor deste, foi realizado pela Sra. Fátima Aparecida Gonçalves Ciapina⁵⁰, bacharel em Biblioteconomia e Documentação.

Nessa lista bibliográfica juntaram-se às publicações citadas ao longo do texto, as consultadas de maneira geral, com o intuito de se proporcionar ao leitor uma idéia, ainda que baseada apenas em títulos, dos trabalhos desenvolvidos pelos diversos autores. Ao mesmo tempo, salientando-se que se trata de documentos em acervo, colocam-se essas informações à disposição dos interessados.

A grosso modo, pode-se dizer que essa bibliografia disponível constitui cerca de 70% dos títulos levantados; portanto, trata-se de conjunto representativo da bibliografia a nível internacional. Assim, os trabalhos específicos a serem desenvolvidos deverão ter início na seleção e análise minuciosa das publicações relacionadas a seguir.

- 001 - 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.
- 002 - AGNESINI, M.V.C. Contribuição para fixação dos traços dos concretos preparados com os agregados da região de São Carlos. São Carlos, EESC - USP, 1972.
- 003 - ALEXANDER, D.J. The application of prestressed high tensile wire reinforced fibrous ferrocement. IN: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 004 - ALEXANDER, D.J. Ferrocement in relation to the RC code. Journal of Ferrocement, 9(4): 191-99, Oct. 1979.
- 005 - ALEXANDER, D.J. High tensile wire reinforced fibrous ferrocement: it's theory and practice. Journal of Ferrocement, 10(2): 89-104, Apr. 1980.
- 006 - ALEXANDER, D.J. Launching of a 22 meter high tensile wire reinforced fibrous ferrocement tug for log hauling duties. Journal of Ferrocement, 9(1): 41-2, Jan. 1979.
- 007 - ALEXANDER, D.J. Rolling ferrocement plates. Journal of Ferrocement, 11(2):163-168, Apr. 1981.
- 008 - ALEXANDER, D.J. The use of high tensile wire reinforced fibrous ferrocement in marine applications. Journal of Ferrocement, 10(3). 223-29, Jul. 1980.
- 009 - ARGAMASSA armada abre novo campo para aplicação do cimento na construção civil. CIMENTO & CONCRETO (58): 2, jan./fev. 1981.
- 010 - ARGAMASSA armada: nova opção para a engenharia e arquitetura. Construção em São Paulo, p. 10-16, maio, 1980.

- 011 - ARGAMASSA armada: amplas possibilidades de uso. Dirigente Construtor: 353-57, fev. 1970.
- 012 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB-1/78: projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978. 76 p.
- 013 - ATCHESON, M. & ALEXANDER, D.J. Development of fibrous ferrocement. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, c1979. p. 81-101. (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61).
- 014 - ATHAYDE, A.C. Estudos sobre argamassa armada. São Carlos, EESC-USP, 1977. 118 p. Tese de Mestrado.
- 015 - AUSTRIACO, N.C. Trilinear behavior of ferrocement slabs. Bangkok, Asian Institute of Technology, 1975. Tese de doutorado.
- 016 - AUSTRIACO, N.C.; LEE, S.L.; PAMA, R.P. Inelastic behaviour of ferrocement slabs in bending. Magazine of Concrete Research, 27(93): 193-209, Dec. 1975.
- 017 - BALAGURU, P. Cracking behavior of ferrocement beams under static and fatigue loading. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 018 - BALAGURU, P. Prediction of crack widths in ferrocement beams. Journal of Ferrocement, 11(3): 203-14, Jul. 1981.
- 019 - BALAGURU, P.; NAAMAN, A.E.; SHAH, S.P. Analysis and behavior of ferrocement in flexure. Journal of the Structural Division. ASCE, 10: 1937-50, Oct. 1977.
- 020 - BALAGURU, P.; NAAMAN, A.E.; SHAH, S.P. Ferrocement in bending, part I: static non-linear analysis. Chicago, Dept. of Materials Engineering; Universi-

- ty of Illinois at Chicago Circle, 1976. (Progress report on National Science Foundation Grant ENG74-20829).
- 021 - BALAGURU, P.; NAAMAN, A.E.; SHAH, S.P. Ferrocement in bending: part II: fatigue analysis. Chicago, Dept. of Materials Engineering; University of Illinois at Chicago Circle, 1977. (Report on National Science Foundation Grant ENG 74-20829).
- 022 - BALAGURU, P.; NAAMAN, A.E.; SHAH, S.P. Serviceability of ferrocement subjected to flexure fatigue. International Journal of Cement Composites, 1(1): 3-9, May, 1979.
- 023 - BARBATO, R.L.A. Contribuição ao estudo de coberturas pênseis em casca protendida de revolução. São Carlos, EESC-USP, 1975. Tese de doutorado.
- 024 - BARBERIO, V. Light-weight ferrocement yacht: criteria, construction and service experience. Journal of Ferrocement, 10(3): 205-15, Jul. 1980.
- 025 - BARBERIO, V. On several recent ferrocement constructions in Italy: design and construction criteria. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 026 - BARBERIO, V. et alii. Comparison of the flexural behaviour of thin ferrocement and fibre-reinforced concrete slabs. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 027 - BATSON, G.B.; SABNIS, G.M.; NAAMAN, A.E. Survey of mechanical properties of ferrocement as a structural material. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, cl979. p. 9-23. (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61).
- 028 - BAUER, L.A.F., coord. Materiais de construção. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1979.

- 029 - BAUGH, I.C. Square welded mesh. Journal of Ferro-cement, 9(4): 201-06, Oct. 1979.
- 030 - BEHNKE, R.W. & DOLEMAN, E.C. Use of a cavity mould for constructing 15-Metre ferrocement fishing boats. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 127-34.
- 031 - BENNETT, E.W.; FAKHRI, N.A.; SINGH, G. Fatigue of ferrocement in uni-directional bending. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo Jul.22-24, 1981.
- 032 - BEZUKLADOV, V.F., et alii. Ship hulls made of reinforced concrete. Transl. by Lloyd G. Robbins. Washington, D.C., Naval Ship Systems Command, 1968. 229 p.
- 033 - BIGG, G.W. Definition of ferro-cement. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 60-71.
- 034 - BINGHAM, B. Ferro-cement: design, techniques and application. Cambridge, Cornell Maritime Press, c1974.
- 035 - BLJUGER, F. Ribbed ferrocement elements. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 036 - BLJUGER, F. & TATSA, E.Z. Skinned elements made of ferrocement for building. Journal of Ferrocement, 9(1): 35-40, Jan. 1979.
- 037 - BOROWSKI, N.W. & POKRAB, L.J. Konstruktionen aus bewehrtem Zement. Transliterado do russo. Kiew, 1965. 131 p.

