Construções de Concreto

eng. Francisco Rodrigues Andriolo

manual de práticas para controle e execução



PINI

Construções de Concreto
manual de práticas para controle e execução

©COPYRIGHT EDITORA PINI LTDA.

Todos os direitos de reprodução ou tradução reservados pela Editora Pini Ltda.

CIP-Brasil. Catalogação-na-Publicação
Câmara Brasileira do Livro, SP

A585c Andriolo, Francisco Rodrigues, 1945 —
Construções de concreto : manual de práticas para controle e execução / Francisco Rodrigues Andriolo. — São Paulo : Pini, 1984.

1. Concreto I. Título.

84-0420

CDD-620.136
-666.89

Índices para catálogo sistemático:

1. Concreto : Materiais : Engenharia 620.136
2. Concreto : Propriedades : Materiais : Engenharia 620.136
3. Concreto : Tecnologia 666.89
4. Propriedades do concreto : Materiais : Engenharia 620.136

Revisão: Madalena B. Borgonove e Mariza Passos
Produção gráfica: Carlos Alberto Mazetti
Arte: Robson Bucci
Indústria gráfica: Francisco Sapiensa, Wilson Tavares Pinto, Oswaldo Trindade Mello
Capa: foto (F. R. Andriolo), arte (Carlos A. Mazetti) e fotomecânica (J. P. Silva)

Composto e impresso nas oficinas gráficas da Editora Pini Ltda.
Rua Anhaia, 964 - Bom Retiro
01130 São Paulo, SP - Brasil
telex (011) 37803 PINI

Apoio editorial

ABCP
Associação Brasileira de
Cimento Portland

AECESP
Associação dos
Engenheiros da CESP

IBRACON
Instituto
Brasileiro de Concreto

CONCRELIX
Concrelix S. A.
Engenharia de Concreto

Índice Sumário

1 **Apresentação 1**

2 **Materiais para concreto 3**
Cimentos — Generalidades — Nota histórica — Fabricação do cimento Portland — Extração e preparo das matérias-primas — Dosagem da mistura crua — Clinquerização (calcinação) — Adições finais, moagem e ensilagem — Composição dos cimentos — Formação dos compostos — Constituição dos compostos — Propriedades dos compostos — Determinação da composição do cimento Portland — Métodos — Cálculo — Reações de hidratação — Hidratação dos silicatos — Hidratação dos aluminatos — Hidratação do cimento — Conceito sobre o endurecimento — Propriedades físicas do cimento — Finura — Pega — Resistência — Sanidade — Calor de hidratação — Tipos de cimentos e valores — Materiais pozolânicos — Definição — Classificação — Mecanismo da reação cal-pozolana — Fabricação do material pozolânico — Efeitos das pozolanas nas propriedades do concreto — Trabalhabilidade — Água de exsudação — Resistência — Permeabilidade — Retração hidráulica ou por secagem — Calor de hidratação — Resistência química — Reação álcalis-agregado — Valores de ensaios — Agregados — Generalidades — Definições — Agregado graúdo — Agregado miúdo — Cascalho — Areia — Escória de alto-forno — Pedra britada — Cascalho britado — Agregado pesado — Diâmetro máximo (Ø máx.) — Módulo de finura — Tipos de caracteres — Exploração e produção — Exploração — Produção — Verificações e propriedades — Resistência à abrasão — Peso específico e absorção — — Forma das partículas — Resistência à compressão — Módulo de deformação — Sanidade — Propriedades térmicas — Impurezas — Graduação — Água — Aditivos — Generalidades — Tipos de propriedades — Incorporadores de ar — Aceleradores de pega — Redutores de água e Retardadores de pega — Outros — Aços e emendas — Generalidades — Aços — Observação visual — Massa por metro linear — Ductilidade — Características de tração — Aderência concreto-aço — Relaxação isotérmica — Acompanhamento do beneficiamento — Emendas — Emendas por traspasse — Emendas por sobreposição com deposição de eletrodos — Emendas por dupla sobreposição ou cobrejunta — Emendas por soldagem de pontos — Emendas topo a topo através de deposição de metal de eletrodos — Emendas topo a topo por fusão — Emendas topo a topo com luva — Emendas topo a topo por caldeamento — Emendas de barras submetidas somente a esforços de compressão — Elastômeros — Introdução — Aparelhos de vedação — Generalidades — Condições de utilização — Propriedades — Aparelhos de apoio — Generalidades — Condições de utilização — Propriedades.

3 **Proporcionamento e verificação das misturas 94**
Proporcionamento das misturas — Generalidades — Dados informativos — Fator água/cimento — Trabalhabilidade e diâmetro máximo do agregado — Consumo de água — Teor de agregado miúdo e teor de argamassa — Combinação do agregado graúdo — Informações adicionais — Procedimentos para o cálculo da dosagem — Estabelecimento das condições — Conhecimento dos materiais — Combinação do agregado graúdo — Adoção do teor de água — Adoção do teor de agregado miúdo — Determinação da mistura —

Sequência das operações — Obtenção do traço-base — Moldagens e escolhas das misturas para aplicação — Misturas refrigeradas — Exemplo — Dados iniciais — Cálculos — Betonada — Recálculos — Cálculos complementares — Verificação da qualidade das misturas — Objetivo — Controle de uniformidade durante a produção — Umidade e absorção dos materiais — Amostragem do concreto — Trabalhabilidade — Incorporação de ar — Temperatura — Quantidade de água na mistura — Densidade — Aferição da central de concreto — Desempenho das betoneiras — Controle de qualidade — Introdução — Terminologia — Critério — Distribuição normal de frequências — Diagrama das probabilidades — Carta de controle — Tabela de valores — Exemplos.

4 **Esquema organizacional para inspeção e controle 154**
Introdução — Controle sobre materiais básicos — Água — Aglomerantes — Aditivos — Agregados — Aços e emendas para armadura — Aços — Emendas — Elastômeros — Elementos de vedação — Aparelhos de apoio — Acompanhamento dos preparativos para concretagem — Controles e medições durante a produção do concreto — Controle da qualidade do concreto — Controle de uniformidade durante a produção do concreto — Controle sobre a concretagem — Auscultação das estruturas de concreto — Registro das informações

5 **Propriedades do concreto 160**
Trabalhabilidade — Peso específico — Resistências — Resistência à compressão axial simples — Resistência à tração por flexão — Resistência à tração por ruptura diametral — Resistência ao cisalhamento — Resistência à ruptura triaxial — Módulo de deformação e coeficientes de Poisson — Módulo de deformação — Coeficiente de Poisson — Capacidade de alongamento à tração — Deformações limites na ruptura — Variações de volume — Retração plástica — Água de exsudação — Retração hidráulica ou por secagem — Fluência plástica (creep) — Variações autógenas — Deformações térmicas — Permeabilidade e absorção — Durabilidade — Generalidades — Perda de durabilidade — Propriedades térmicas — Generalidades — Condutividade térmica — Calor específico — Difusividade térmica — Coeficiente de expansão térmica — Elevação adiabática da temperatura.

6 **Produção do concreto 202**
Generalidades — Localização — Capacidade da instalação — Capacidade e tipo da betoneira — Tipo de operação da central — Medidores, escalas, registradores — Verificação dos equipamentos.

7 **Transporte do concreto 216**
Generalidades — Caçambas — Caminhões — Caminhões agitadores — Caminhões não agitadores — Transporte por bombeamento — Transporte por correia transportadora e chutes — Transporte sobre trilhos.

8 **Fôrmas 232**
Generalidades — Qualidade — Segurança — Economia — Materiais — Madeira corrida — Madeira compensada — Aço — Metais leves — Fibras de vidro e plásticos — Elementos auxiliares — Condições de suporte — Cargas verticais — Cargas laterais — Tipos de fôrmas — Fôrmas fixas — Fôrmas temporariamente fixas — Fôrmas deslizantes — Fôrmas especiais — Desforma.

9 **Armação e embutidos 278**
Armação — Embutidos.

10 **Preparo, colocação e cura do concreto 295**
Preparo do local para lançamento do concreto — Preparo de fundação — Fundação em solo — Fundação em rocha — Preparo de juntas de concretagem

— Preparo da armadura e embutidos — Preparo das fôrmas — Preparo dos elementos de vedação e drenos — Colocação do concreto — Generalidades — Equipamentos para lançamento do concreto — Caçambas — Correias transportadoras Caminhões-betoneira — Bombas — Calhas — Vibroacabadoras — Carrinhos — Caçamba — Caminhões-basculantes — Detalhes do lançamento e espalhamento do concreto — Generalidades — Lançamento — Espalhamento — Adensamento — Generalidades — Métodos e processos — Apiloamento — Compactação por vibração na superfície do concreto — Compactação por vibradores sem contato com o concreto — Compactação através de mesas vibratórias — Compactação por ação centrífuga — Compactação própria — Compactação por ação de rolo vibratório — Compactação sob a ação de vácuo — Compactação através de vibradores de imersão — Controles de adensamento do concreto — Utilização do adensamento — Revibração — Acabamento — Generalidades — Classificação dos acabamentos — Superfícies enformadas — Superfícies não enformadas — Detalhes executivos sobre acabamentos tipo U-3 — Cura — Generalidades — Métodos e materiais — Métodos e estruturas

11 **Concretos e técnicas especiais** 392

Pré-moldados — Protendidos — Generalidades — Sistemas de protensão — Acompanhamento dos serviços de protensão e injeção — Aços e materiais para protensão — Confecção de cabos de protensão — Locação das armaduras e cuidados antes da concretagem — Escolha do sistema de protensão — Operações de protensão — Emendas de cabos — Corte dos cabos e proteção dos cabeçotes — Família de caldas para injeção — Operações de injeção — "Tremie" — Concreto com agregado pré-colocado — Generalidades — Materiais — Proporcionamento — Execução — Fôrmas — Tubulação de injeção e sonda — Colocação dos agregados — Injeção e equipamentos — Concretos expansivos — Introdução — Processos de obtenção de expansões — Expansão anterior ao início de pega do concreto — Expansão posterior à pega do concreto — Avaliação do processo — Concreto fibroso — Generalidades — Características — Concreto com acabamento por processo a vácuo — Conceito do processo a vácuo — Avaliação do processo — Aplicação do processo — Polímeros no concreto — Concreto poroso — Concreto bombeado — Concreto projetado — Concreto leve — Concreto pesado — Concreto para efeitos estéticos — Concreto curado a vapor — Generalidades — Definições-Ciclo — Aplicações — Equipamentos e controles — Injeções — Equipamentos, métodos e propriedades — Misturador — Fluidez, tempo de escoamento, cones de escoamento — Tempo de injetabilidade — Viscosidade plástica — Estabilidade — Retentividade — Resistência mecânica — Fatores de influência — Temperatura — Proporcionamento — Aditivo — Outros — Aplicações — Injeções de argamassas — Injeções de caldas — Injeções de resinas — Refrigeração do concreto — Introdução — Generalidades — Providências para minimizar os efeitos térmicos — Fatores de influência nas evoluções das temperaturas e das tensões no concreto-massa — Métodos de análise dos efeitos térmicos — Sistemas de refrigeração e isolamento de concreto-massa — Sistemas de pré-resfriamento — Sistemas de pós-resfriamento — Isolamento da superfície — Custos — Concreto adensado com rolo vibratório — Introdução — Aspectos históricos — Materiais e proporcionamento das misturas — Generalidades — Consistência — Agregados — Cimento e material pozolânico — Aditivos — Proporcionamento das misturas — Propriedades — Resistência à compressão axial simples — Módulo de elasticidade — Deformação lenta — Permeabilidade — Construção — Mistura — Transporte — Preparo para lançamento — Lançamento e espalhamento — Adensamento — Juntas de contração — Cura e proteção — Controle de

qualidade — Impermeabilizaçãc — Apresentação — Fundamentos para impermeabilizações — Permeabilidade dos materiais — Fadiga dos materiais — Durabilidade da impermeabilização — Proteção mecânica e isolamento térmico — Custos.

12 **Reparos — manutenção e conservação 595**
Generalidades — Programa básico para execução dos reparos — Diagnóstico — Viabilidade de execução do reparo — Sequência de operações — Escolha do método ou processo e dos materiais — Preparo para execução do reparo — Execução do reparo — Métodos para reparo — Reparo com argamassa seca — Reparo com concreto — Superfícies enformadas — Superfícies não enformadas — Reparo com concreto com agregado pré-colocado — Reparos com argamassa — Reparo com materiais químicos — Materiais — Condições da superfície a receber o material — Preparo do material para uso — Aplicação — Reparo com injeção.

13 **Instrumentação 635**
Apresentação — Tipos de medidores — Medidores mecânicos — Medidores óticos — Medidores pneumáticos — Medidores com corda vibrante — Medidores hidráulicos — Medidores elétricos — Medidores elétricos de aplicação superficial — Medidores elétricos embutidos — Aplicação-uso-cuidados — Generalidades — Cadastramento de leituras e constantes — Exemplos — Calibragem da constante "f" e sua linearidade — Calibração da constante de temperatura "β" — Determinação da constante de correção "b" — Emendas do cabo — Caixa atensorial — Roseta de extensômetros — Medidores de abertura de juntas — Medidores de tensão no concreto — Medidores de temperatura — Medidores de tensão na armadura — Pêndulos — Operação do indicador de leituras de aparelhos tipo Carlson — Cálculos e apresentação — Generalidades — Cálculos — Medidores de deformação no concreto — Medidores de abertura de juntas — Medidores de tensão no concreto — Medidores de temperatura do concreto — Medidores de tensão na armadura — Deslocamentos pendulares — Apresentação dos valores — Análise e interpretação.

14 **Referências bibliográficas 730**

15 **Índice remissivo 733**

Prefácio

O concreto é utilizado de muitas maneiras, pelo fato de poder ser moldado em qualquer formato que se deseje: tanto em uma estrutura delgada com bastante armadura, quanto em uma grande massa, quando se pretende peso e solidez.

Qualquer que seja o seu valor, o teor de cimento pode ser variado de modo a se obter a resistência especificada.

O tamanho máximo do agregado varia desde alguns milímetros até talvez, 180 mm ou mais, no caso de concreto-massa. O principal requisito para o agregado, é que não reaja quimicamente com os álcalis do cimento. O cimento, obviamente, deve atender a todas as especificações do cimento Portland.

Muitos e diversos detalhes são estudados neste trabalho.

Dr. Roy W. Carlson
Concrete Consultant
Berkeley, Califórnia, USA



Profundos agradecimentos a

— Roy W. Carlson
— Rubens Vianna de Andrade
— José Roberto Monteiro
— Ademar Sonoda
— Alberto Maionchi
— José Florentino de Castro Sobrinho
— Roberto de Melo
— Horst R. Eckschmidt
— Luércio Scandiuzzi
— José Augusto Braga
— Ideval Betioli
— Humberto Rodrigues Gama
— Gustavo Reis Lobo de Vasconcelos
— Salvador Eugênio Giammusso
— Epaminondas Melo do Amaral Filho
— Evangevaldo Pereira dos Santos
— Francilino Fernandes
— Ariovaldo Arnoldi Barboza, e

A outros colegas e companheiros, que de modo direto ou não, auxiliaram, incentivaram e carinhosamente me desafiaram durante o transcorrer da vida profissional resultando este texto

Agradecimentos

Sincera gratidão à Cesp e à Itaipu Binacional que me possibilitaram armazenar o acervo de informações aqui citadas, e à Editora Pini pela confiança e dedicação para a publicação

Dedicação

Toda dedicação a meu filho e minha esposa dos quais furtei valiosos momentos de convívio

1 Apresentação

Estas notações constituem uma revisão, ampliação e atualização do documento "Notas Técnicas para Controle e Inspeção do Concreto"(1), redigido em 1976, com objetivo de treinamento da equipe técnica da Divisão de Controle de Concreto da Itaipu Binacional, para a fiscalização das obras de concreto da hidrelétrica de Itaipu, no rio Paraná, entre o Paraguai e o Brasil. Documento esse baseado nos controles e desenvolvimento tecnológico alcançados pela Cesp, durante a construção do complexo de Urubupungá.

..."As citações destas notações baseiam-se nas informações de várias fontes e do conhecimento adquirido no dia a dia do controle tecnológico"...

..."As informações aqui apresentadas deverão ser encaradas como desprovidas de caráter absoluto, pois a dinâmica do desenvolvimento tecnológico proporciona, quase sempre, alterações dos procedimentos de inspeção e controle, exigindo, na maioria das vezes, processos mais rápidos, precisos e seguros"... (de 1).