- 038 - BOWEN, G.L. Estimation of design loads. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction, methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 89-96.
- 039 - BOWEN, G.L. Some additional uses of water miscible epoxies in ferrocement. Journal of Ferrocement, 11(4): 319-21, Oct. 1981.
- 040 - BOWEN, G.L. Wire fiber reinforced mortar stoves. Journal of Ferrocement, 11(2):169-175, Apr. 1981.
- 041 - BUCHNER, T.E. The intensity and distribution of cracking in ferro-cement panels subject to flexure. In: FYSON, J., ed. FAO investigates: ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 17-22.
- 042 - BUILDING a concrete sail boat. Concrete Construction, 14(5): 174-75, May. 1969.
- 043 - CAIRNCROSS, C. Ferrocement yacht construction. London, Adlard Coles, 1974.
- 044 - CÂMARA, C.A. O ferrocimento: suas características e aplicação na construção de reservatórios para o meio rural. São Paulo, EPUSP, 1980. Tese de mestrado.
- 045 - CAMARGO, W.M. Projeto tecnológico integrado das grandes obras civis modernas. (s.l.p., s.c.p.), 1978. Apostila de curso ministrado na EESC-USP.
- 046 - CARKEEK, G. The use of kit-sets for amateur construction. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 134-36.
- 047 - CASSIE, F.W. Lambot's boats: a personal rediscovery. Concrete, 1(11): 380-82, 1967.

- 048 - CASTRO, J. Applications of ferrocement in low-cost housing in Mexico. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, c1979. p. 143-155. (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61).
- 049 - CASTRO, J. & NAAMAN, A.E. Cement mortar reinforced with natural fibers. Journal of Ferrocement, 11(4): 285-301, Oct. 1981.
- 050 - CIAPINA, F.A.G. Pesquisa bibliográfica sobre argamassa armada. In: MARTINELLI, D.A.O. & HANAI, J.B. de. Pontilhões e passarelas de argamassa armada. São Carlos, (s.c.p.), 1980. Relatório parcial apresentado à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo. anexo 1.
- 051 - CLAMAN, J.S. Bending of ferro-cement plates. (s.l.p.), Massachusetts Institute of Technology, 1969. Tese de mestrado.
- 052 - COLLEN, L.D.G. & KIRWAN, R.W. Some notes on the characteristics of ferro-cement. Civil Engineering and Public Works Review, 54(632): 195-96, Feb. 1959.
- 053 - CONTRO, R. & SACCHI, G. Nonlinear behaviour of ferrocement and fibrous ferrocement slabs. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 054 - DARAGAN, K.A.; MOSKVITCH, V.K.; LYSENKO, E.F. Consideration of shrinkage and creep of fine-grained concrete when designing structures made of reinforced cement. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 055 - Das GUPTA, N.C.; PARAMASIVAM, P.; LEE, S.L. A ferrocement hyperbolic paraboloid shell. Journal of Ferrocement, 10(4): 273-82, Oct. 1980.

- 056 - DESAYI, P. Ferrocement channel elements for flat roofs and floors. Bangalore, Dept. of Civil Engineering, Indian Institute of Science, 1981.
- 057 - DESAYI, P. Residential tenement with precast ferrocement elements for roofing. Bangalore, Dept. of Civil Engineering, Indian Institute of Science, 1981.
- 058 - DESAYI, P. & JACOB, K.A. Ferrocement-its application in naval construction and civil engineering. Indian & Eastern Engineer, p. 87-91, 1972.
- 059 - DESAYI, P. & JACOB, K.A. Ferrocement: its strength and behaviour in compression. In: NATIONAL SEMINAR ON MATERIALS SCIENCE AND TECHNOLOGY, Madras, Feb., 1973. 15 p.
- 060 - DESAYI, P. & JACOB, K.A. Optimal undulated ferrocement roofing elements. Journal of Structural Engineering. 2(4): 165-72, Jan. 1975.
- 061 - DESAYI, P. & JACOB, K.A. Strength and behavior of ferrocement in tension and flexure. In: PROCEEDINGS OF THE SYMPOSIUM ON MODERN TRENDS IN CIVIL ENGINEERING. Roorkee, nov. 11-13, 1972. p. 275-79.
- 062 - DESAYI, P. & JOSHI, A.D. Ferrocement loadbearing wall elements. Journal of Structural Division. ASCE, 102(9): 1903-16, Sept. 1976.
- 063 - DESAYI, P. & PRASANNA KUMAR, G.R. Lightweight ferrocement wall elements. Journal of Ferrocement, 7(1): 28-36, Jul. 1977.
- 064 - DESAYI, P. & RAMESH, N.L. Tests on ferrocement channel units. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 065 - DESAYI, P. & VISWANATHA, C.S. Ferrocement wall elements subjected to loads at small eccentricities.

Bangalore, Dept. of Civil Engineering, Indian Institute of Science, 1980.

- 066 - DESAYI, P. & VISWANATHA, C.S. Strength and behaviour of ferrocement load-bearing wall elements. Bangalore, Dept. of Civil Engineering, Indian Institute of Science, 1979.
- 067 - DESAYI, P. & VISWANATHA, C.S. Strength and behaviour of ferrocement roofing elements. Bangalore, Dept. of Civil Engineering, Indian Institute of Science, 1980.
- 068 - DESAYI, P. & VISWANATHA, C.S. Studies on lightweight ferrocement load-bearing wall elements. Bangalore, Dept. of Civil Engineering, Indian Institute of Science, 1979.
- 069 - DEVELOPMENTS in ferrocement boat-building in New Zealand. Indian Concrete Journal, 47(9): 344-45, Sept. 1973.
- 070 - DISCUSSION on aspects of service experience. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferrocement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 194-200.
- 071 - DISCUSSION covering construction methods and costs. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferrocement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 168-79.
- 072 - DISCUSSION on the material properties of ferrocement. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferrocement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 75-80.

- 073 - DISCUSSION of scantlings design and various official regulations. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 96-106.
- 074 - ELLEN, P.E. Practical ferro-cement design, reinforced and post-tensioned. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 50-60.
- 075 - EYRES, D.J. Survey of ferro-cement fishing boats built in New Zealand. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 180-86.
- 076 - FERNANDES, Rosemary; GOPALARATNAM, V.S.; NIMITYONGSKUL, P. Evaluation of ferrocement folded-plate roofing panels. Journal of Ferrocement, 10(2): 69-88, Apr. 1980.
- 077 - "FERRO-CEMENT" abre novas perspectivas para indústria da pesca no Brasil. Cimento & Concreto, 7: 8, jul. 1972.
- 078 - FERROCEMENT: applications in developing countries. Washington, D.C., National Academy of Sciences, 1973.
- 079 - FERRY, R. Glass fibre reinforced cement. Journal of Ferrocement, 8(4): 249-58, Oct. 1978.
- 080 - FLORIANÓPOLIS completa seu terminal rodoviário. Dirigente Construtor, 17(4): 20-3, mai. 1981.
- 081 - FUSCO, P.B. Conceitos estatísticos associados à segurança das estruturas. São Paulo, Grêmio Politécnico, 1975. (Estruturas de concreto, v. 2).

- 082 - FUSCO, P.B. Contribuição ao estudo da verificação da segurança das estruturas de concreto. São Paulo, (s.c.p.), 1974. 137 p.
- 083 - FUSCO, P.B. Estruturas de concreto: solicitações normais, estados limites últimos, teoria e aplicações. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1981.
- 084 - FUSCO, P.B. Fissuração das peças de concreto armado. São Paulo, Escola Politécnica, 1971. 28p.
- 085 - FUSCO, P.B. Fundamentos da técnica de armar: estruturas de concreto. São Paulo, Grêmio Politécnico, 1975. (Estruturas de concreto, v. 3).
- 086 - FYSON, J.; GULBRANDSEN, O.; HAUG, A.F. Ferro-cement fishing vessels designed by FAO. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 150-59.
- 087 - GAMSKI, K. Ferrocement. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 088 - GLUCKLICH, J. Fracture of plain concrete. Journal of the Engineering Mechanics Division. Proceedings, p. 127-35, Dec. 1963.
- 089 - GÓMEZ-MEJÍA, M. Ferrocement columns: an application in low-cost housing. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 090 - GOPALAKRISHNAN, S.; SHARMA, P.C.; RAMAN, N.V. Small capacity ferrocement water tanks. In: PROCEEDINGS OF 8th SESSION OF IASS COMMITTEE OF PIPES AND TANKS, Budapest, Jun. 1978.
- 091 - GOPALAKRISHNAN, S.; SURYA KUMAR, G.V.; SHARMA, P.C. Application of ferrocement to small capacity foodgrain storage bins. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2(4): 189-92, Jan. 1975.

- 092 - GOPALARATNAM, V.S. Ferrocement in India: at the threshold of commercial production. Journal of Ferrocement, 10(2): 143-58, Apr. 1980.
- 093 - GOPALARATNAM, V.S. ; PAMA, R.P.; VALLS, J. A review of marine applications of ferrocement in Asia. Journal of Ferrocement, 10(1): 31-46, Jan. 1980.
- 094 - GUERRA, A.; NAAMAN, A.E.; SHAH, S.P. Ferrocement cylindrical tanks: cracking and leakage behavior. ACI Journal. p. 22-30, Jan. 1978.
- 095 - GULBRANDSEN, O. Weight and cost estimates for small fishing vessels. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 159-66.
- 096 - GUOFAN, Z. & SHUYAO, L. Development and calculation of ferrocement of hydraulic engineering in China. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 097 - HAGENBACH, T.M. Experience of 300 commercially built craft in more than 20 countries. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferrocement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 186-90.
- 098 - HANAI, J.B. de. Reservatórios com parede ondulada. São Carlos, EESC-USP, 1977. Tese de Mestrado.
- 099 - HERKLOTS, J. Ferrigloo houses in Papua New Guinea. Journal of Ferrocement, 10(4): 305-08, Oct. 1980.
- 100 - HERMANSON, H.E. A construction technique using pre-cast spans. In: FYSON, J., ed. FAO inves

- tigates ferro-cement fishing craft: laboratory ana
lysis, construction methods, service experience.
 Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 139-43.
- 101 - HIRATA, C.A.R. Ensaio à flexão de vigas em argamas
 sa armada com telas soldadas de malha quadrada.
 In: MARTINELLI, D.A.O. & HANAI, J.B. de. Ponti-
lhões e passarelas de argamassa armada. São Car-
 los, (s.c.p.), 1980. Relatório parcial apresenta-
 do à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de
 São Paulo. anexo 2.
- 102 - HOEDAJANTO, D. Inelastic behavior and ultimate stren
gth of ferrocement pipes. Bangkok, Asian Insti-
 tute of Technology, 1974. Tese de mestrado.
- 103 - HUI-XIANG, L. The development of ferrocement pro-
 ducts for building construction in China. In: IN
TERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul.
 22-24, 1981.
- 104 - HUNT, P.B. Protection and finishing of ferrocement
 hulls. In: FYSON, J., ed. FAO investigates fer
ro-cement fishing craft: laboratory analysis, cons
truction methods, service experience. Surrey, En-
 gland, Fishing News, c1973. p. 146-49.
- 105 - IORNS, M.E. Cost reduction and quality control in
 ferrocement and marine concrete. Journal of Fer-
rocement, 10(1): 11-18, Jan. 1980.
- 106 - IORNS, M.E. Shotcrete laminating: an improved fer-
 rocement construction technique. In: INTERNATIONAL
SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 107 - IORNS, M.E. Some improved methods for building fer-
 rocement boats. Journal of Ferrocement, 10(3):
 189-203, Jul. 1980.
- 108 - JACKSON, G.W. & SUTHERLAND, W.M. Concrete boatbuild
ing: its technique and its future. London, G. Allen
 and Unwin, 1969.