Neste texto através de 12 capítulos, são fornecidas informações e ilustrações sobre:

— *Materiais:*
Cimentos, materiais pozolânicos, agregados, aços para armaduras e suas emendas, aparelhos de apoio, elementos de vedação, aditivos e água;

— *Proporcionamento das misturas:*
Dosagens e parâmetros para proporcionamento das misturas, rotinas para cálculo, exemplo de cálculo e controle;

— *Esquema para inspeção e controle:*
Sugestão de rotinas para atividades de inspeção e controle sobre materiais básicos e das várias etapas de manuseio do concreto;

— *Propriedades do concreto:*
As várias propriedades do concreto fresco e endurecido, e suas correlações;

— *Produção do concreto:*
Instalações para produção do concreto, capacidade, tipos, condições dos equipamentos;

— *Transporte do concreto:*
Detalhes sobre o transporte do concreto desde a instalação de produção até o local de lançamento;

— *Fôrmas:*
Condições sobre qualidade, segurança e economia, tipos de fôrmas, materiais e detalhes de utilização;

— *Armação e embutidos:*
Condições de implantação de armaduras e embutidos, detalhes e cuidados para construção;

— *Preparo, colocação e cura do concreto:*
Detalhe e ilustrações sobre preparo de fundação e juntas de construção, fôrmas, armações, embutidos, drenos, elementos de vedação, condições para lançamento, adensamento, acabamento e cura do concreto;

— *Concretos e técnicas especiais:*
Detalhes sobre pré-moldados, protensão, concreto com agregado pré-colocado, concretos expansivos, concreto com fibras, acabamento a vácuo, concreto poroso, concreto bombeado, cura a vapor, adensamento com rolo vibratório, refrigeração do concreto, impermeabilização;

— *Reparos, manutenção e conservação:*
Condições para o diagnóstico e a execução dos reparos através dos vários métodos e materiais apresentados;

— *Instrumentação:*
Descrição de vários tipos de instrumentos para laboratório e auscultação de estruturas de concreto, contando com roteiro para cálculo e interpretação.

2 Materiais para concreto

2.1 Cimentos

2.1.1 Generalidades

Como cimento pode ser entendido um material com propriedades aglutinantes e, portanto, com capacidade de unir fragmentos minerais formando uma massa compacta. Esse conceito engloba uma grande variedade de materiais aglutinantes que ao passar dos anos a tecnologia dos materiais se encarrega de ampliar.

Nestas anotações, para os objetivos de construções em concreto, o termo cimento restringe-se à aglutinação de materiais como: areias, pedras, blocos, aço etc....

Os cimentos, que permitem ao concreto ter propriedades de pega e endurecimento na presença da água, são chamados de cimentos hidráulicos.

Os cimentos hidráulicos são constituídos principalmente por silicatos e aluminatos de cálcio.

2.1.2 Nota histórica

A utilização de materiais aglomerantes não é recente. As ruínas egípcias mostram que já há alguns séculos a.C. esse povo empregava cimento como aglomerante entre os blocos de pedras de seus monumentos. As análises mostraram que o cimento usado era um gesso impuro cozido e calcário calcinado. A cal viva, assim formada, misturava-se com água, areia e pedra partida, dando origem a um tipo de concreto. Os gregos e romanos usavam calcário calcinado e posteriormente adicionavam cal, água e agregados. Esses foram os primeiros concretos da história (cisternas construídas sob ordens de Vitruvius).

A argamassa de cal não endurecia sob água e para as construções subaquáticas os romanos misturavam cal e cinza vulcânica ou certos tipos de argilas moídas. A sílica e alumina ativas das cinzas ou argilas, combinavam com a cal, produzindo o que se tornou conhecido por cimento pozolânico, oriundo do nome da Vila de Pozzuoli, perto de Vesúvio (Vesúvius) onde as cinzas foram encontradas inicialmente. Cimento pozolânico é o nome dado atualmente para designar cimentos obtidos pela moagem conjunta de clínquer, gesso e material pozolânico.

Admite-se que o protótipo do cimento moderno foi obtido em 1845, por Isaac Charles Johnson, pelo aquecimento de uma mistura de argila e calcário até a clinquerização, para dar origem às reações necessárias à formação de compostos de um cimento bastante resistente.

O nome cimento Portland advém da semelhança de coloração desses cimentos, após a pega, com as pedras de Portland, de uma jazida em Dorset. O nome permanece até hoje e caracteriza a mistura íntima de calcário e argila (ou outro material contendo sílica, alumina e óxido de ferro). A fusão desses materiais dá origem ao clínquer que após moagem torna-se cimento.

O cimento Portland é, então, um material pulverulento produzido a partir de uma mistura de calcário e argila calcinada até a fusão parcial, resultando daí o clínquer que misturado com gesso e moído a determinada finura dá origem ao cimento Portland.

2.1.3 Fabricação do cimento Portland

A indústria do cimento é uma indústria química, de transformação, que basicamente, envolve as seguintes operações:

— extração e preparo das matérias-primas;
— dosagem da mistura crua;
— clinquerização;
— adições finais, moagem e ensilagem.

A figura 2.1 fornece uma sequência esquemática da produção de cimento Portland.

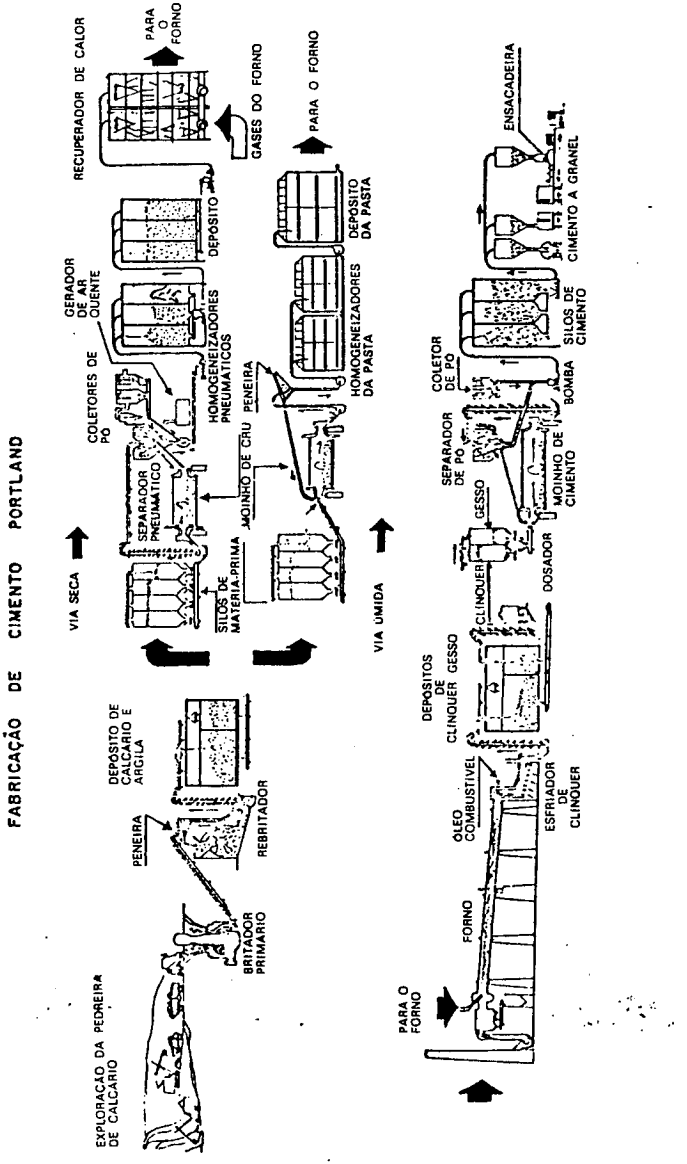


Figura 2.1 — Sequência esquemática de fabricação do cimento Portland.

2.1.3.1 Extração e preparo das matérias-primas

A matéria-prima (calcário e argila) é extraída das jazidas pelos processos usuais de exploração de depósitos minerais, de maneira semelhante à de uma pedreira.

Após a escavação a primeira operação do processo é a britagem.

O calcário passa por um britador primário com capacidade para receber fragmentos de até 1,5 m de diâmetro, que o reduz para aproximadamente 150 mm de diâmetro. O material britado é lançado sobre uma peneira e o material retido segue para um britador secundário sendo reduzido a fragmentos de no máximo 30 mm de diâmetro. Nesse ponto procede-se a um primeiro controle, e o material é estocado.

2.1.3.2 Dosagem da mistura crua

Após a estocagem, o processo de fabricação poderá seguir por um dos seguintes métodos:

— via seca;
— via semi-seca;
— via úmida.

Via seca: No processo por via seca (figura 2.1) o material é retirado dos estoques e ensilado. Dos silos, os materiais, devidamente dosados, seguem para uma moagem (moinhos de bólas) a fim de reduzi-los a uma faixa granulométrica com 80% a 90% passando pela peneira de malha n.° 200 (0,075 mm). A secagem, caso necessária, é realizada conjuntamente com a moagem, aproveitando-se os gases (quentes) de escape do forno.

Os moinhos utilizados para moagem são do tipo circuito fechado e o material mais fino é captado por sistemas coletores de pó (ciclones) e encaminhado para os silos de homogeneização. As frações mais grossas retornam para a moagem suplementar. A homogeneização é feita por agitação pneumática.

O processo por via seca é atualmente o mais utilizado, pelo seu baixo consumo de combustível, sendo que o consumo de calor é de aproximadamente 3.350 kJ/kg (800 kcal/kg) de clínquer. É usado quando as matérias-primas possuem pouca quantidade de água.

Via semi-seca: é um processo de transição entre o de via seca e o de via úmida, e usado quando as matérias-primas possuem pouca água, ou quando se deseja transformar um processo por via úmida.

A farinha, preparada como no processo de via seca é umidificada antes de chegar ao forno através de granulador de disco giratório, formando grânulos de 10 mm a 15 mm de diâmetro.

O processo apresenta um consumo de calor de aproximadamente 4.200 kJ/kg (1.000 kcal/kg) de clínquer.

Via úmida: é o processo usado quando as matérias-primas são ricas em água. É o processo mais antigo. Além da água contida nas matérias-primas, introduz-se água para diluição da argila e na moagem do calcário. A água, que não a de constituição das matérias-primas, nada mais é do que um veículo de transporte do cru, do moinho de pasta ao forno.

A pasta obtida é bombeada para silos intermediários e posteriormente para tanques de homogeneização e estocagem. O material grosso retorna para o circuito. Os tanques de homogeneização permanecem em contínua agitação para evitar a sedimentação e segregação da pasta.

O custo operacional de uma unidade por via úmida é sensivelmente superior aos demais processos, visto que somente 1 kg de água consome 2.260 kJ (540 kcal) de calor para sua vaporização.

Neste ponto a farinha ou a pasta sofre um controle da composição química sendo então determinados os módulos, para a dosagem das matérias-primas.

— módulo hidráulico (Michaelis) =

$$MH = \frac{CaO}{SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3}$$

— Módulo de sílica =

$$MS = \frac{SiO_2}{Al_2O_3 + Fe_2O_3}$$

— módulo de alumina-ferro

$$MAF = \frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3}$$

— saturação em cal = SC =

$$\frac{CaO \times 100}{2{,}80\ SiO_2 + 1{,}18\ Al_2O_3 + 0{,}65\ Fe_2O_3}\ \%$$

O módulo hidráulico normalmente se apresenta ao redor de 2. O módulo de sílica tem um valor médio de 2,4 a 2,7, mas, pode variar e chegar até 4, como nos cimentos brancos. O módulo de ferro varia de 1 a 4, e no caso dos cimentos brancos, chega a 10. A saturação normalmente apresenta-se ao redor de 95%.

Para o proporcionamento do "cru" e correção dos módulos, podem ser usados outros materiais como: minério de ferro para correção do teor de Fe_2O_3 e bauxita, para correção do teor de Al_2O_3, e areia para correção do teor de SiO_2.

2.1.3.3 Clinquerização (Calcinação)

Após a estocagem (nos tanques de homogeneização — via úmida, ou nos silos de farinha — via seca) os materiais são lançados em um forno rotativo (figura 2.1) que proporciona um aquecimento gradativo até atingir cerca de 1.500°C. A essa temperatura parte do material entra em fusão formando torrões de clínquer e a cal, alumina, sílica e óxido de ferro presentes nas matérias-primas reagem entre si formando novos compostos. O material permanece no forno por aproximadamente duas ou três horas, e durante esse tempo fica em constante movimento, ao longo do comprimento do forno. O processo por via úmida requer um forno mais longo que o processo por via seca.

Na saída do forno o clínquer passa por um resfriador, antes de ser estocado.

2.1.3.4 Adições finais, moagem e ensilagem

Após o resfriamento e estocagem o clínquer vai para o moinho, semelhante ao usado para a moagem do cru, com recirculação do material grosso. Durante a moagem adiciona-se de 3% a 5% de gesso, que é moído juntamente com o clínquer. A adição do gesso objetiva controlar o tempo de pega do cimento. Algumas vezes, nesta fase, são colocados aditivos, para facilitar a moagem ou para influenciar certas propriedades do cimento. No caso do cimento Portland de alto-forno, além do gesso, adiciona-se de 25% a 65% de escória básica granulada de alto-forno. Os cimentos Portland-pozolânicos, além do gesso, recebem até 30% de material pozolânico (cinza volante, argila calcinada ou pozolana natural), em peso.

Do moinho de clínquer o cimento é levado para os silos de estocagem de onde são embalados de acordo com os interesses do mercado.

Durante a moagem é comum o cimento ser controlado, através da verificação da finura, tempo de pega e teor de SO_3 (para a dosagem do gesso).

2.1.4 Composição dos cimentos

2.1.4.1 Formação dos compostos

Viu-se que o cimento Portland é o produto final de um processo de fabricação no qual matérias-primas básicas, calcário e argila são sinterizadas em fornos, a altas temperaturas, resultando em um produto denominado clínquer. Esse clínquer é resfriado rapidamente e posteriormente moído com adição de gesso. Durante o processo de clinquerização, isto é, sinterização no forno, os componentes principais das matérias-primas utilizadas reagem quimicamente entre si para formarem os componentes do clínquer.

Assim é que a cal, presente no calcário, e sílica, alumina e ferro, presentes na argila, se combinam para formar o silicato tricálcico (C_3S), silicato dicálcico (C_2S), aluminato tricálcico (C_3A) e o ferro aluminato tetracálcico (C_4AF), os quatro principais compostos mineralógicos dos cimentos Portland.

A formação desses compostos durante o processo de clinquerização ocorre, segundo descrição simplificada de Bogue, da seguinte maneira:

— Inicialmente uma parte do CaO (óxido de cálcio) se combina com o Fe_2O_3 e Al_2O_3 formando uma fase líquida.

A presença dessa fase líquida acelera a reação de clinquerização que, a princípio, se produz entre partículas sólidas. A SiO_2 (sílica) e a fração restante do CaO formam então o C_2S, que vai se transformando em C_3S enquanto houver CaO disponível. Fica sempre uma parte de C_2S no produto final, pois não é possível transformar todo o C_2S em C_3S, sem que fique um excesso de CaO sem combinar, devido à lentidão da reação. Esse excesso de CaO, denominado "cal livre" é um componente indesejável no clínquer, por ter características expansivas quando em hidratação.

Além dos quatro compostos principais, são encontrados nos cimentos Portland quantidades menores de MgO, CaO "livre" e sulfatos alcalinos. O CaO livre se encontra presente em todos os clínqueres de cimento Portland devido, geralmente, a reações incompletas. A MgO, composto prejudicial à estabilidade de volume dos produtos de cimento Portland, provém dos carbonatos de magnésio que normalmente acompanham o calcário original.

A presença de sulfatos alcalinos é devida à reação do SO_3, liberado de pequenas quantidades de sulfatos ou sulfetos, normalmente encontrados na argila, ou de compostos de enxofre, frequentemente presentes nos combustíveis, com os álcalis que sempre acompanham as matérias-primas ou combustíveis.

2.1.4.2 Constituição dos compostos do clínquer de cimento Portland

Atualmente entende-se que nenhum dos quatro principais compostos do clínquer de cimento Portland têm uma composição exata. As investigações realizadas têm demonstrado que todos eles estão modificados por soluções sólidas de outros óxidos ou por componentes menores.

— **Silicato tricálcico (C_3S)** — o silicato tricálcico ($3\ CaO.SiO_2$) é o principal composto da maioria dos clínqueres de cimento Portland e foi descrito originalmente com o nome de "Alita" por Tornebohm. Quem primeiro estabeleceu a existência deste composto foi Le Chatelier em 1882, que o apontou também como o principal responsável pelas propriedades hidráulicas dos cimentos Portland. Inicialmente julgava-se que a Alita era essencialmente o C_3S puro. Investigações posteriores mostraram, entretanto, que a Alita contém vários outros óxidos em solução sólida.