- 109 - JENNINGS, P.J. Ferrocement domes on Amman Mosque. Journal of Ferrocement, 11(4): 303-310, Oct. 1981.
- 110 - JOHNSTON, C.D. & MATTAR, S.G. Ferrocement behavior in tension and compression. Journal of the Structural Division. ASCE, 5: 875-89, May 1976.
- 111 - JOHNSTON, C.D. & MOWAT, D.N. Ferrocement material behaviour in flexure. Journal of Structural Division. ASCE, 100(10): 2053-69, Oct. 1974.
- 112 - KAHN, L.F.; TOWNSEND, W.H.; KALDJIAN, M.J. Ferrocement steel-plate composite beams. ACI Journal, p. 95-7, Mar. 1975.
- 113 - KANAKASABAPATHY, T. Gobar gasholder built of ferrocement. Indian Concrete Journal, 49(12): 355-59; 376, Dec. 1975.
- 114 - KARASUDHI, P., et alii. A training program on ferrocement technology for Indonesia. Journal of Ferrocement, 9(4): 207-22, Oct. 1979.
- 115 - KARASUDHI, P.; MATHEW, A.G.; NIMITYONGSKUL, P. Fatigue of ferrocement in flexure. Journal of Ferrocement, 7(2): 80-95, Oct. 1977.
- 116 - KAUSHIK, S.K.; TRIKHA, D.N.; KOTDAWALA, R.B. Ultimate strength behaviour of ferrocement beams. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 117 - KAWAKAMI, M. et alii. Some properties on ultralight weight ferroresin. Journal of Ferrocement, 11(1): 11-22, Jan. 1981.
- 118 - KAWAKAMI, M. et alii. Study on ultra-lightweight ferroresin. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 119 - KEY, W.H. (Jr.) Impact resistance of ferrocement plates. (s.l.p., s.c.p.), 1970. Tese de mestrado.

- 120 - KHAIDUKOV, G.K. Development of armocement structures. Bulletin of the International Association for Shell Structures (36): 85-97, Dec. 1968.
- 121 - KHAIDUKOV, G.K. The principle of behaviour and experience of applications of armocement structures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 122 - KOWALSKI, T.G. Desirable properties of fine grain ed concrete for marine ferrocement uses. Journal of Ferrocement, 7(2): 96-8, Oct. 1977.
- 123 - KOWALSKI, T.G. & WALKUS, B.R. Concrete technology in the quality control of ferrocement vessels. In: FIP SYMPOSIUM ON CONCRETE SEA STRUCTURES THEME II, Tbilisi, USSR, Sept.1972.
- 124 - KOWALSKI, T.G. & WALKUS, B.R. Concrete technology in the quality control of ferro-cement vessels. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 27-33.
- 125 - KUCZYNSKI, W. Problèmes de fissuration des structures du point de vue des propriétés mécaniques du ferrociment. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 126 - LEE, S.L.; RAISINGHANI, M.; PAMA, R.P. Mechanical properties of ferro-cement. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferrocement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 40-50.
- 127 - LEONARD, P.A. Construction, maintenance and repair of a 26-Metre ferro-cement stern trawler. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction me-

- thods, service experience. Surrey, England,
Fishing News, c1973. p. 107-12.
- 128 - LEONHARDT, F. & MÖNNIG, E. Construções de concreto. Trad. de João Luis E. Merino. Rio de Janeiro, Intersciência, 1978. v. 2.
- 129 - LEONHARDT, F. Construções de concreto. Trad. de João Luis E. Merino. Rio de Janeiro, Intersciência, 1979. v. 4.
- 130 - LIMA, R.L.R. Contribuição ao estudo experimental da ruína de estruturas laminares. São Carlos, EESC-USP, 1974. Tese de doutorado.
- 131 - LOGAN, D. & SHAH, S.P. Moment capacity and cracking behaviour of ferrocement in flexure. ACI Journal, p. 799-804, Dec. 1973.
- 132 - LOWRY, D.C. Preliminary testing for a composite ferrocement/fer-a-lite/fibreglass yacht hull. Journal of Ferrocement, 10(3):217-22, Jul. 1980.
- 133 - LUKASHENKO, I.A. et alii. Experimental investigations of ribbed ferrocement vault of 18 m Span. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 134 - Mac ALISTER, R.G. Ferrocement and the development of small boats. Journal of Ferrocement, 10(1):47-50, Jan. 1980.
- 135 - Mac ALISTER, G.G. The introduction of ferrocement fishing boats to Lake Malawi. Journal of Ferrocement, 10(3):249-56, Jul. 1980.
- 136 - MACHADO JUNIOR, E.F. Piscinas e reservatórios de argamassa armada. São Carlos, EESC-USP, 1978. Tese de mestrado.
- 137 - MACKIEWICZ, A. & WALKUS, B.R. New criteria of dispersion of microreinforcement in ferrocement. In:

INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo,
Jul. 22-24, 1981.

- 138 - McKINNON, E.A. & SIMPSON, M.G. Fatigue of ferroce-
ment. Journal of Testing and Evaluation, 3(5):
359-63, Sept., 1975.
- 139 - MAHAN, L. Building a 24-foot sloop. Journal of
Ferrocement, 9(3):153-55, Jul. 1979.
- 140 - MAHAN, L. Some thoughts on methods and materials
for ferrocement boat construction: part I. Jour-
nal of Ferrocement, 10(1): 51-3, Jan. 1980.
- 141 - MAHAN, L. Some thoughts on methods and materials
for ferrocement boat construction: part II, Support
systems. Journal of Ferrocement, 10(3): 243-48,
Jul. 1980.
- 142 - MARTINELLI, D.A.O. Cobertura pênslil resolve templo
circular. Dirigente Construtor, p. 349-351, dez.
1967.
- 143 - MARTINELLI, D.A.O. Contribuição ao emprego de ex-
tensômetros elétricos de resistência no estudo de
estruturas. São Carlos, EESC-USP, 1961. Tese
de doutorado.
- 144 - MARTINELLI, D.A.O. et alii. "Ferro-cemento" structu-
res by the São Carlos group (Brazil). In: INTER-
NATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul.
22-24, 1981.
- 145 - MARTINELLI, D.A.O. & HANAI, J.B. de. Pontilhões e
passarelas de argamassa armada. São Carlos, (s.
c.p.), 1980. Relatório parcial apresentado à
Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São
Paulo.
- 146 - MARTINELLI, D.A.O. ; MONTANARI, I. ; SAVASSI, W.
Ensaio de modelos reduzidos de cobertura em casca
para o Centro do Cacau - Itabuna - Bahia. São

- Carlos, EESC-USP, 1966. 12 p. 23 des. (Relatório LE-EXT. 60/66).
- 147 - MATHEW, A.G. Fatigue of ferrocement in flexure.
Bangkok, Asian Institute of Technology, 1977.
Tese de mestrado.
- 148 - MEEK, J.L. Ultimate strength of simply supported ferrocement slabs. Journal of Ferrocement, 11(3): 215-28, Jul. 1981.
- 149 - MIRONKOV, B.A. El ferrocemento en la Union Sovietica. Revista IMCYC, 17(106): 25-31, feb. 1980.
- 150 - MIRONKOV, B.A. ; PANARIN, S.N. ; GOLUBENKOV, V.A.
Regular structure slabs made of ferrocement elements for arbitrary plan hall premises coverings.
In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 151 - MOAR, H.M. Ferro-cement: the design if its properties for marine usage. In: Fyson, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction method, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 71-4.
- 152 - MURATA, J. & KAWASAKI, M. Mechanical characteristics of ferrocement and application to offshore structures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 153 - NAAMAN, A.E. Design predictions of crack widths in ferrocement. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, c1979. p. 25-41. (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61).
- 154 - NAAMAN, A.E. Performance criteria for ferrocement. Journal of Ferrocement, 9(2): 75-92, Apr. 1979.
- 155 - NAAMAN, A.E. Reinforcing mechanisms in ferrocement.

- (s.l.p.), Massachusetts Institute of Technology, 1970. 152 p. Tese de mestrado.
- 156 - NAAMAN, A.E. & RAMOS, C. Propriedades mecánicas del ferrocemento en tracción, flexión y compresión. Boletín IMME, 9(33/34): 3-50, ene./jun. 1971.
- 157 - NAAMAN, A.E. & SABNIS, G.M. Cost evaluation of typical ferrocement composites. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 158 - NAAMAN, A.E. & SHAH, S.P. Tensile tests of ferrocement. ACI Journal, p. 693-98, Sept. 1971.
- 159 - NARAYANASWAMY, V.P. ; SURYA KUMAR, G.V. ; SHARMA, P.C. Precast ferrocement trough element for low-cost roofing. Journal of Ferrocement, 11(1): 77-84, Jan. 1981.
- 160 - NATHAN, G.K. & PARAMASIVAN, P. Skeletal free ferrocement for building small craft. Journal of Ferrocement, 10(3): 231-42, Jul. 1980.
- 161 - NERVI, P.L. Concrete and structural form. Structural Engineers, 34: 155-72, May, 1956.
- 162 - NERVI, P.L. Costruire correttamente: caratteristiche e possibilità delle strutture cementizie armate. Milano, Ulrico Hoepli, 1955.
- 163 - NERVI, P.L. Il ferro-cemento; sue caratteristiche e possibilità. L'Ingegnere, 25(1): 17-25, gen. 1951.
- 164 - NERVI, P.L. Nuevas estructuras. Barcelona, G. Gili, 1963.
- 165 - NERVI, P.L. Structures. Trad. by Giuseppina and Mario Salvadori. New York, F. W. Dodge, c1956.
- 166 - Ng, H.K. et alii. Tensile properties of steel fiber reinforced mortar. Journal of Ferrocement, 8(2): 219-30, Oct. 1978.

- 167 - NIMITYONGSKUL, P. ; CHEN, Bor-Shiun ; KARASUDHI, P. .
Impact resistance of ferrocement bat hulls. Journal of Ferrocement, 10(1): 1-10, Jan. 1980.
- 168 - NIMITYONGSKUL, P.; CHENG, A.H.; KARASUDHI, P. Use of expansive cement in construction joints of ferrocement boat hulls. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 169 - NOBEL, P. & CLEAVER, W. Ferro-cement vessels on the Pacific coast of North America. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973.
- 170 - NONTANAKORN, D. Construction of a 32-Metre ferrocement barge and other applications of ferrocement. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 120-23.
- 171- OBERTI, G. Structural design and testing, by means of models, of some special constructions (using ferrocement). In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 172 - ORVANÑOS, J.C. Algunas aplicaciones del ferrocemento en México. Revista IMCYC, 16(93): 50-2, jul./ago. 1978.
- 173 - OSTERGAARD, K.N. Ferrumbu. Journal of Ferrocement, 8(4): 239-48, Oct. 1978.
- 174 - PAMA, R.P.; INTARAGUMHAENG, V.; PAUL, B.K. Study of tensile cracks and bond-slip in ferrocement. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, c1979. p.43-79. (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61).
- 175 - PAMA, R.P.; LEE, S.L. ; VIETMEYER, N.D., ed. Ferro-