— **Silicato dicálcico (C_2S)** — o silicato dicálcico ($2\ CaO.SiO_2$) é o segundo maior composto, em proporção, presente nos clínqueres de cimento Portland. O ortossilicato de cálcio, como é quimicamente denominado o C_2S, apresenta quatro modificações polimorfas: α, α', β, γ. Só as formas βC_2S e γC_2S têm, atualmente, estruturas conhecidas.

Essas duas formas parecem estáveis à temperatura ordinária, embora, na realidade, só a forma γ seja estável no sentido termodinâmico. A forma β pode ser estabilizada

por Impurezas, tais como P_2O_5, B_2O_3, Mn_2O_3 e outros óxidos, em soluções sólidas.

Tem-se constatado, também, que durante o resfriamento lento do clínquer, a forma β pode passar à forma γ. Esta transformação se realiza com aumento muito grande de volume, cerca de 10%, provocando a pulverização do clínquer.

O βC_2S forma soluções sólidas com muitas substâncias, sendo que nos clínqueres de cimento Portland as mais comuns são com MgO, Al_2O_3, P_2O_5, Na_2O, CaO e K_2O.

— **Aluminato tricálcico (C_3A)** — o aluminato tricálcico (3 $CaO.Al_2O_3$) não apresenta modificações polimórficas e os cristais do composto puro apresentam a forma cúbica. Anteriormente acreditava-se que o C_3A solidificava-se na forma vítrea e não na forma cristalina. O C_3A forma soluções sólidas com Fe_2O_3, MgO e álcalis. Os compostos que estão mais estreitamente relacionados com o C_3A são o NC_8A_3 e KC_8A_3.

— **Ferro aluminato tetracálcico (C_4AF)** — o ferro aluminato tetracálcico, também denominado Brownmillerite, foi considerado por muitos anos um composto de composição definida, o 4 $CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$.

O conjunto $C_4AF + C_3A$ forma a fase intersticial do clínquer denominada Celite.

— **Magnésia (MgO)** — o MgO pode ocorrer nos clínqueres de cimento Portland tanto em soluções sólidas com outros compostos do clínquer quanto na forma de óxido livre. Atualmente pode-se admitir que até 2% de MgO se incorpora como solução sólida nos outros compostos.

Mc Murdie e Insley demonstraram que existe um limite superior de solubilidade de MgO na fase líquida formada durante a clinquerização e que, se a quantidade de MgO for maior que esse limite, haverá saturação de fase líquida e o MgO restante se separará do fundido em cristais relativamente grandes, denominados periclasio.

Mc Murdie e Insley encontraram o valor de 5,5% de MgO na fase líquida do clínquer como limite máximo. Estudos posteriores têm demonstrado que o limite de solubilidade de MgO na fase líquida do clinquer está em torno de 5% a 6%, dependendo da composição das matérias-primas. Como nos clínqueres de cimento Portland, o teor da fase líquida é de aproximadamente 30%, conclui-se que nos clínqueres cujo teor de MgO exceder cerca de 2%, poderá haver formação de MgO livre como periclasio.

— **Álcalis (Na_2O e K_2O)** — os óxidos alcalinos (Na_2O e K_2O) se combinam preferencialmente com o SO_3 dos combustíveis ou matérias-primas para formar sulfatos. A presença do K_2SO_4 foi detectada por Taylor em clínqueres comerciais. Outros sulfatos alcalinos que devem estar presentes nos clínqueres de cimento Portland são, segundo Midgley, o Na_2SO_4, $3K_2SO_4$, $3K_2SO_4$, Na_2SO_4 e solução sólida de K_2SO_4. Na_2SO_4, estáveis a altas temperaturas. Newkirk afirmou que os sulfatos alcalinos produzidos dependem da relação Na/K das matérias-primas e da quantidade de SO_3 existente.

— **Óxido de cálcio livre (CaO)** — o proporcionamento correto das matérias-primas para fabricação do cimento Portland deve ser feito de modo a que toda cal possa combinar com os silicatos e aluminatos, sem sobrar cal "livre". O teor máximo de cal na mistura crua, de tal forma a não haver possibilidade de CaO "livre" no produto final, foi inicialmente calculado por Lea e Parker. Normalmente, porém, o óxido de cálcio "livre" ocorre em pequena quantidade nos clínqueres, quer seja devido a uma reação incompleta ou à transformação de C_2S em C_3S e CaO, durante o resfriamento.

Em um clínquer recém-fabricado a cal "livre" está totalmente na forma de óxido, mas no cimento moído, uma considerável proporção do total da cal "livre" determinada está presente na forma de hidróxido de cálcio. O CaO tem estrutura cristalina inalterada até o seu ponto de fusão, acima de 2.570°C.

— **Componentes menores** — as matérias-primas empregadas na fabricação do cimento, bem como os produtos usados como combustíveis, sempre possuem componentes menores que passam para o produto final, tais como TiO_2, Mn_2O_3, P_2O_5.

O enxofre ou compostos de enxofre presentes nas matérias-primas e/ou nos combustíveis é, em parte, eliminado no forno durante o processo de clinquerização. O restante aparece nos clínqueres como sulfatos alcalinos. Os sulfetos não aparecem, normalmente, nos clínqueres de cimento Portland fabricados em atmosfera oxidante.

2.1.4.3 Propriedades dos compostos do clínquer de cimento Portland

Um grande número de estudos já foi realizado por vários pesquisadores com o objetivo de investigar as propriedades dos compostos do clínquer do cimento Portland. As principais conclusões a que chegaram as pesquisas, até o momento, resumem-se:

— **Silicato tricálcico (C_3S)** — o C_3S é o principal responsável pelas propriedades hidráulicas dos cimentos. Os estudos realizados demonstram que o C_3S puro reage rapidamente com a água provocando uma imediata liberação de calor e elevada resistência inicial. O tempo decorrido entre o início e o fim de pega é de poucas horas e a quantidade de água requerida pela massa é maior que a quantidade de água que uma pasta de cimento normalmente necessita para dar uma plasticidade semelhante. A adição do gesso torna a massa mais plástica e afeta a pega, acelerando-a ou retardando-a. As propriedades mecânicas produzidas pelo C_3S no cimento são influenciadas pela presença de óxidos em soluções sólidas. A presença de P_2O_5, por exemplo, em quantidade limitada, pode aumentar a resistência mecânica do C_3S.

— **Silicato dicálcico (βC_2S)** — o βC_2S reage lentamente com a água e apresenta inicialmente pouca resistência mecânica mas que tende a aumentar significativamente com o decorrer da hidratação. O βC_2S puro, misturado com água, proporciona uma massa cuja pega só é alcançada depois de alguns dias e que apresenta moderado calor de hidratação.

— **Aluminato tricálcico (C_3A)** — o aluminato tricálcico puro, quando misturado com água, proporciona uma massa que apresenta uma pega muito rápida, quase sempre instantânea, e um desprendimento de calor muito grande. Se imediatamente após o início da pega, a massa voltar a ser misturada apresentará uma consistência plástica e trabalhável. Uma adição de gesso da ordem de 15% tem a propriedade de retardar o início da pega obtendo então um tempo normal. A massa de C_3A produz alguma resistência macânica com um dia de idade, quando colocada em atmosfera úmida, mas não apresenta subsequente evolução de resistência e quando colocada em água a massa se desintegra imediatamente.

Os inconvenientes da pega rápida, expansão e desintegração, apresentados pelo C_3A puro, não ocorrem nos cimentos, segundo Lea, devido provavelmente à pequena proporção desse composto nos cimentos Portland, sua mistura com vários outros constituintes e a alta proporção, relativa a ele, de gesso adicionado.

O C_3A contribui para um pequeno aumento da resistência às baixas idades, mas resulta em propriedades indesejáveis ao concreto, com consequente aumento do calor, baixa resistência aos sulfatos e variação volumétrica.

— **Ferro aluminato tetracálcico** — este composto também reage rapidamente com a água apresentando pega em poucos minutos, acompanhada de significativo desprendimento de calor. O comportamento do C_4AF em relação à resistência mecânica não é ainda plenamente conhecido.

— **Óxido de cálcio livre** — o CaO que aparece livre nos clínqueres de cimento Portland pode produzir expansão se o seu conteúdo exceder certos limites. Esse limite porém não é conhecido com exatidão, uma vez que o tamanho das partículas do CaO também influi na tendência de expansão.

A transformação do CaO em $Ca(OH)_2$, no processo de hidratação verifica-se, segundo Papadakis e Venuat, sem dissolução prévia e acompanhada de um forte aumento de volume aparente, dando lugar a grandes tensões. Como a hidratação do CaO cristalizado é muito lenta, essa expansão só ocorre depois do endurecimento do cimento (pasta, argamassa ou concreto) provocando a desintegração.

— **Magnésia (MgO)** — o óxido de magnésio puro possui propriedades hidráulicas distintas, em função da temperatura a que é submetido. O MgO levemente calcinado combina com a água para formar o $Mg(OH)_2$ mas a massa não apresenta pega, enquanto que o MgO calcinado a altas temperaturas combina-se com água produzindo uma massa consistente e de baixa resistência mecânica, segundo Lea. O MgO pode apresentar-se incorporado nos outros compostos do clínquer ou na forma de MgO livre, formando cristais de periclasio. A presença de cristais de MgO — periclase — no clín-

quer, resulta em um cimento com pouca estabilidade de volume devido à expansão que acompanha a lenta hidratação desses cristais. Essa expansão é particularmente indesejável, pois ocorre com grande lentidão, através de anos, provocando fortes tensões internas em uma estrutura já consolidada.

O MgO que fica em solução sólida com outros compostos do clínquer (cerca de 2%) não é prejudicial à estabilidade de volume do cimento. A expansão devida ao MgO depende não só da quantidade presente no clínquer como também do tamanho dos cristais de periclasio. Várias investigações mostraram também que o rápido resfriamento do clínquer elimina o efeito de expansão causada pelo MgO. Isto porque no clínquer resfriado rapidamente o MgO permanece na forma vítrea ou, o que é mais provável, forma pequenos cristais que se hidratam mais rapidamente. Tem sido demonstrado, também, que este efeito só é significativo nos clínqueres com alto teor de MgO (acima de 4%). Segundo Gille, as impurezas que podem estar contidas em soluções sólidas, como o manganês, por exemplo, nos cristais de periclasio influem também na velocidade de hidratação destes cristais e portanto na expansão do cimento.

— **Álcalis** — os álcalis reagem preferencialmente com o SO_3 dos combustíveis ou das matérias-primas para formar sulfatos que ficam no clínquer. Quando a quantidade de SO_3 é insuficiente, os álcalis em excesso são tomados pela belita para formar o $KC_{23}S_{12}$ ou se incorpora como aluminato alcalino na forma de NC_8A_3. Em função da forma na qual se encontram presentes nos clínqueres, os álcalis exercem influência nas propriedades do cimento. Conclui-se que os álcalis afetam as propriedades do cimento devidas ao C_2S e C_3A à medida que estes compostos são afetados pelo K_2O e Na_2O, respectivamente.

Os sulfatos alcalinos afetam a pega dos cimentos, normalmente acelerando-a, embora este efeito seja bastante complexo e não bem conhecido. Segundo Lea, os sulfatos alcalinos são prontamente solúveis em água enquanto que os álcalis combinados com os silicatos e aluminatos se solubilizam vagarosamente. A presença dos álcalis é indesejável nos cimentos devido a reações que podem ocorrer entre os álcalis do cimento e certos tipos de agregados (ver item 2.2.5.8). No processo de fabricação, os álcalis beneficiam o rebaixamento da temperatura de formação da fase líquida, podem causar pequeno aumento no teor de C_3S e, em certos casos, conduzir a formação de CaO livre. Os álcalis são também responsáveis pela formação de anel no forno de clinquerização quando o SO_3 presente está em excesso.

— **Componentes menores** — Esses componentes, muitas vezes presentes nas matérias-primas, podem afetar as propriedades hidráulicas dos cimentos.

— **Titânia (TiO_2)** — segundo Kuhl, a substituição de SiO_2 por TiO_2, em pequena quantidade, aumenta a resistência mecânica do cimento Portland.

— **Fosfato (P_2O_5)** — os fosfatos podem afetar as propriedades hidráulicas do cimento Portland, mais especificamente a resistência mecânica, devido à influência que exerce sobre a formação dos silicatos de cálcio. O P_2O_5, quando presente nos clínqueres de cimento Portland, está em solução sólida com o C_2S, formado pela decomposição do C_3S.

— **Manganês (Mn_2O_3)** — o teor de Mn_2O_3 nos cimentos comerciais é normalmente baixo e tem pouco efeito nas suas propriedades hidráulicas.

— **Anidrido sulfúrico (SO_3) — resíduo insolúvel e perda ao fogo** — além dos componentes anteriormente descritos, presentes nos clínqueres, e consequentemente no cimento Portland, resta ainda considerar a influência de três componentes indicados em toda análise química de cimento: o anidrido sulfúrico (SO_3), o resíduo insolúvel em HCl e a perda por calcinação.

— **Perda ao fogo** — perda ao fogo expressa a perda de peso, em porcentagem, de uma amostra de cimento calcinada a 1.000°C. Esta perda representa principalmente, água e anidrido carbônico. A água provém, em pequena escala, da umidade do ar absorvida durante o processo de fabricação, estocagem ou manuseio do produto, e da umidade e água combinada do gesso, adicionado durante a moagem do clínquer. O CO_2 é absorvido do ar pelos produtos hidratados formados pela absorção de água.

Os estudos realizados em Berkeley, por ocasião da construção da barragem de

Hoover, indicaram que um aumento na perda ao fogo resulta em significativo decréscimo da resistência. O alto teor da perda ao fogo em uma amostra de cimento pode ser ainda o indício de uma estocagem prolongada ou em condições desfavoráveis, baixa temperatura de clinquerização, ou adulteração do produto (adição de calcário durante o processo de moagem).

Resíduo insolúvel — o resíduo insolúvel representa, no cimento, um material inerte, sem propriedades hidráulicas.

Normalmente é devido a uma das matérias-primas, a argila, que não reagiu com a cal durante a clinquerização para formar os minerais do clínquer. É, portanto, um indício muito importante em relação ao grau de perfeição obtido nas reações de clinquerização. O resíduo insolúvel inclui também as impurezas provenientes do gesso, adicionado na moagem do clínquer ou, ainda, adições que adulteram o produto. Sendo um material inerte, o resíduo insolúvel afeta as propriedades aglomerantes do cimento.

Anidrido sulfúrico (SO_3) — o SO_3 representa em uma análise de cimento o sulfato de cálcio adicionado ao clínquer durante a moagem. A adição de uma ou mais formas de sulfato de cálcio na moagem de clínquer é feita com o objetivo de retardar e regular o tempo de início de pega do cimento. Como foi visto anteriormente o principal responsável pela pega rápida de um cimento é o C_3A.

Esse composto reage imediatamente com a água de amassamento originando uma rápida precipitação do aluminato cálcico hidratado. Verificou-se que o sulfato de cálcio modifica a velocidade de dissolução do C_3A. Este fato foi de grande importância para o desenvolvimento da indústria de cimento.

A forma de sulfato de cálcio mais usada com esse objetivo é o sulfato de cálcio dihidratado ou gesso ($CaSO_4.2H_2O$), conquanto os hemiidratos ($CaSO_4.\ 1/2\ H_2O$) e a anidrida ($CaSO_4$) possam também ser utilizados. As investigações têm demonstrado que o gesso reage com o C_3A originando um sulfo-aluminato cálcico hidratado, praticamente insolúvel. O sulfo-aluminato cálcico tanto pode ser o aluminato trissulfato de cálcio hidratado ($C_3A.3\ CaSO_4.31\ H_2O$) quanto o aluminato monossulfato de cálcio hidratado ($C_3A.CaSO_4.12H_2O$). Tem sido demonstrado que a influência do gesso sobre tempo de início de pega não é proporcional à quantidade adicionada. Às vezes o seu efeito aparece abruptamente ou então um pequeno aumento na sua quantidade produz grandes mudanças no tempo de início de pega.

Além do SO_3 proveniente do sulfato adicionado, deve ser considerado que o clínquer sempre apresenta pequeno teor de sulfato, formado durante o processo de clinquerização entre o SO_3 dos combustíveis, ou matérias-primas, e os álcalis. Esses sulfatos não se solubilizam tão rapidamente quanto o sulfato adicionado, tendo pouca influência nas reações iniciais.