- cement: a versatile construction material: its increasing use in Asia. Bangkok, Asian Institute of Technology, 1976.
- 176 - PAMA, R.P. & PHROMRATANAPONGSE, O. The potentials of ferrocement and related materials for rural Indonesia: a feasibility study. Bangkok, USAID, Indonesia, 1977.
- 177 - PARAMASIVAM, P. ; Das GUPTA, N.C. ; LEE, S.L. Fatigue behaviour of ferrocement slabs. Journal of Ferrocement, 11(1): 1-10, Jan. 1981.
- 178 - PARAMASIVAN, P. & LEE, S.L. Ferrocement structural elements. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 179 - PARAMASIVAN, P. & NATHAN, G.K. Analysis, design and construction of ferrocement silo. Journal of Ferrocement, 10(4): 283-98, Oct. 1980.
- 180 - PARAMASIVAM, P. & NATHAN, G.K. Ferrocement sunshade. Journal of Ferrocement, 11(1): 47-54, Jan. 1981.
- 181 - PARAMASIVAN, P. ; NATHAN, G.K. ; LEE, S.L. Analysis, design and construction of ferrocement water tanks. Journal of Ferrocement, 9(3): 115-28, Jul. 1979.
- 182 - PARAMASIVAN, P. ; NATHAN, G.K. ; LEE, S.L. Influence of discrete fibres on behaviour of ferrocement. Journal of Ferrocement, 10(2): 105-10, Apr. 1980.
- 183 - PAUL, B.K & PAMA, R.P. Ferrocement. Bangkok International Ferrocement Information Center, 1978. 149 p.
- 184 - PAVEY, A.R. A protective coating system for ferrocement boats. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 144-46.
- 185 - PEDERSEN, H.P. Dynamic point loading of ferro-

cement, glassfibre-reinforced polyester and plywood. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 22-7.

186 - PETRONI, L. Aplicação da argamassa armada na construção de lajes. São Carlos, EESC-USP. Tese de doutorado.

187 - PETRONI, L. Lajes de argamassa armada. São Carlos, EESC-USP, 1973.

188 - PETRONI, L. Torção em peças de argamassa armada. São Carlos, EESC-USP, 1974. 37 p.

189 - PETRONI, L. Vigas de argamassa armada. São Carlos, EESC-USP, 1974. 105. p. Tese de livre-docência.

190 - PETRONI, L. & CAVALCANTI, A.N. Argamassa de cimento impregnada de enxofre. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 18., Salvador, 6 a 11 dez. 1976.

191 - PICARD, A. & LACHANCE, L. Preliminary fatigue tests on ferrocement plates. Cement and Concrete Research, 4: 967-78, 1974.

192 - PICKETT, R.G. & BLACK, J.C. Explosive moulding of ferro-cement armatures. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 136-38.

193 - PRAWEL, S.P. et alii. Multistory construction using precast underreinforced ferro-cement panels. Journal of Ferrocement, 11(1): 67-76, Jan. 1981.

194 - PRAWEL, S.P. & REINHORN, A. Properties in flexure of underreinforced panels in two-way bending. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.

- 195 - RAISINGHANI, M. & VENKAPPA, V. Ferrocement pyramidal dome for a temple. Journal of Ferrocement, 10(4): 299-304, Oct. 1980.
- 196 - RAJAGOPALAN, K. & PARAMESWARAN, V.S. Analysis of ferrocement beams. Journal of Structural Engineering, 2(4): 155-64, Jan. 1975.
- 197 - RAJAGOPALAN, K. & PARAMESWARAN, V.S. Cracking and ultimate strength characteristics of ferrocement in direct tension and in pure bending. Indian Concrete Journal, 48(12): 387-93; 395, Dec. 1974.
- 198 - RAMAN, N.V. et alii. Ferrocement gas holdes for bio gas plants. Journal of Ferrocement, 9(2): 93-102, Apr. 1979.
- 199 - RAMASWAMY, G.S. Ferro-fibrocement: a new structural concept. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 200 - RAO, A.G.M. et alii. Ferrocement service modules for housing. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, c1979. p. 133-41. (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61)
- 201 - RAO, K. & GOWDAR, C.S.K. A study of the behaviour of ferrocement in flexure. Indian Concrete Journal, 45(4): 178-83, Apr. 1971.
- 202 - RAO, P.S. et alii. Impact studies on ferrocement slabs. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 19981.
- 203 - RAO, P.S. & MATHEWS, M.S. Corrugated ferrocement sheets. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, c1979. p. 157-71. (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61).
- 204 - REICHVERGER, Z. The maximum size of aggregates for

- ferrocement casting. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 205 - REICHVERGER, Z. & RAPHAEL, M. Grading design of sand for ferrocement mixes. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, c1979. p. 115-31. (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61).
- 206 - REICHVERGER, Z. & SOROKA, I. Ferrocement with grouped reinforcement. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 207 - REICHVERGER, Z. & TATSA, E.Z. Manufacturing technologies of structural elements made of ferrocement. Journal of Ferrocement, 8(4): 259-68, Oct. 1978.
- 208 - REIMBERT, M. & REIMBERT, A. Réservoirs de grande capacité en béton armé postcontrait. Travaux (228): 481-87, Oct., 1953.
- 209 - RESENDE, S.H. de. Aditivos para concreto. Rio de Janeiro, SIKA, (s.d).
- 210 - ROBLES-AUSTRIACO, L. ; PAMA, R.P. ; VALLS, J. Ferrocement: an innovative technology for housing. Journal of Ferrocement, 11(1): 23-46, Jan. 1981.
- 211 - ROBLES-AUSTRIACO, L. ; PAMA, R.P. ; VALLS, J. Ferrocement for the water decade. Journal of Ferrocement, 11(3): 229-45, Jul. 1981.
- 212 - ROCHA, A.M. da. Comentários sobre as recomendações do CEB. Rio de Janeiro, Científica, 1975. 218 p.
- 213 - ROMUALDI, J.P. Research needs and the future of ferrocement. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, c1979. p. 173-77. (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61).
- 214 - ROMUALDI, J.P. & BATSON, G.B. Mechanics of crack

arrest in concrete. Journal of the Engineering Mechanics Division. Proceedings, 89: 147-68, Jun. 1963.