A forma do sulfato adicionado também influi sobre o tempo de início de pega. A adição de gesso ao clínquer também influi sobre outras propriedades do cimento como a resistência mecânica, a retração por secagem e a estabilidade de volume.

A resistência à compressão de um mesmo clínquer, moído com teores variáveis de gesso, aumenta com o aumento da quantidade de gesso adicionado, até atingir um ponto máximo. A quantidade de gesso necessária para se atingir o máximo de resistência depende da composição do clínquer.

A retração por secagem também é afetada pelo gesso e a quantidade necessária para produzir a mínima retração depende da composição do clínquer. Várias investigações têm demonstrado que existe um ponto ótimo de adição de gesso no qual o cimento alcança a máxima resistência à compressão e a mínima retração e que este ponto depende fundamentalmente da composição do clínquer. Quando a quantidade de gesso adicionado ultrapassa este ponto, o cimento tende a apresentar expansão. Essa expansão é atribuída à contínua formação do aluminato trissulfato de cálcio hidratado, mesmo após a pega e endurecimento, devido a um excesso de gesso. Este composto tem baixa densidade e a necessidade de ocupar espaços motiva os efeitos de expansão do cimento.

2.1.5 Determinação da composição do cimento Portland

2.1.5.1 Métodos de determinação

Como visto anteriormente, o clínquer do cimento Portland é uma mistura de silicatos e aluminatos de cálcio, óxidos livres, sulfatos etc. Como não há meios de efetuar uma separação mecânica desses componentes do clínquer para determiná-los quantitativamente, vários outros métodos têm sido desenvolvidos e propostos com esse objetivo.

O método mais utilizado para determinar quantitativamente a composição de um clínquer ou cimento tem sido o cálculo de Bogue. Esse cálculo, idealizado por Bogue em 1929, baseia-se na análise química do clínquer ou cimento e parte do pressuposto que os compostos principais do clínquer (C_3S, C_2S, C_3A e C_4AF) possuem uma composição exata e são totalmente cristalizados, daí então o termo potencial.

Sabe-se, entretanto, que estas suposições não são na realidade efetivamente verdadeiras. Assim é que muitos clínqueres contêm uma certa quantidade de vidro formado durante o resfriamento rápido do clínquer e de difícil determinação. A presença do vidro afeta a formação dos compostos, principalmente o C_3A e o MgO.

Viu-se também que o C_4AF não é a composição exata da fase ferro aluminato e esse fato introduz um erro no C_3A calculado pelo método de Bogue. Se a relação Al_2O_3/Fe_2O_3, da fase ferrito, for determinada por raios X, é possível um cálculo mais exato da fase ferro aluminato. Esse cálculo é chamado de cálculo de Bogue modificado. Lea e Parker propuseram correções no cálculo de Bogue em função dos tipos de resfriamento dos clínqueres e outras sugestões também têm sido feitas no sentido de considerar a influência dos componentes menores.

Tendo em vista as dificuldades para determinação da composição do clínquer e cimento, baseada somente na análise química, tem-se procurado desenvolver outros métodos com esse objetivo.

Os mais importantes são baseados na microscopia ótica, difração de raios X e espectroscopia de raios infravermelhos.

A microscopia ótica tem-se mostrado um bom método para determinação dos silicatos mas não é preciso para determinação dos aluminatos. A difratometria de raios X tem sido usada para determinação dos quatro compostos principais, porém é mais precisa na determinação dos aluminatos. A absorção de raios infravermelhos não tem apresentado, até o momento, resultados satisfatórios.

Diante das limitações e dificuldades apresentadas por esses métodos conclui-se que a determinação da composição potencial de clínqueres e cimentos pelo cálculo de Bogue, é ainda o método mais indicado para esse objetivo.

2.1.5.2 Cálculo da composição potencial do cimento Portland pelo método de Bogue

A composição potencial pelo método de Bogue é calculada, como mencionado acima, em função dos resultados obtidos na análise química do clínquer ou cimento.

Os resultados da análise química são sempre expressos em óxidos dos elementos presentes no cimento, isto é, CaO, SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3, MgO etc.

Antes de iniciar o cálculo da composição potencial torna-se necessário considerar a quantidade de CaO que está presente na forma de CaO livre e, no caso de cimento, na forma de sulfato de cálcio adicionado na moagem. O CaO presente como CaO livre é determinado separadamente na análise química e o CaO na forma de sulfato deve ser estimado em função do teor de SO_3 encontrado na análise.

Da quantidade total de CaO determinado são subtraídas as quantidades de CaO presentes como cal livre e sulfato, e o CaO remanescente, juntamente com o SiO_2, Al_2O_3 e Fe_2O_3 são então utilizados para calcular os teores de C_3S, C_2S, C_3A e C_4AF.

Inicialmente é calculado o teor de C_4AF, em função do teor de Fe_2O_3 determinado pela análise. Em seguida é feito o cálculo do C_3A, em função do Al_2O_3, remanescente,

ou seja, do Al_2O_3 total menos o Al_2O_3 necessário para formação do C_4AF. E, finalmente, é feito o cálculo dos teores de C_3S e C_2S baseando-se na quantidade de SiO_2 da análise e do CaO que restou após a formação do C_3A e C_4AF.

O cálculo de Bogue foi bastante simplificado pelas fórmulas idealizadas por Dahl. Baseando-se nas proporções de óxidos contidos nos compostos, Dahl propôs as equações a seguir mencionadas, para calcular os compostos de Bogue.

Da figura 2.2 pode-se deduzir os seguintes sistemas:

$CaO = 0{,}7369\ C_3S + 0{,}6512\ C_2S + 0{,}6227\ C_3A + 0{,}4616\ C_4AF$;

$SiO_2 = 0{,}2631\ C_3S + 0{,}3488\ C_2S$;

$Al_2O_3 = 0{,}3773\ C_3A + 0{,}2098\ C_4AF$;

$Fe_2O_3 = 0{,}3286\ C_4AF$;

Que resolvendo para obter os compostos dá:

$C_4AF = 3{,}04\ Fe_2O_3$;

$C_3A = 2{,}65\ Al_2O_3 - 1{,}69\ Fe_2O_3$;

$C_3S = 4{,}07\ CaO - 7{,}60\ SiO_2 - 1{,}43\ Fe_2O_3 - 6{,}72\ Al_2O_3$;

$C_2S = 2{,}87\ SiO_2 - 0{,}754\ C_3S$.

Compostos / Elementos	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
CaO	0,7369	0,6512	0,6227	0,4616
SiO_2	0,2631	0,3488		
Al_2O_3			0,3773	0,2098
Fe_2O_3				0,3286

Figura 2.2 — Proporção dos óxidos nos compostos do clínquer.

Na figura 2.3 é mostrado um impresso para cálculo da composição potencial de um cimento. Observa-se que nesse impresso as correções do CaO devidas ao sulfato e à cal livre foram incluídas na equação de Dahl para maior facilidade de cálculo.

2.1.6 Reações de hidratação

Quando se adiciona água ao cimento Portland obtém-se uma massa trabalhável, denominada pasta, que tem a propriedade de conservar a plasticidade durante um certo tempo. A perda dessa plasticidade é caracterizada por um aumento brusco da viscosidade da pasta.

Na prática esta perda de plasticidade é denominada como pega do cimento, a qual é acompanhada por um lento processo de endurecimento da massa, que vai dar origem às propriedades mecânicas das pastas, argamassas e/ou concretos.

As reações que provocam a pega e o endurecimento do cimento Portland são reações extremamente complexas, e portanto, de difícil formulação e representação, geralmente descritas como reações de hidratação do cimento.

Visto que o cimento Portland é uma mistura heterogênea de vários compostos (C_3S, βC_2S, C_3A, C_4AF), pode-se supor que estes constituintes anidros se hidratem independentemente, dando origem aos compostos hidratados responsáveis pelas propriedades aglomerantes do cimento.

ASSUNTO: CÁLCULO DA COMPOSIÇÃO POTENCIAL DO CIMENTO

REFERÊNCIA Nº :

PROCEDÊNCIA :

MARCA :

DATA DE COLETA

1 = COMPOSIÇÃO QUÍMICA			2 = COMPOSIÇÃO POTENCIAL		
1. 1 = PERDA AO FÔGO	=	%	2. 1 = C_3S	=	%
1. 2 = RESÍDUO INSOLÚVEL	=	%	2. 2 = C_2S	=	%
1. 3 = SiO_2	=	%	2. 3 = C_3A	=	%
1. 4 = Fe_2O_3	=	%	2. 4 = C_4AF	=	%
1. 5 = Al_2O_3	=	%	2. 5 = $CaSO_4$	=	%
1. 6 = CaO	=	%	2. 6 = PERDA AO FÔGO	=	%
1. 7 = MgO	=	%	2. 7 = RESÍDUO INSOLÚVEL	=	%
1. 8 = SO_3	=	%	2. 8 = MgO	=	%
1. 9 = Na_2O	=	%	2. 9 = Na_2O	=	%
1. 10 = K_2O	=	%	2. 10 = K_2O	=	%
			2. 11 = CaO - LIVRE	=	%

3 = CÁLCULO DO EQUIVALENTE ALCALINO EM Na_2O

% Na_2O + 0,658 x % K_2O = _____ %

4 = CÁLCULO DO GESSO ($CaSO_4$)

% SO_3 x 1,7 = _____ %

5 = CÁLCULO DOS SILICATOS E ALUMINATOS DE CÁLCIO - (BOGUE)

Nº ORDEM	% DOS COMPONENTES	COEFICIENTES C	% x C =	
1	CaO = _____	4,071		
2	SiO_2 = _____	7,600		
3	Al_2O_3 = _____	6,718		
4	Fe_2O_3 = _____	1,430		
5	SO_3 = _____	2,852		
6	CAL LIVRE = _____	4,071		
7				2+3+4+5+6 = 7
8				1-7 = C_3S = %
9	SiO_2 = _____	2,867		
10	C_3S = _____	0,7544		
11				9-10 = C_2S = %
12	Al_2O_3 = _____	2,650		
13	Fe_2O_3 = _____	1,692		
14				12-13 = C_3A = %
15	Fe_2O_3 =	3,043		C_4AF = %

Figura 2.3 — Modelo de impresso para rotina de cálculo da composição potencial do cimento.

2.1.6.1 Hidratação dos silicatos de cálcio

A hidratação dos dois tipos de silicatos de cálcio presentes no cimento, o silicato tricálcico e o silicato dicálcico, origina sempre um mesmo silicato cálcico hidratado, também denominado gel de tobermorita ou fase C-S-H, e hidróxido de cálcio. Esse silicato cálcico hidratado é o principal responsável pelas propriedades hidráulicas dos cimentos.

Sabe-se que o gel de tobermorita compreende uma série de hidratos de composições variáveis que, quimicamente, pode ser designado pela fórmula geral $x.CaO.SiO_2.y\ H_2O$, onde x e y são, respectivamente, as relações molares Ca O/SiO_2 e H_2O/SiO_2. Essa composição muda tanto com o curso da hidratação quanto com a temperatura e com o silicato cálcico anidro considerado.

A relação CaO/SiO_2 varia radicalmente à medida que progride a hidratação do C_3S e C_2S até alcançar, depois de um certo tempo, um valor estável.

As reações de hidratação dos dois silicatos cálcicos presentes no cimento podem ser representadas, estequiometricamente, pelas seguintes equações:

Para o C_3S: $2\ (3\ CaO.SiO_2) + 6\ H_2O \rightarrow 3\ CaO.\ 2\ SiO_2.3H_2O + 3\ Ca\ (OH)_2$.

Para o C_2S: $2\ (2\ CaO.SiO_2) + 4\ H_2O \rightarrow 3\ CaO.\ 2\ SiO_2.3H_2O + Ca\ (OH)_2$.

Convém salientar, entretanto, que essas simples equações não reproduzem a complexidade das reações que, como foi visto acima, mudam radicalmente com o curso da hidratação.

A velocidade de hidratação do C_2S é mais lenta do que a do C_3S. O exame de uma pasta pura de C_2S, endurecida por mais de quatro anos, mostrou que cerca de 15% de C_2S ainda não havia se hidratado. No caso do C_3S, a hidratação completa de uma pasta pura demorou aproximadamente um ano. Observa-se ainda, comparando as duas equações, que a hidratação do C_3S libera muito mais $Ca\ (OH)_2$ que a do C_2S.

2.1.6.2 Hidratação dos aluminatos de cálcio

Os pesquisadores têm encontrado muita dificuldade em definir, quimicamente, a hidratação dos aluminatos de cálcio. Essa dificuldade ocorre porque os produtos da hidratação dos aluminatos variam ao longo do processo e essas variações são influenciadas, para cada tipo de cimento, pela quantidade e tipo de sulfato de cálcio adicionados durante a moagem do clínquer.

O estudo das reações dos aluminatos é importante, principalmente em relação ao comportamento dos cimentos durante o período da pega e a resistência química às águas naturais.

— **Hidratação do aluminato tricálcico** — conforme foi visto, o aluminato tricálcico (C_3A) puro reage energicamente com a água, originando uma rápida precipitação de aluminatos cálcicos hidratados e grande desprendimento de calor. Em princípio supôs-se que o aluminato tricálcico hidratado formado na hidratação do cimento fosse o $C_3A\ H_6$ $(3\ CaO.Al_2O_3.6\ H_2O)$. Esse aluminato, também conhecido como hidrogranate, é a fase mais estável dos aluminatos.

A adição de um sulfato de cálcio na moagem do clínquer de cimento Portland é hoje universalmente aceita com o objetivo de retardar e controlar o tempo de início de pega do cimento. Assim sendo a hidratação do cimento Portland sempre ocorre em presença de sulfatos.

Foi visto que o sulfato de cálcio reage com o C_3A para formar, nos primeiros estágios da hidratação, um dos seguintes sulfo-aluminatos hidratados:

Aluminato trissulfato de cálcio hidratado $(C_3A.3CaSO_4).\ 32H_2O$ e aluminato monossulfato de cálcio hidratado $(C_3A.\ (CaSO_4)\ 12\ H_2O)$. Ambos aluminatos são praticamente insolúveis.

As investigações, até aqui realizadas, indicam que o trissulfato é o produto formado nos primeiros estágios da hidratação do cimento.

— **Hidratação do ferro aluminato tetracálcico** — a hidratação do C_4AF é mais difícil de definir quimicamente porque os produtos da hidratação variam muito ao longo do processo.

Atualmente admite-se a seguinte formulação para representar a reação de hidratação do C_4AF no cimento:

$1/2\ (Fe_2O_3.Al_2O_3.4\ CaO) + 2\ Ca(OH)_2 + (x-2)\ H_2O \rightarrow (Fe_2O_3.Al_2O_3).\ 4\ CaO,\ x\ H^2O$ onde "x" pode ser 13 ou 19.

2.1.6.3 Hidratação do cimento Portland

Durante o processo de hidratação do cimento ocorrem, com certeza, reações químicas semelhantes às descritas anteriormente. É evidente que as reações químicas dos compostos puros são menos complexas que as que ocorrem no caso do cimento Portland, devido a influências que a hidratação de um composto em particular exerce sobre a hidratação dos demais.

As reações de hidratação do cimento têm início imediatamente após o contato com a água de amassamento e continuam por longo tempo.

Devido à pouca quantidade de água normalmente disponível em uma pasta de cimento, e a sua consequente diminuição durante o processo de endurecimento, a hidratação do cimento não pode ser comparada às reações químicas habituais. As reações de hidratação do cimento iniciam na superfície das partículas e progridem, por difusão, até o interior dessas, e só terminam quando toda água disponível estiver consumida.

— **Curso da hidratação na pasta de cimento** — imediatamente após o início do amassamento, a fase líquida da pasta se satura rapidamente de hidróxidos e sulfatos de cálcio, sódio e potássio. O sulfato de cálcio é proveniente da dissolução do gesso, adicionado ao cimento durante o processo de moagem, e o hidróxido de cálcio, da hidrólise do C_3S. Os álcalis, que normalmente estão presentes no clínquer, também se dissolvem rapidamente na forma de hidróxidos ou de sulfatos.

Em presença de sulfato de cálcio a precipitação de aluminato tricálcico hidratado é suprimida, pois o C_3A reage com a água e o sulfato, para formar o trissulfato cálcico hidratado insolúvel. A formação do trissulfato é responsável pelo retardamento da pega do cimento.

As reações acima descritas caracterizam o período em que a pasta conserva sua plasticidade. O fim desse período e o consequente início e processo de endurecimento da pasta se dá com intensa formação de géis de tobermorita, provenientes da hidratação dos silicatos cálcicos (C_3S e C_2S).