- 215 - SABNIS, G.M. Ferrocement: past and present. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, c 1979. p.1-7 (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61).
- 216 - SABNIS, G.M. Recent developments of ferrocement in North America. Journal of Ferrocement, 9(1):1-12, Jan. 1979.
- 217 - SABNIS, G.M. et alii. Bibliography on ferrocement-materials and applications. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, c1979. p. 179-90. (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61).
- 218 - SANDOWICZ, M. & GRABOWSKI, J. The properties of composite columns made of ferrocement pipes filled up with concrete, tested in axial and eccentric compression. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 219 - SARGENT, D.P. Factors affecting the fatigue strength of ferro-cement. Monterey, Calif., Naval Postgraduate School, 1974. Tese de mestrado.
- 220 - SARID, M.; TATSA, E.Z. ; BLJUGER, F. Ribbed slabs made of ferrocement. Journal of Ferrocement, 9(4): 185-89, Oct. 1979.
- 221 - SCHIEL, F. & MARTINELLI, D.A.O. Argamassas armadas em elementos estruturais. Forum de Engenharia, Técnica e Equipamentos, 1(4): 21-9, Jul. 1964.
- 222 - SCHIEL, F. ; RACHID, M. ; BARREIRO, J.C. Coberturas em argamassa armada. Separata da Revista Acrópole, 31(368).
- 223 - SCRIVENER, J.C. & CARR, A.J. Ferro-cement boat hulls

- analysed by the finite element method. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 81-89.
- 224 - SETTI, J.R.A. Ensaio à flexão de vigas T mistas com alma de argamassa armada e mesa de concreto armado. In: MARTINELLI, D.A.O. & HANAI, J.B. de. Pontilhões e passarelas de argamassa armada. São Carlos, (s.c.p.), 1980. Relatório parcial apresentado à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo. anexo 3.
- 225 - SETTI, J.R.A. Ensaio à flexão simples de vigas de argamassa armada instrumentadas com extensômetros elétricos. In: MARTINELLI, D.A.O. & HANAI, J.B. de. Pontilhões e passarelas de argamassa armada. São Carlos, (s.c.p.), 1980. Relatório parcial apresentado à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo. anexo 4.
- 226 - SHAH, S.P. Mechanism of microreinforcement in concrete. (s.i).
- 227 - SHAH, S.P. New reinforcing materials in concrete. ACI Journal, p. 257-62, May, 1974.
- 228 - SHAH, S.P. Tentative recommendations for the construction of ferrocement tanks. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Ferrocement: materials and applications. Detroit, c1979. p. 103-13. (ACI Committee 549, Ferrocement. Publication SP-61).
- 229 - SHAH, S.P. & KEY, W.H. Ferro-cement as a material for offshore structures. In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, Dallas, Texas, 1971. p. 451-60.
- 230 - SHAH, S.P. & KEY, W.H. Impact resistance of ferrocement. Journal of the Structural Division, ASCE, 98(1):111-23, Jan. 1972.

- 231 - SHAH, S.P. & NAAMAN, A. Crack control in ferrocement and its comparison with reinforced concrete. Journal of Ferrocement, 8(2): 67-80, Apr. 1978.
- 232 - SHAH, S.P. ; RANGAN, B.W. Effects of reinforcements on ductility of concrete. Journal of the Structural Division, Proceedings, p. 1167-83. Jun. 1970.
- 233 - SHAH, S.P. & SRINIVASAN, M.G. Strength and cracking of ferro-cement. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 33-40.
- 234 - SHAH, S.P. & WINTER, G. Inelastic behaviour and fracture of concrete. Journal of the American Concrete Institute, 63(9): 925-30, Sept. 1966.
- 235 - SHARMA, P.C. Research and development on ferrocement structures at the University of Singapore. Journal of Ferrocement, 10(4): 309-14, Oct. 1980.
- 236 - SHARMA, P.C. Use of ferrocement for water-proofing. Journal of Ferrocement. 10(2): 127-42, Apr. 1980.
- 237 - SHARMA, P.C. et alii. Ferrocement applications for rural development in Asian Pacific Countries. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 238 - SHARMA, P.C. et alii. Ferrocement gas holder for biogas plants. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON MATERIALS OF CONSTRUCTION FOR DEVELOPING COUNTRIES, Bangkok, Aug., 1978. p. 749-63.
- 239 - SHARMA, P.C. et alii. Semi-mechanised process for producing ferrocement cylindrical units. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 240 - SHARMA, P.C. et alii. Small capacity ferrocement for foodgrain storage. Journal of Ferrocement, 9(1): 21-34, Jan. 1979.

- 241 - SHARMA, P.C. et alii. State-of-the-Art review on ferrocement storage grain bins. Journal of Ferrocement, 9(3): 135-52, Jul. 1979.
- 242 - SHAW, H.F. Ferrocement as a structural material at cryogenic temperatures. (s.l.p), Massachusetts Institute of Technology, 1970. Tese de mestrado.
- 243 - SIMPSON, M.G. Fatigue of ferro-cement. Monterey, Calif., Naval Postgraduate School, 1974. Tese de mestrado.
- 244 - SINGH, G. Flexural response of a ferrocement to constant deflection repeated loading. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 245 - SIRIDANUPATH, S. Field test of a ferrocement rice bin. Bangkok, Asian Institute of Technology, 1974. Tese de mestrado.
- 246 - SMITH, R.B.L. & BOON-LONG, S. Ferro-cement bins for hermetic storage of rice. Bangkok, Asian Institute of Technology, 1970. (Research Report n° 12).
- 247 - SMOLA, P. Ferrocement structures in Czechoslovakia. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 248 - SOMAYAJI, S. & BALAGURU, P.N. Influence of transverse wires on cracking of model reinforced composites. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 249 - SOMAYAJI, S. & NAAMAN, A.E. Stress-strain response and cracking of ferrocement in tension. Journal of Ferrocement, 11(2): 127-42, Apr. 1981.
- 250 - SOMAYAJI, S. & SHAH, S.P. Prediction of tensile response of ferrocement. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.

- 251 - SPRADBROW, B.J. & WIKLUND, K.M. Design, series production and promotion of ferrocement vessels. Journal of Ferrocement, 10(1): 19-30, Jan. 1980.
- 252 - STROEVEN, P. Technique for biaxial anti-clastic bending of ferrocement. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 253 - SU, C.F. ; KUO, C.T. ; IJIMA, T. Feasibility study of perforated ferrocement caisson used in the front part of breakwater. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 254 - SU, C.F. ; LEE, Y.H. ; CHANG, R.H. The design and construction of ferrocement caissons with corrugated frictional base plates used in the breakwater of Hsin-Kang fishing harbor. Journal of Ferrocement, 9(2): 65-74, Apr. 1979.
- 255 - SURYA KUMAR, G.V. ; GUPTA, V.K.; SHARMA, P.C. Flexural rigidity of ferrocement. Journal of Ferrocement, 9(4): 171-84, Oct. 1979.
- 256 - SURYA KUMAR, G.V. ; NARAYANASWAMY, V.P. ; SHARMA, P.C. Ferrocement: a survey of experimental investigations. Journal of Structural Engineering, 1(4): 167-82, Jan. 1974.
- 257 - SURYA KUMAR, G.V. & SHARMA, P.C. An investigation into the flexural behaviour of ferrocement. Journal of Structural Engineering, 2(4): 137-44, Jan. 1975.
- 258 - 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. (Reprinted from the Indian Concrete Journal).
- 259 - SURYA KUMAR, G.V. ; SHARMA, P.C. ; RAMAN, N.V. Application of ferrocement to grain storage structures in relation to rural development. (s.i).