Considerando o exposto acima, conclui-se que a hidratação do cimento Portland produz um hidrogel formado, basicamente, por três fases: um silicato de cálcio hidratado, também denominado gel de tobermorita ou fase C-S-H, a cal hidratada e uma fase de natureza complexa formada pelos produtos da hidratação dos constituintes que contêm aluminato e ferrito.

A fase predominante no hidrogel é o gel de tobermorita, principal responsável pelas propriedades aglomerantes dos cimentos Portland.

2.1.7 Conceito sobre o endurecimento

No caso do cimento Portland, hidratado à temperatura normal, a maioria dos pesquisadores atuais admite o seguinte processo, descrito por Taylor, para explicar a pega e o endurecimento: "a reação com a água produz rapidamente uma capa superficial de produtos de hidratação envolvendo cada partícula. Os produtos da hidratação ocupam um espaço maior, em parte às expensas das partículas e em parte às expensas do líquido. As partículas dos produtos de hidratação, nessa fase, são fundamentalmente de dimensões coloidais, embora possam se formar alguns cristais maiores de $Ca(OH)_2$ e fases contendo íons de alumínio, ferro e sulfatos. Com o progresso da reação, as

capas dos produtos da hidratação se estendem e começam a tocar-se, de tal forma que se origina um gel nos espaços intergranulares. Isso corresponde à fase plástica da pasta. À medida que a reação progride, as partículas existentes entre os grãos aumentam e vão se apertando progressivamente até que o material possa ser considerado como uma massa de partículas em contato mútuo. As partículas cristalinas estão disseminadas através do gel, e também se formam nos poros, por recristalização.

Resta salientar, finalmente, que ainda não se conhece, com certeza, as forças que unem entre si as partículas coloidais do gel de cimento.

2.1.8 Propriedades físicas do cimento

2.1.8.1 Finura

É conveniente lembrar que uma das etapas da produção do cimento é a moagem do clínquer com gesso. Desde que a hidratação é um processo que se inicia na superfície dos grãos do cimento não resta dúvida de que a área total da superfície exposta do cimento representa a potencialidade do material para a reação. Logo, a velocidade de hidratação depende da área específica das partículas, e consequentemente a velocidade de endurecimento aumenta com a finura.

Por outro lado, para aumentar a finura do cimento, há necessidade de um tempo maior na moagem, o que em outras palavras pode encarecer o produto. Por outro lado o cimento torna-se potencialmente mais resistente podendo haver compensação unitariamente. Pode-se notar que a finura tem vital importância nas propriedades do cimento, devendo então ser cuidadosamente controlada.

A determinação da finura do cimento é feita através de peneiramento (resíduos nas peneiras n.º 200 — 0,074 mm, e n.º 325 — 0,044 mm) e da área específica, usualmente pelo permeabilímetro de Blaine (figura 2.4)

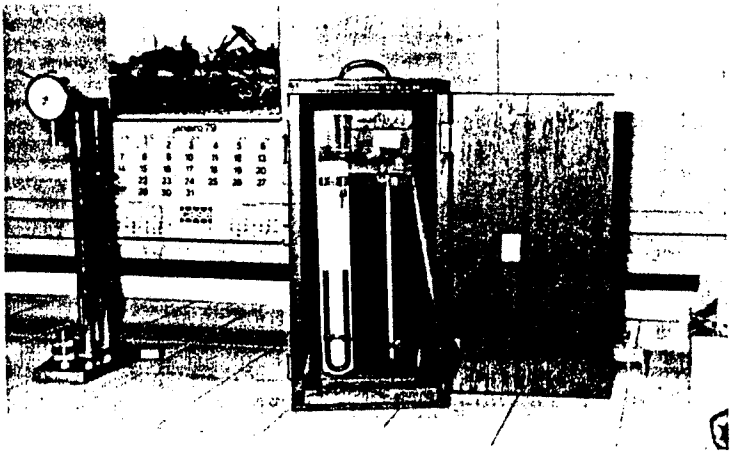


Figura 2 4 — Permeabilimetro Blaine para a determinação da área especifica — Finura Blaine.

2.1.8.2 Pega

Pega é o termo usado para descrever o enrijecimento da pasta. O tempo de pega é um período, arbitrário, do tempo decorrido desde o instante do contato água-cimento até o instante que essa pasta suporte a penetração de uma determinada agulha (figura 2.5).

A velocidade do processo da pega não é necessariamente um sinônimo da velocidade de endurecimento da pasta ou do concreto. Uma pega rápida poderá ser produzida pela variação da composição do cimento, como por exemplo, a falta de gesso durante a moagem e poderá também ser compensada pela utilização de certos aditivos como o carbonato de sódio. O tempo de pega do cimento é afetado pela temperatura, sendo que à baixa temperatura a pega é retardada.

Caso o gesso, colocado durante o processo de moagem, sofra a desidratação devido à temperatura do moinho, poderá ocorrer a falsa pega, assim denominada pois desaparece com a remistura enérgica da pasta.

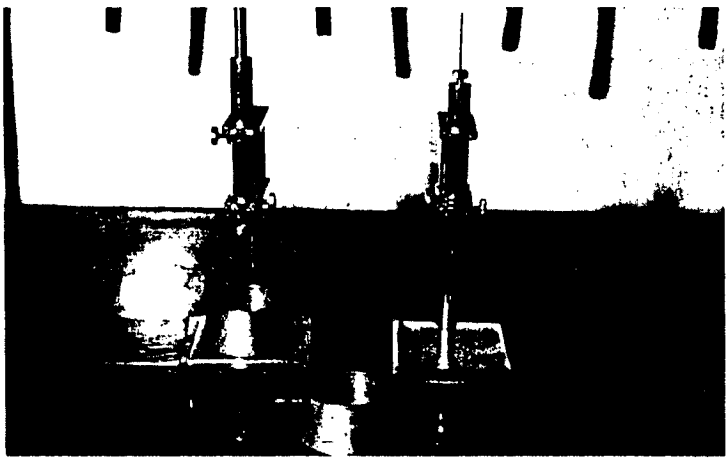


Figura 2.5 — Aparelho de Vicat, utilizado para determinação do tempo de pega.

2.1.8.3 Resistência

A resistência mecânica do cimento endurecido é a propriedade mais indicada para os objetivos estruturais. A resistência é solicitada em todas as especificações.

A resistência depende, além da composição química do cimento, do grau de adensamento e coesão dos materiais.

No Brasil, a resistência mecânica dos cimentos é determinada por meio de corpos de prova cilíndricos padronizados pela ABNT (Nota 1), ensaiados a várias idades, por compressão axial simples.

É importante ressaltar que, ao se comparar resultados de resistência de cimentos de várias procedências, deve ser levado em consideração o método de ensaio utilizado, visto que poderá haver diferença nos procedimentos, espécimes e nos resultados.

2.1.8.4 Sanidade — estabilidade volumétrica

É fundamental que a pasta de cimento não apresente grandes variações volumétricas após a pega. Tal variação poderá ocorrer devido a uma hidratação lenta, ou outra reação de algum composto presente no cimento endurecido, principalmente a cal livre, magnésia e sulfato de cálcio.

Havendo mais cal que o necessário para combinar com os óxidos ácidos, o excesso permanecerá livre na forma de CaO. Esse material se hidrata lentamente formando $Ca(OH)_2$ e como esse composto ocupa um volume maior que o óxido de cálcio originalmente livre, ocorre uma expansão. Por outro lado quando se adiciona cal ao cimento, não ocorre expansão pois a hidratação ocorre imediatamente antes da pega.

Nota 1: ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Um cimento poderá também ser expansivo devido à presença de MgO, que reage com a água de maneira semelhante ao CaO. Entretanto, somente o periclásio (MgO cristalino) é nocivo, enquanto que o MgO presente no vidro é inofensivo.

O terceiro elemento associado à expansão é o sulfato de cálcio. Deve-se lembrar que o sulfato de cálcio hidratado (gesso) é adicionado ao clínquer para regular a pega do cimento mas se for colocado em excesso, além do necessário para reagir com o C_3A, durante a pega poderá ocorrer uma expansão lenta devido à formação do sulfo-aluminato de cálcio.

A estabilidade volumétrica do cimento pode ser avaliada pelos ensaios em autoclave.

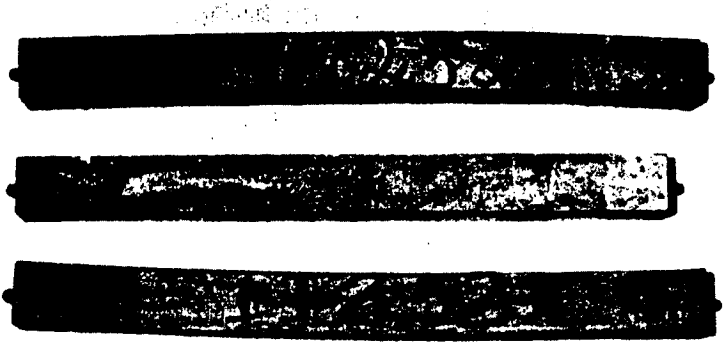


Figura 2.6 — Expansão de barras (as duas laterais) comparadas com a barra (central) sem expansão, após o ensaio de exposição em autoclave.

2.1.8.5 Calor de hidratação

A reação do cimento e água é exotérmica, e o calor liberado nessa reação é denominado calor de hidratação do cimento. Esse calor liberado torna-se bastante prejudicial à medida que o volume de concreto aumenta como é o caso de barragens ou outras estruturas massivas.

Um método para reduzir o calor de hidratação é diminuir os teores dos compostos C_3A e C_3S do cimento, como ocorre no cimento tipo IV da ASTM (Nota 2).

O calor de hidratação normalmente é determinado pelo calorímetro, preconizado pelo método ASTM-C-186, e mostrado na figura 2.7.

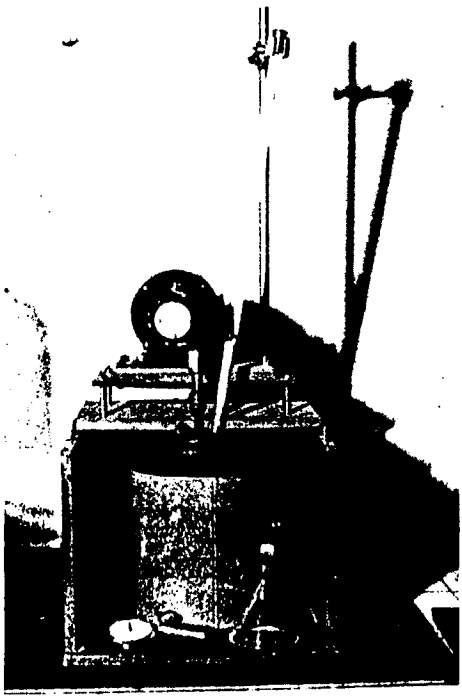


Figura 2.7 — Calorímetro para determinação do calor de hidratação do cimento.

O calor de hidratação pode também ser estimado através de cálculos com base nos resultados da análise química. As expressões abaixo utilizadas foram desenvolvidas na Universidade da Califórnia em Berkeley — USA.

— Calor de hidratação aos sete dias =

$(4{,}60 \times \%\ C_3S + 0{,}84 \times \%\ C_2S + 10 \times \%\ C_3A)$ J/g ou, em cal/g =
$(1{,}1 \times \%\ C_3S) + (0{,}2 \times \%\ C_2S) + (2{,}4 \times \%\ C_3A)$ cal/g

— Calor de hidratação aos 28 dias =

$(1{,}2 \times \%\ C_3S) + (0{,}4 \times \%\ C_2S) + (2{,}3 \times \%\ C_3A) + (0{,}1 \times \%\ C4\ AF)$.

Durante o período entre 1977 e 1979, na construção da hidroelétrica de Itaipu, através de ensaios em mais de quatro mil amostras, correspondentes a $2{,}2 \times 10^6$t de cimentos de seis diferentes procedências, os valores de calor de hidratação obtidos (pelo calorímetro) e calculados (pelas expressões acima) foram correlacionados como mostrado na figura 2.8.

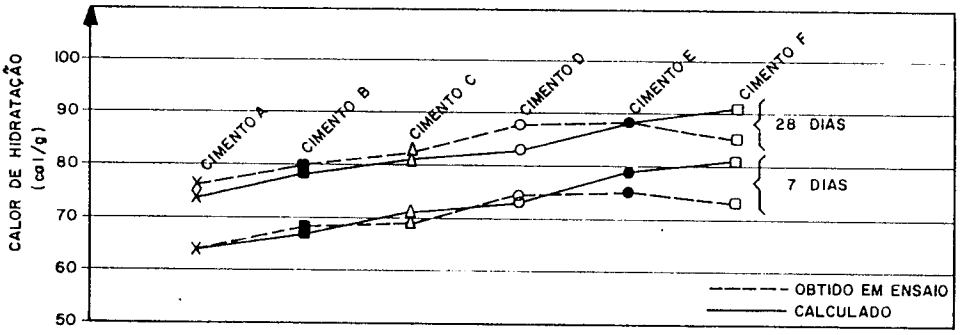


Figura 2.8 — Correlação do calor de hidratação obtido no ensaio e o correspondente valor calculado a partir dos compostos de Bogue.

2.1.9 Tipos de cimentos e valores

Há vários tipos de cimentos, e normalmente estão associados às especificações de determinados países.

A referência mais usada é a ASTM (Nota 2), que classifica os cimentos em:

— Tipo I (ASTM) — é o tipo mais utilizado e normalmente conhecido como comum.

— Tipo II (ASTM) — possui um moderado calor de hidratação, devido à limitação do C_3A. Possui ainda uma moderada resistência ao ataque dos sulfatos. O calor de hidratação é inferior ao do tipo I (aproximadamente 85% do calor do tipo I), e é liberado mais lentamente.

— Tipo III (ASTM) — é o cimento Portland de alta resistência inicial, sendo que a rapidez de evolução de resistência é obtida pelo teor mais alto de C_3S e C_3A e também devido a maior finura.

— Tipo IV (ASTM) — é o cimento Portland de baixo calor de hidratação. Esse cimento possui teores de C_2S e C_4AF relativamente elevados e de C_3S e C_3A, relativamente baixos. O calor de hidratação desse cimento é de aproximadamente 50% do calor gerado pelo tipo I, à idade de sete dias. A evolução de resistência é lenta.

— Tipo V (ASTM) — é o cimento Portland resistente aos sulfatos. No cimento endurecido o aluminato de cálcio hidratado poderá reagir com sais de sulfato, externos ao concreto, permitindo a formação do sulfo-aluminato de cálcio, provocando expansões. Logo esse tipo de cimento possui uma limitação do C_3A.

— Tipos I A, II A, III A (ASTM) — são semelhantes aos tipos I, II, III, exceto que possuem um agente incorporador de ar, colocado durante a moagem.

— Tipo IS (ASTM) — é o cimento Portland de alto-forno. Esse tipo de cimento é obtido pela moagem conjunta de clínquer de cimento Portland e escória de alto-forno.

— Tipo IP (ASTM) — é o cimento Portland pozolânico. Esse tipo de cimento é obtido pela moagem conjunta de clínquer de cimento e material pozolânico. Possui baixa retração por secagem e baixo calor de hidratação.

— Cimento branco — o cimento Portland branco é muito utilizado para fins arquitetônicos. Contém baixíssimo teor de óxidos de ferro e manganês.

— Outros cimentos, como ferrari, aluminoso, são de pouco uso, e de características bastantes específicas.

A ABNT classifica os cimentos em:

Cimento Portland comum (EB-1, NBR-5732):

— CP-25 (ABNT) — é o cimento comum com resistência aos 28 dias, superior a 25 MPa.

— CP-32 (ABNT) — é o cimento com resistência, aos 28 dias, superior a 32 MPa.

— CP-40 (ABNT) — é o cimento com resistência, aos 28 dias, superior a 40 MPa.

Nota 2: ASTM-American Society for Testing and Materials — U.S.

É indicado para obras de concreto armado e protendido.

— Cimento de alta resistência inicial (ARI) (EB-2, NBR-5733), que corresponde ao tipo III (ASTM).

— Cimento de moderada resistência aos sulfatos (MRS) (EB-903, NBR-5737) que corresponde ao tipo II (ASTM).

— Cimento de alta resistência aos sulfatos (ARS) (EB-903, NBR-5737) — corresponde ao tipo V (ASTM).

— Cimento pozolânico (EB-758, NBR-5736) — corresponde ao tipo IP (ASTM). Compreende as classes PO2-25 e PO2-32, cujas resistências mínimas aos 28 dias são, respectivamente, 25 MPa e 32 MPa.

— Cimento de alto-forno (EB-208, NBR-5735) — corresponde ao tipo IS (ASTM).

— Cimento branco — compreende as classes AF25 e AF32 cujas resistências aos 28 dias são, respectivamente, 25 MPa e 32 MPa.

A composição do cimento Portland geralmente se apresenta em concordância com os seguintes valores:

Óxido	Teor (%)
CaO	60 a 67
SiO_2	17 a 25
Al_2O_3	3 a 8
Fe_2O_3	0,5 a 6,0
MgO	0,1 a 4,0
Álcalis	0,2 a 1,3
SO_3	1 a 3
C_3S	25 a 70
C_2S	5 a 50
C_3A	1 a 15
C_4AF	1 a 17

Os valores são determinados por ensaios normalizados sendo que a figura 2.9 mostra um tipo de impresso para resumo e controle dos valores de ensaios.

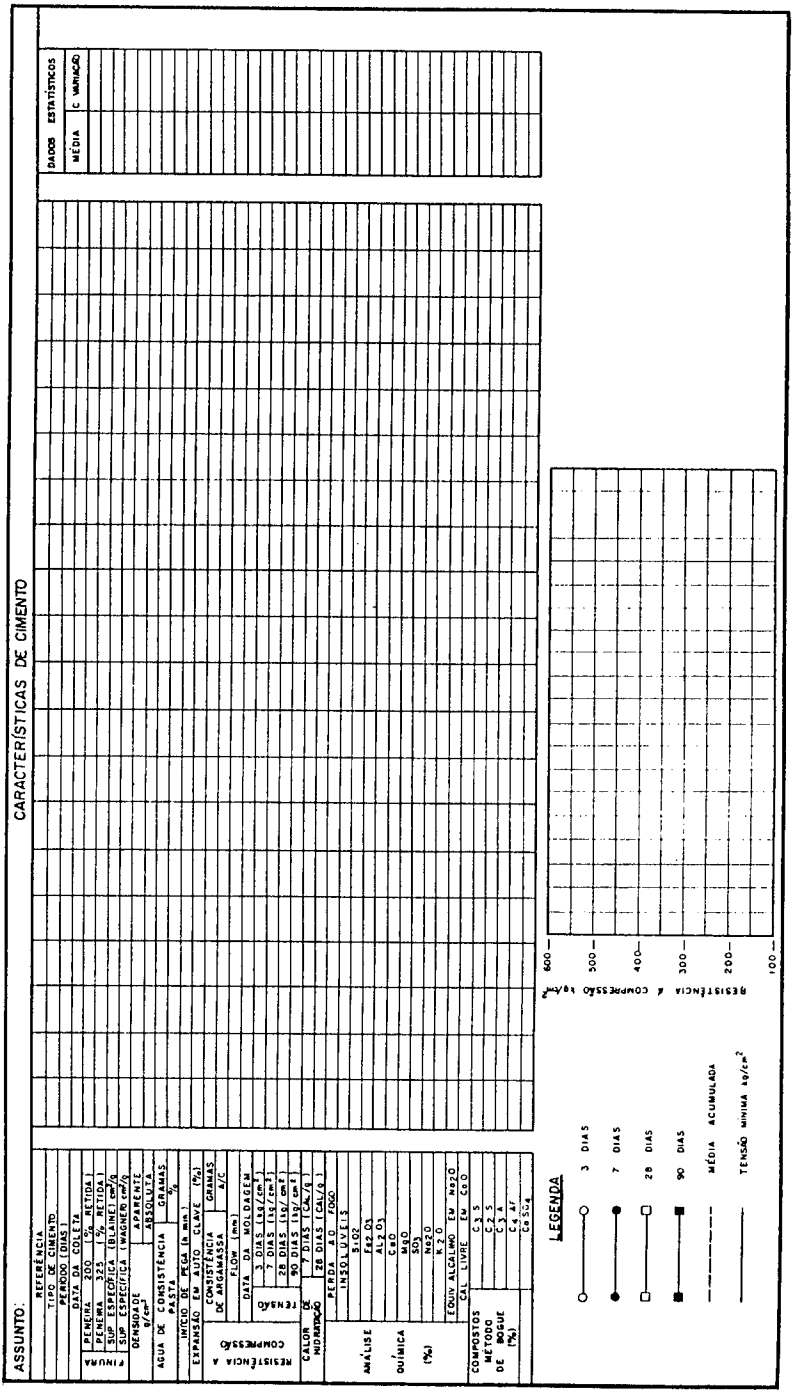


Figura 2.9 — Impresso para resumo e controle dos valores de ensaios.

2.2 Materiais pozolânicos

2.2.1 Definição

Pozolanas são comumente definidas como materiais silicosos ou sílico-aluminosos, que por si só possuem pequeno ou nenhum valor aglomerante, mas quando devidamente moídos, reagem quimicamente com cal em presença de água, formando compostos estáveis e com propriedades aglomerantes. Não são considerados como pozolanas, materiais que por si só sejam aglomerantes.

2.2.2 Classificação

As pozolanas classificam-se em naturais e artificiais. São naturais aquelas que foram formadas por algum processo da natureza e que, em geral, necessitam apenas de uma moagem para seu uso. As artificiais são aquelas obtidas por um processo industrial ou como um subproduto.

Como exemplo de pozolanas naturais tem-se:

— Tufos e cinzas vulcânicas — são talvez as primeiras pozolanas de que se têm notícia, usadas na antiguidade pelos romanos e que são ainda hoje exploradas. No Brasil a probabilidade de ocorrência desses materiais recai sobre o Triângulo Mineiro.

— Terras diatomáceas — são as pozolanas mais ativas na reação com cal. O diatomito é formado por sedimentação de carapaças de microorganismos. A ocorrência de diatomito é bastante grande no Estado de Mato Grosso do Sul e no Nordeste brasileiro. O seu uso no estado natural, em concretos, é bastante limitado devido ao aumento da água necessária para manter a trabalhabilidade. Isto ocorre devido à forma alongada de suas partículas.

As pozolanas artificiais são as seguintes:

— Rochas contendo mineirais de opala — em geral são encontradas na forma de xistos contendo outras formas de sílica, que não amorfa, necessitando de uma calcinação para a ativação completa.

— Xistos e argilas calcinados — as argilas e xistos calcinados são mais comumente usados que as pozolanas naturais, devido à facilidade em se obter matéria-prima adequada à sua fabricação. Em contraposição às jazidas de pozolanas naturais, as de xistos e argilas próprias à fabricação de pozolana são mais uniformes.

A matéria-prima deve ser altamente argilosa sendo que a atividade deve aumentar com o conteúdo de argila. As argilas que mais se prestam como matéria-prima são as caulinítica e as montmoriloníticas. As propriedades pozolânicas são induzidas ao redor de 500°C, sendo que a temperatura ótima de calcinação está na faixa de 700°C a 850°C. O superaquecimento das argilas às temperaturas de 920°C e 1.000°C provoca uma recristalização com formação de compostos estáveis, diminuindo muito a atividade química. O controle de temperatura tem, portanto, um papel importante na fabricação das pozolanas.

Durante a calcinação, a argila caulinítica desidrata-se completamente do redor de 600°C e o arranjo atômico é destruído formando-se uma substância sílico-aluminosa amorfa. Neste estado a argila adquire suas propriedades pozolânicas.

À temperatura de 950°C há a formação de alumina ($-Al_2O_3$), produto de difícil moagem e baixa atividade. A partir desse fato é conveniente, como método de controle de fabricação, a análise térmica diferencial da argila calcinada. Uma argila bem calcinada, quando submetida à análise térmica diferencial, não deverá apresentar o pico endotérmico de 500°C a 560°C, devendo, porém, revelar o pico exotérmico a 950°C.

As argilas montmoriloníticas reagem diferentemente à calcinação. A desidratação ocorre na faixa de 450°C a 750°C, sendo que se verifica na argila a diminuição da distância dos planos interatômicos dos cristais. A quebra da estrutura cristalina só ocorrerá de 750°C a 1.000°C.

Cinzas volantes (fly-ashes) — são cinzas ricas em sílica, obtidas em usinas termoelétricas em que o carvão é pulverizado e usado como combustível.

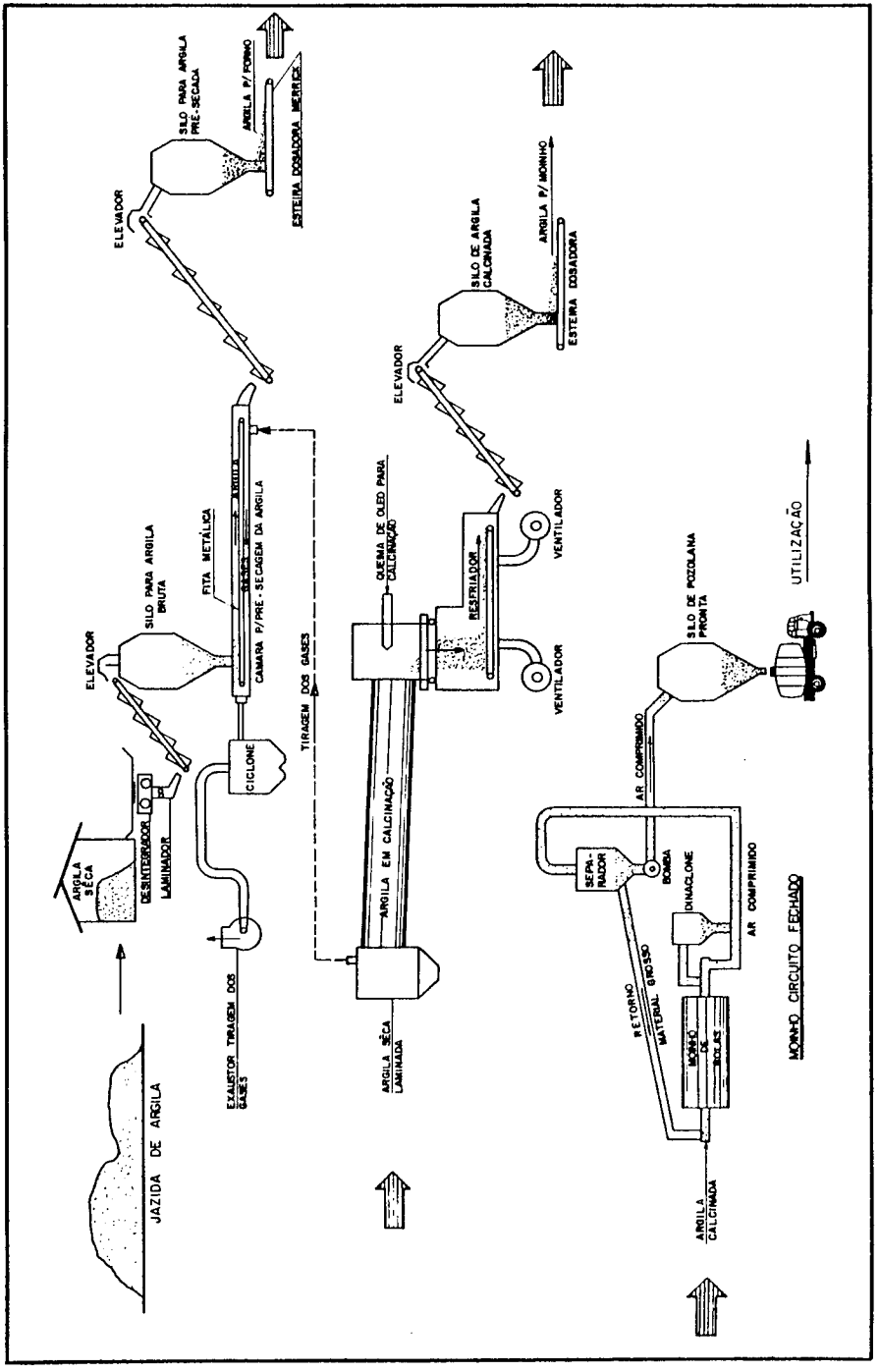


Figura 2.10 — Sequência esquemática para fabricação de pozolana.

2.2.3 Mecanismo da reação cal-pozolana

A propriedade fundamental de uma pozolana é sua capacidade de combinar com a cal. Quando misturada com cimento, a sílica da pozolana combina com a cal livre, liberada durante a hidratação do cimento. Sílicas amorfas reagem com a cal mais rapidamente do que as sílicas sob forma cristalina e isto constitui, em muitos casos, a diferença entre pozolanas ativas e materiais de composição química semelhante, porém com pouca atividade pozolânica.

É de conhecimento geral que a reação cal-sílica é a principal, porém informações recentes indicam que o alumínio e o ferro presentes, tomam parte nas reações que atualmente são consideradas razoavelmente complexas.

2.2.4 Fabricação do material pozolânico

Neste item faz-se uma breve descrição do processamento de uma pozolana artificial. Escolheu-se o caso da pozolana oriunda de argila caolinítica, pois outras matérias-primas necessitam de um processamento menor.

A figura 2.10 fornece uma sequência esquemática do processo. Para a produção da pozolana, a argila é seca ao sol, em um pátio. Posteriormente esse material seco é estocado em um galpão, quando então é homogeneizado e fragmentado através de um desintegrador e laminador. O material, assim beneficiado, é armazenado em silos, e posteriormente entra em uma galeria de secagem. Essa secagem é feita a uma temperatura de aproximadamente 200°C, pela circulação dos gases de tiragem do forno, através da galeria. Através de elevadores de caneca o material é ensilado para posteriormente ser lançado ao forno para calcinação. Utiliza-se forno rotativo, semelhante ao de fabricação de cimento, para a calcinação do material. Após a calcinação o material é resfriado bruscamente em um resfriador a ar. Esse resfriamento impedirá uma recristalização do material. A última fase é a moagem do produto, feita em um moinho de bolas. Esse moinho deve possuir um separador para remoagem da fração mais grossa.

2.2.5 Efeitos das pozolanas nas propriedades dos concretos

O uso de uma boa pozolana, em quantidade adequada e com condições ideais de cura, melhora a maioria das propriedades importantes de um concreto. É bom lembrar que os concretos contendo pozolana necessitam de uma cura mais prolongada, tendo-se em vista as suas características de hidratação.

As pozolanas têm sido usadas em substituição ao cimento na proporção de 15% a 40%, nos concretos. Essa porcentagem de substituição refere-se ao volume sólido do cimento, para facilidade dos trabalhos de dosagem.

A pozolana pode ser usada como um material a ser misturado no concreto durante a betonagem, ou ser moída juntamente com clínquer e gesso dando os cimentos pozolânicos.

2.2.5.1 Trabalhabilidade

As pozolanas, quando usadas em substituição parcial do cimento, aumentam a plasticidade do concreto e diminuem a segregação. Essa melhoria é mais pronunciada nos concretos pobres (altas relações água/cimento) do que nos ricos (baixas relações água/cimento), e dependerá diretamente da finura do produto e da porcentagem substituída.

2.2.5.2 Água de exsudação (Bleeding)

Como citado acima, as pozolanas vêm contribuir para evitar a segregação. Essa melhoria faz-se também sentir em um tipo específico de segregação, que é a água de exsudação (Bleeding).

A água de exsudação pode ser alterada pela quantidade e pelo tipo de material pozolânico utilizado. Como exemplo pode-se citar:

∅ Máx. do Agregado mm	Cimento kg/m³	Material Pozolânico		Fator Água/ Cimento Δ/C	Água Exsudada %
		Quantidade kg/m³	Tipo		
152	128	—		0,60	6,0
152	108	20	diatomito	0,60	3,2
152	85	42		0,60	1,8
152	105	21	argila calcinada e moída	0,60	9,0
152	83	44		0,60	5,6

— Estudos realizados em Ilha Solteira — 1973.

2.2.5.3 Resistência

Concretos contendo pozolana apresentam menores resistências até, aproximadamente, 28 dias de idade. As idades mais avançadas (superiores aos 28 dias), é normal que os concretos com pozolanas tenham resistências mais altas que concretos equivalentes, sem pozolana. Uma limitação, portanto, da pozolana é o seu uso em obras onde se requeira altas resistências do concreto a baixas idades, como ocorre em peças pré-moldadas. Nessa situação deve-se fazer uma análise cuidadosa tendo-se em vista o mínimo teor de pozolana para combater a reatividade dos agregados com os álcalis do cimento.

2.2.5.4 Permeabilidade

As pozolanas agem positivamente, tornando os concretos mais impermeáveis. Também essa propriedade é mais afetada em concretos pobres do que nos de alto teor de aglomerante.

2.2.5.5 Retração hidráulica ou por secagem

As pozolanas naturais, em geral, aumentam a água requerida para obter-se uma dada trabalhabilidade e portanto, produzem concretos sujeitos a uma maior retração hidráulica.