- 260 - SUTHERLAND, W.M. Ferro-cement boats: commercial production methods in New Zealand. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cemento fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 123-26.
- 261 - SUTHERLAND, W.M. Ferro-cement boats: service experience in New Zealand. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction methods, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 190-94.
- 262 - SWAMY, R.N. & AL-WASH, A.A. Cracking behaviour of ferrocement in flexure. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 263 - TANKRUSCH, S. Bamboo-cement water tank: a solution to water shortage problem in Thailand. Journal of Ferrocement, 11(3): 255-58. Jul. 1981.
- 264 - TÄRNO, U. About some special shell work aspects for ferrocement structures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 265 - TATSA, E.Z. & PRAWEL, S.P. Studies in ferrocement applications. Journal of Ferrocement, 10(2): 121-26. Apr. 1980.
- 266 - TATSA, E.Z. ; PRAWEL, S.P. ; REINHORN, A. Long Span composite roof systems of ferrocement and frame components. Journal of Ferrocement, 11(1): 55-56, Jan. 1981.
- 267 - TAYAB, M.A.K. The cost of ferro-cement boat construction in India. In: FYSON, J., ed. FAO investigates ferro-cement fishing craft: laboratory analysis, construction method, service experience. Surrey, England, Fishing News, c1973. p. 166-68.

- 268 - TECNOLOGIA do "ferro-cimento" encontra no país grande potencial para sua utilização. Cimento & Concreto, 13: 4-5, jul./ago. 1973.
- 269 - THUMASUJARIT, C. Field test of ferrocement canal lining. Bangkok, Asian Institute of Technology, 1974. Tese de mestrado.
- 270 - TOLOSA, R.T. Ferrocement bouys for mussel culture. Journal of Ferrocement, 9(3): 129-34, Jul. 1979.
- 271 - TRIKHA, D.N. ; KAUSHIK, S.K. ; KOTDAWALA, R.R. Limit analysis of ferrocement thin slabs. Journal of Ferrocement, 11(2): 111-26, Apr. 1981.
- 272 - UNIÃO SOVIÉTICA. Gosstroy. Instruções para o projeto de estruturas de argamassa armada. (Ukasaniya po projectirovaniyu armotse mentnykn constructsiy CH-366-67). Trad. parcial não publicada.
- 273 - VALLS, J. The International Ferrocement Information Center. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul 22-24, 1981.
- 274 - VAN STEKELENBURG, P.J. ; WALRAVEN, J.C ; MATHEWS, M.S. Development of a semicylindrical ferrocement roofing system. Journal of Ferrocement, 10(2): 111-20, Apr. 1980.
- 275 - VELPARI, V. ; RAGHAVENDRA, N.M. ; BALASUBRAMANIAM, N. Tensile and flexural properties of polymer impregnated ferrocement composites. Journal of Ferrocement, 11(2): 143-53, Apr. 1981.
- 276 - VISHWANATH, T. ; MHATRE, R. ; SEETHARAMULU, K. Test of a ferro-cemento precast folded plate. Journal of the Structural Division, ASCE, 91(6): 239-49, Dec. 1965.
- 277 - WALKUS, B.R. A system for producing ferro-cement elements. Journal of Ferrocement, 11(2): 155-162, Apr. 1981.

- 278 - WALKUS, B.R. ; JANUSZKIEWICZ, A. ; JERUSAL, J. Con-
crete composite with cut steel microreinforcement
subjected to uniaxial tension. Journal of Ferro-
cement, 8(4): 231-38, Oct. 1978.
- 279 - WALKUS, B.R. ; JANUSZKIEWICZ, A. ; JERUSAL, J. Crite-
ria for choice of microreinforcement in concrete
composites. Journal of Ferrocement, 9(1): 13-20,
Jan. 1979.
- 280 - WALKUS, R. & KOWALSKI, T.G. Ferrocement survey.
Concrete, 5(2): 48-52, Feb. 1971.
- 281 - WANG, K. The application of ferrocement boats in
China. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCE-
MENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 282 - WANG, K. Investigation on the working mechanism of
ferrocement. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERRO-
CEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 283 - WANG, P.T. ; SHAH, S.P. ; NAAMAN, A.E. High-strength
concrete in ultimate strength design. Journal of
the Strucutral Division, ASCE, 11: 1761-73, Nov.
1978.
- 284 - WANG, P.T. ; SHAH, S.P. ; NAAMAN, A.E. Stress-strain
curves of normal and light-weight concrete in com-
pression. ACI Journal, p. 603-11, Nov. 1978.
- 285 - WHEEN, R.J. & BRIDGE, R.Q. Orihune: the world's first
folded concrete canoe. In: INTERNATIONAL SYMPO-
SIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.
- 286 - WHITENER, J.R. Ferro-cement boat construction.
Cambridge, Cornell Maritime Press, 1971.
- 287 - WINARTO. Rainwater collection tanks constructed on
self-help basis. Journal of Ferrocement, 11(3):
247-54, Jul. 1981.
- 288 - YEN, T. & SU, C.F. Influence of skeketal steel on

the flexural behaviour of ferrocement. Journal of Ferrocement, 10(3): 177-88, Jul. 1980.

- 289 - YEN, T. ; SU, C.F. ; CHANG, M.F. A possibility to increase the mortar strength of ferrocement. Journal of Ferrocement, 9(2): 53-64, Apr. 1979.
- 290 - ZAITSEV, Y. Application of method of fracture mechanics to design of ferrocement structures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul. 22-24, 1981.