2.2.5.6 Calor de hidratação

Os concretos com cimento e pozolana desprendem menos calor durante a hidratação do que os concretos sem pozolana. Saliente-se também que esse calor é melhor distribuído. Esse fato contribui, com certa parcela, para evitar as trincas em concretos de grande massa. Na figura 2.11 pode-se notar a influência da pozolana, na elevação adiabática de temperatura dos concretos (estudos efetuados para a obra de Itaipu).

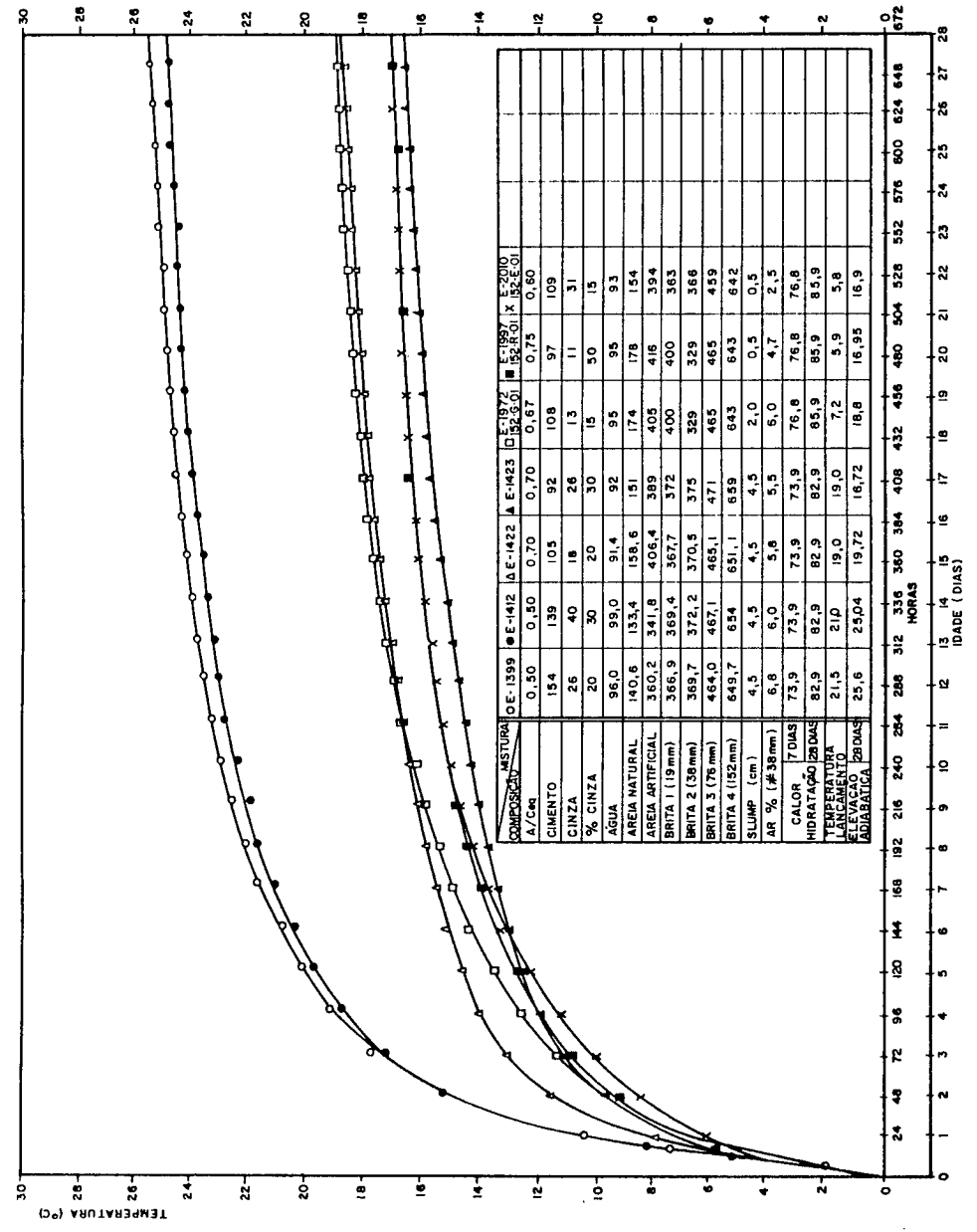


Figura 2.11 — Elevação adiabática de temperatura de concreto-massa com vários teores de material pozolânico

2.2.5.7 Resistência química

Estudos efetuados pelo Bureau of Reclamation — USA, em 1970 e 1972, mostraram que concretos produzidos com material pozolânico resistem de maneira surpreendente ao ataque dos sulfatos, superando inclusive o desempenho dos concretos produzidos com cimentos tipos II e V (cimentos resistentes aos sulfatos) da ASTM.

2.2.5.8 Reação álcalis-agregado

Em 1938 descobriu-se que alguns agregados reagem com os álcalis do cimento, podendo causar uma deterioração do concreto. Dos estudos realizados, a hipótese mais aceita é a de que a sílica ativa de certos agregados reage com os álcalis do cimento, em presença de água, formando um gel em torno dos agregados. A pasta de cimento envolvendo o agregado, com a presença desse gel, passa a ser uma membrana semi-permeável que permite o desenvolvimento de pressões osmóticas. Segundo essa teoria, para agregados internos à massa de concreto, as pressões osmóticas seriam anuladas pela contraposição de pressões de outros agregados, mas, na superfície, não havendo esse equilíbrio, a pasta de cimento poderia trincar provocando uma deterioração progressiva do concreto. Sabe-se que, de fato, a deterioração de concretos contendo agregado reativo ocorre inicialmente na superfície.

São agregados reativos aqueles que contêm minerais de opala, calcedônia, ágata, tridimita e outros mais raros, todos porém na forma de sílica amorfa ou micro-cristalizada.

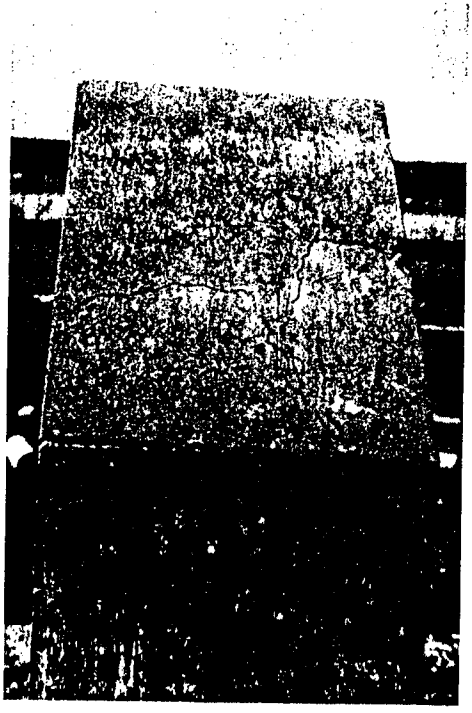


Figura 2.12 — Testemunho (Cesp-IS) de concreto contendo: cimento com equivalente alcalino = 1,05%; agregados reativos ∅ máx. 19 mm e 38 mm com calcedônia, quartzo, quartzito e ágata, sem utilização de material pozolânico. Moldagem — 1972. Situação em 1978. Primeiras fissuras observadas à idade de seis meses.

Stanton descobriu que a adição de certos materiais silicosos, finamente moídos, reduziam a expansão de argamassas contendo agregado reativo e cimento de alto teor de álcalis. Posteriormente o uso de pozolana foi reconhecido como um método eficiente no controle da reação álcalis-agregado. Tendo uma superfície específica alta, a pozolana reage prontamente com os álcalis impedindo que os mesmos concentrem-se na superfície dos agregados. Assim, o produto formado fica distribuído por toda a massa de concreto, não apresentando a tumefação osmótica.

Tendo em vista a determinação da porcentagem de cimento a ser substituída por pozolana, para um controle eficiente das reações álcalis-agregado, foram feitos estudos na Universidade da Califórnia-Berkeley-USA para diversos tipos de pozolana. Verificou-se que essa substituição deve ser determinada por um estudo adequado, como ilustra a figura 2.15.

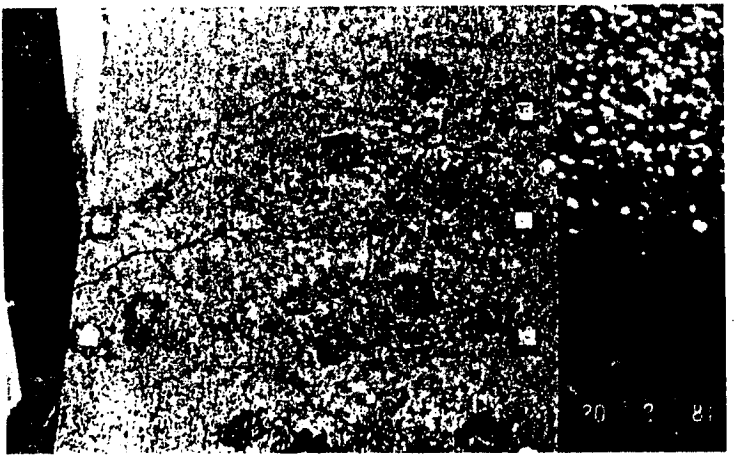


Figura 2.13 — Mesmo testemunho da figura 2.12, mostrando evolução de fissuras após decorridos oito anos (situação em 2/81).

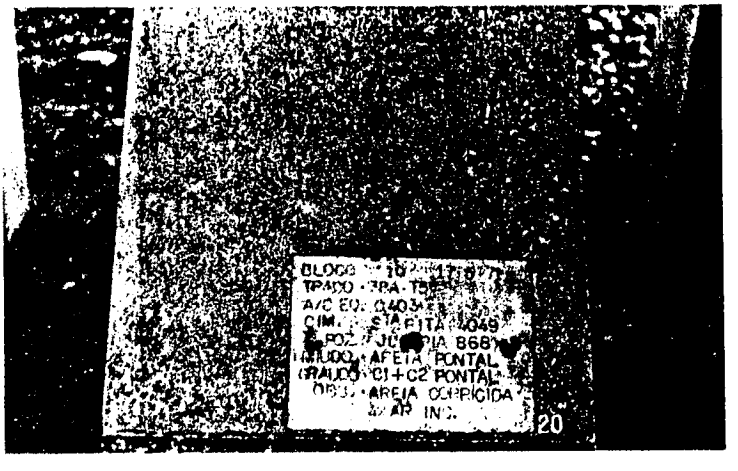


Figura 2.14 — Testemunho (Cesp-IS) de concreto contendo cimento com equivalente alcalino 1,05%, agregados reativos, e com 20% de volume sólido (em reposição à parte do cimento) de pozolana Jupiá. Observa-se a ausência de fissuras a aproximadamente oito anos (ver data na fotografia — situação em 2/81) após a moldagem.

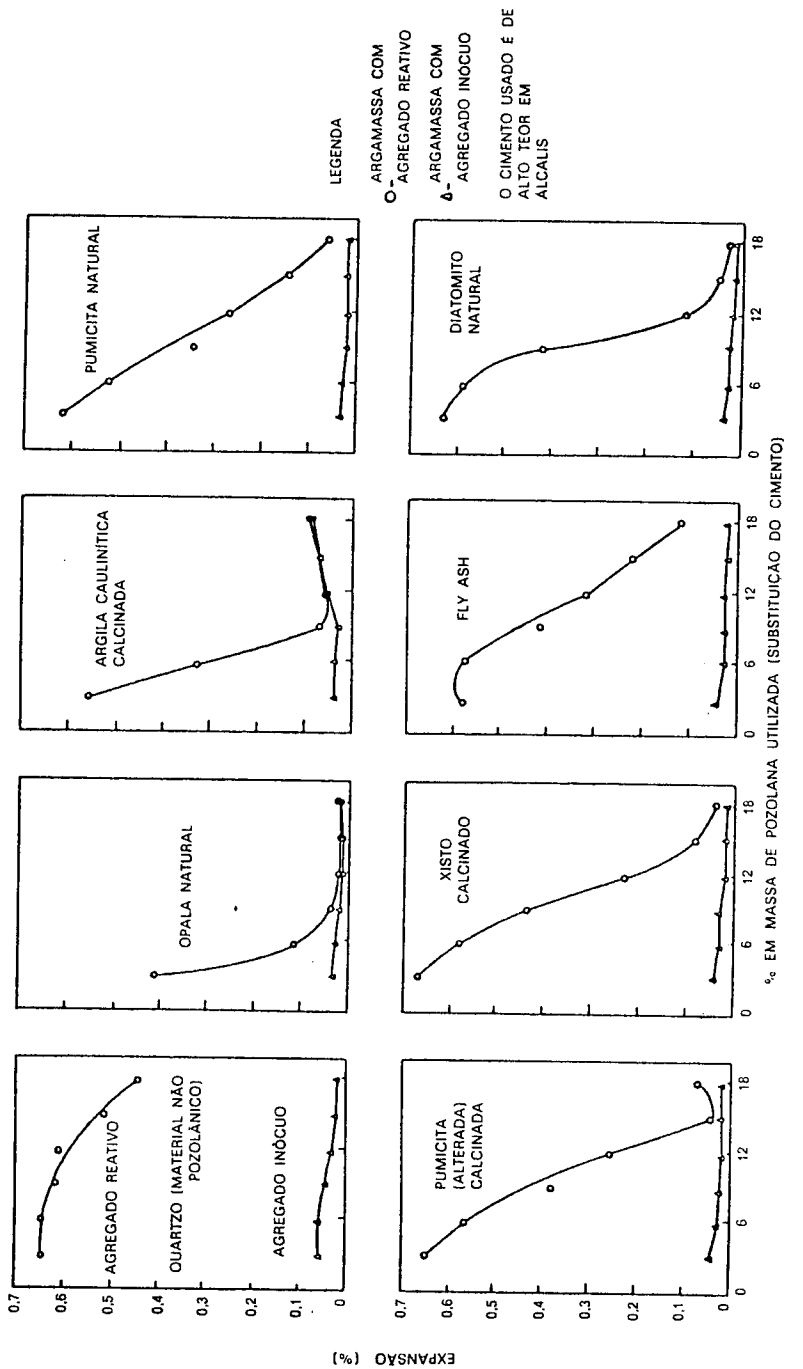
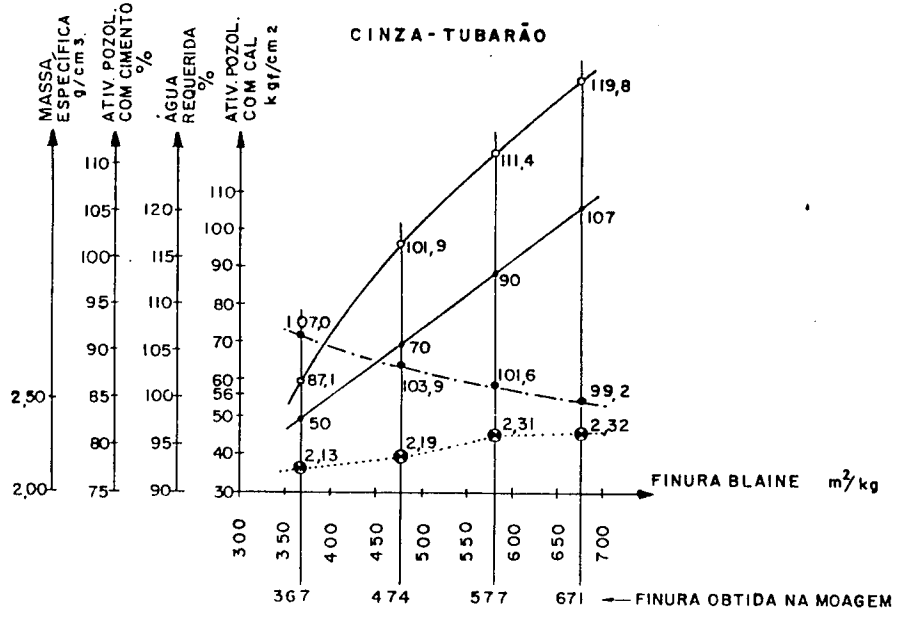
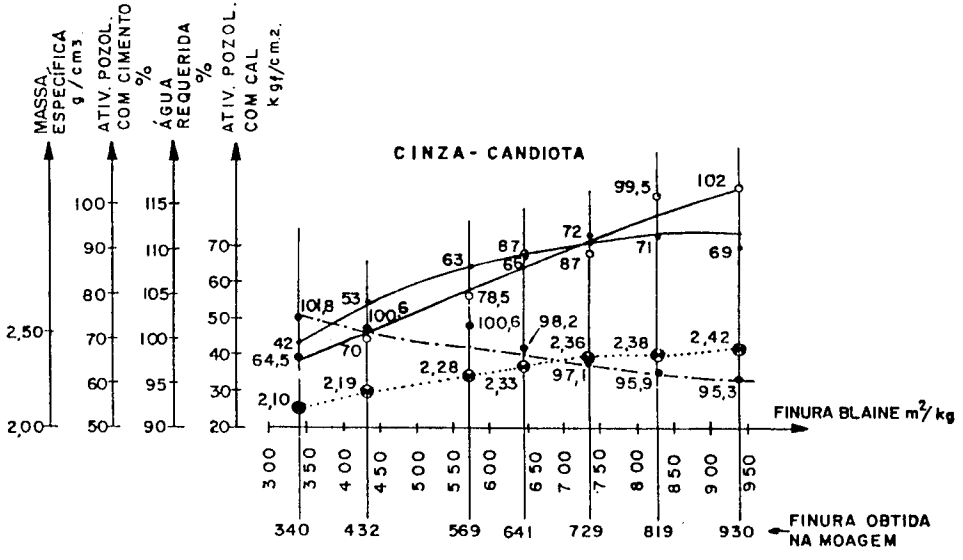


Figura 2.15 — Expansão em barras de argamassa após 15 meses de cura a 37°C, efeito de pozolanas na correção de reação álcalis-agregado.

2.2.6 Valores de ensaios

A figura 2.16 apresenta resultados de atividades pozolânicas de alguns materiais conhecidos no Brasil. Observa-se que o aumento da finura (Blaine), até determinados níveis dos materiais, proporciona uma melhoria nas atividades pozolânicas.





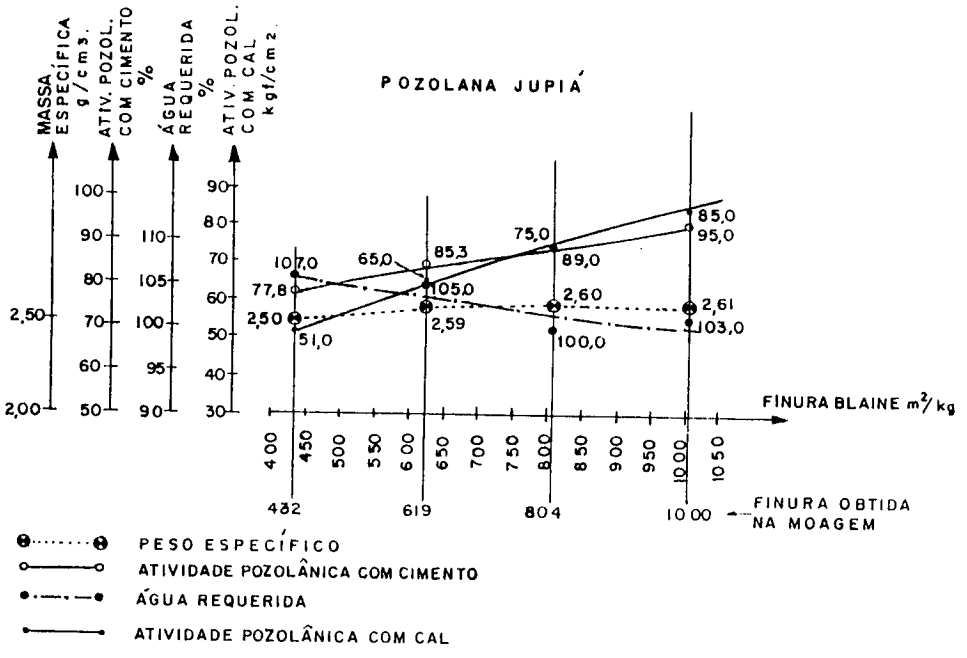


Figura 2.16 — Valores de Atividade Pozolânica em estudo de finura variável (CESP-ITAIPU)

2.3 Agregados

2.3.1 Generalidades

Sabe-se que aproximadamente 75% do volume de um concreto convencional são ocupados por agregados constituídos por areia, cascalhos, pedra britada ou escória de alto-forno. É inevitável que um material que ocupe uma porcentagem elevada na massa do concreto deva contribuir nas propriedades do concreto fresco e endurecido. É importante que esse material seja estudado, caracterizado e controlado, a fim de que se possa correlacionar as suas características com as dos concretos.

O agregado tendo menor custo que o cimento é importante que se procure aumentar a sua quantidade na massa de concreto. Mas a economia não é a única razão para incrementar sua utilização, pois o agregado oferece consideráveis vantagens técnicas ao concreto.

2.3.2 Definições

2.3.2.1 Agregado graúdo

Agregado graúdo é a fração de agregado retido na peneira de malha n.° 4 (4,8 mm).

2.3.2.2 Agregado miúdo

Agregado miúdo é a fração de agregado, passante da peneira de malha n.° 4 (4,8 mm) e retido na peneira de malha n.° 200 (75 μm).

2.3.2.3 Cascalho

Material granular predominantemente retido na peneira de malha n.° 4, resultante de um processo natural de desintegração e abrasão.

2.3.2.4 Areia

Porção do agregado, passante da peneira de malha n.º 4 e predominantemente retido na peneira de malha n.º 200, e que resultou de um processo natural de desintegração e abrasão. Agregado miúdo produzido pela britagem de rochas, cascalhos ou escórias, normalmente é conhecido como areia artificial.

2.3.2.5 Escória de alto-forno

É um produto não metálico, constituído essencialmente de silicatos e alumínio-silicatos de cálcio ou outras bases, que se fundiram simultaneamente com o ferro no alto-forno. Há outras subdivisões, dependendo de um reprocessamento posterior, e que se constituem em definições específicas.

2.3.2.6 Pedra britada

É o produto resultante da britagem artificial de rochas sendo que, substancialmente, todas as faces das partículas são oriundas do processo de britagem.

2.3.2.7 Cascalho britado

O produto resultante da britagem artificial de cascalho, sendo que substancialmente, todos os fragmentos têm ao menos uma face proveniente da britagem.

2.3.2.8 Agregado pesado

Agregado possuindo elevada massa específica (superior a 3.000 kg/m³).

2.3.2.9 Dimensão característica máxima (D máx.-$\varnothing$ máx.)

É a abertura da malha, da menor peneira, correspondente a uma porcentagem retida acumulada igual ou inferior a 5%.

2.3.2.10 Módulo de finura

É um fator empírico obtido pela soma das porcentagens retidas acumuladas em cada uma das peneiras normalizadas dividido por 100. As peneiras normalizadas são:

n.º	100	(150 μm)
n.º	50	(300 μm)
n.º	30	(0,6 mm)
n.º	16	(1,2 mm)
n.º	8	(2,4 mm)
n.º	4	(4,8 mm)
3/8"		(9,5 mm)
3/4"		(19 mm)

e demais peneiras que crescem na relação de 1:2 (38, 76, 152, ...)

2.3.3 Classificação

Uma identificação precisa das rochas e minerais, em vários casos, deve ser feita por geólogo, mineralogista ou petrologista qualificado, usando equipamentos e procedimentos especiais. Entretanto, alguns dados básicos poderão servir para se fazer uma identificação, rápida, grosseira. As rochas poderão ser classificadas genericamente de acordo com a figura 2.17

Classe	Tipo	Famílias mais Comuns
Ígneas	intrusivas granulação grossa	granito diorito pegmatito
	extrusivas granulação fina	basalto diabásio riolito
Sedimentares	carbonatosas	calcário dolomita
	silicosas	arenito chert conglomerado
Metamórficas	folhadas	gnaisse xisto anfibolito
	não folhadas	quartzito mármore

Figura 2.17 — Classificação genérica de rochas.

Rochas ígneas — são aquelas formadas pelo resfriamento da lava, e são divididas em:

a) Intrusivas — que possuem uma granulação grosseira, e

b) Extrusivas — são aquelas de granulação mais fina. Sofreram um resfriamento (da lava) mais rápido e normalmente possuem vidro natural.

— granito — é uma rocha de granulação visível a olho nu sendo constituída predominantemente de quartzo feldspato alcalino (potássio).

— diorito — é uma rocha de granulação média, entre a grossa e a fina, sendo constituída por feldspato e minerais ferromagnesianos. Possui coloração mais escura do que o granito.

— pegmatito — é uma rocha de granulação extremamente grossa. Normalmente é colorida.

— basalto — é uma rocha de granulação fina, densa e escura.

— diabásio — é uma rocha composta pelos mesmos materiais do basalto, porém de granulação mais grossa.

— riolito — possui granulação bastante fina, às vezes colorida e podendo possuir materiais reativos com os álcalis do cimento.

Rochas sedimentares — são rochas estratificadas e normalmente formadas pela ação das águas, podendo ser formadas também pela ação eólica ou glacial. Os sedimentos poderão ser compostos por partículas de rochas anteriores, derivadas de uma ação mecânica, ou poderão ter origem devido à ação química ou orgânica. Os sedimentos poderão se apresentar cimentados ou compactados, embora o grau de compactação dependa da idade geológica. Cascalho, areia, silte e argila são sedimentos não consolidados.

a) Carbonatosas — rochas sedimentares constituídas por carbonatos.

b) Silicosas — rochas sedimentares constituídas por sílica.

— calcário — rocha sedimentar possuindo carbonato de cálcio.

— dolomita — rocha possuindo carbonato de cálcio e magnésio.

— arenito — é um conglomerado silicoso onde o diâmetro das partículas de areia está na faixa de 2 mm a 0,06 mm.

— chert — é uma rocha silicosa, de granulação bastante fina, caracterizada pela sua dureza (risca o vidro e não é riscada por lâminas de aço), e pelo seu tipo de fratura.

— conglomerados — são rochas possuindo uma considerável porção de cascalhos cimentados.

Rochas metamórficas — são aquelas que se alteraram devido a um processo físico e/ou químico com relação aos seus estados anteriores de textura, estrutura e composição mineral.

a) Folhadas — são aquelas que apresentam um paralelismo de grãos diferente da estrutura estratificada de algumas rochas sedimentares.

b) Não folhadas — são aquelas que não apresentam as características anteriores.

— gnaisse — uma das rochas metamórficas mais comuns, normalmente formada a partir de rochas ígneas ou sedimentares por meio de alto grau de metamorfismo. É caracterizada por uma estrutura folhada.

— xisto — poderá ser formado a partir de rochas ígneas ou sedimentares, por um grau de metamorfismo inferior ao dos gnaisses. Possui granulação grosseira.

— anfibolito — rocha de granulação média contendo magnésio, ferro, cálcio (e algumas vezes sódio e alumínio).

— quartzito — é um arenito metamorfoseado, extremamente duro.

— mármore — rocha carbonácea recristalizada.

Dentro da classificação de rochas há, ainda, diferenciações mineralógicas (quartzo, opala, calcedônia etc.) específicas, aqui não abordadas.

2.3.4 Exploração e produção

O primeiro passo para a obtenção de certo tipo de agregado é a prospecção. A prospecção necessita às vezes de levantamentos aerofotogramétricos, levantamentos geofísicos, e outros recursos da tecnologia moderna. Após a localização das jazidas mais promissoras passa-se à fase da amostragem, através de sondagens, trincheiras, poços, dragagens etc. Após a caracterização dos materiais, optar-se-á, através de estudo técnico-econômico, pelas jazidas mais adequadas. Segue-se então a fase da exploração.

2.3.4.1 Exploração

O processo de exploração a ser adotado dependerá principalmente das condições em que a jazida se apresente. A jazida poderá se apresentar como acamamentos submersos, quando então se utilizam dragas ou outros processos semelhantes. Quando a jazida se apresentar como afloramento poderá ser explorada, no caso de cascalheiras, por carregadeiras comuns, "scrapers" e carregadeiras de trincheiras (loaders). No caso de afloramentos rochosos bastante densos, normalmente denominados de pedreiras, é comum que a extração seja precedida de um desmonte, e posteriormente, sejam explorados por carregadeiras ou escavadeiras.

Não são raras as vezes em que, para a exploração de uma jazida, se necessite de uma preparação, como no caso da remoção de solo vegetal ou outro material indesejável. Nessas situações poderão ser usados "scrapers", tratores de lâmina (Bulldozers) e até dragas.

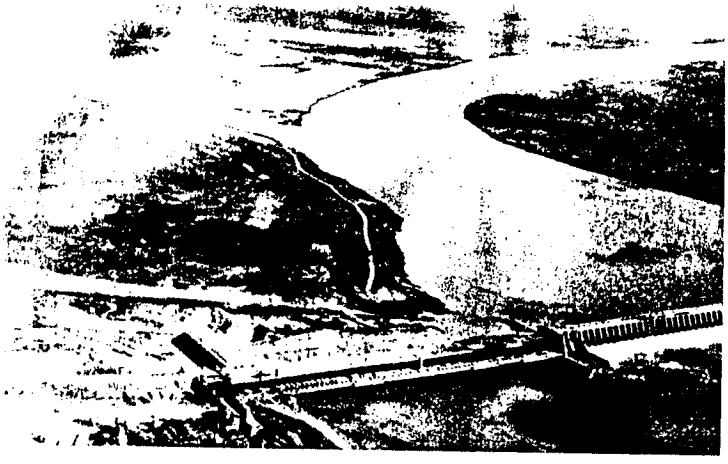


Figura 2.18 — A foto mostra o decape efetuado sobre a jazida do pontal do Sucuriú, antes do enchimento do reservatório da usina de Jupiá-Cesp.

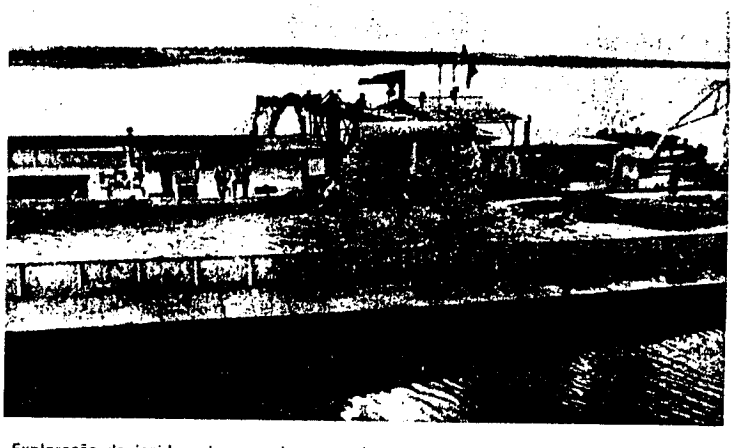


Figura 2.19 — Exploração de jazida submersa de agregados, na cascalheira do pontal do Sucuriú, lago da usina de Jupiá-Cesp. Draga com capacidade de 700 m³/hora. Material bruto com ∅ máx. 76 mm, sendo lançado em duas barcaças de 800 t de capacidade de carga (cada uma).

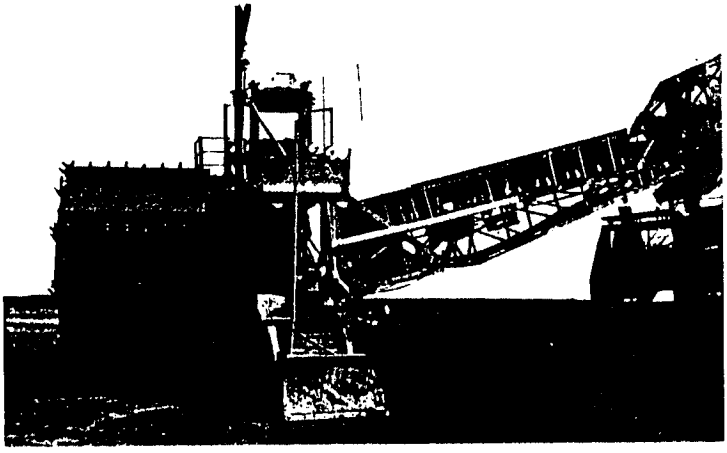


Figura 2.20 — Loader — Tipo de equipamento que pode ser empregado em jazidas de afloramento.



Figura 2.21 — extração de basalto denso-são (em Itaipu) para a produção de agregados.

2.3.4.2 Produção

A produção engloba o sistema de transporte utilizado da jazida para o local de beneficiamento, bem como os transportes intermediários que se fizerem necessários; engloba a estocagem inicial, intermediária e final; e envolve o beneficiamento propriamente dito do agregado.

Para transporte poderão ser utilizados correias, barcaças, caminhões tipo fora-de-estrada e até caminhões comuns e ferrovia. O sistema de descarga poderá ser diversificado dependendo dos estudos de viabilidade.

Os sistemas de estocagem também possuem uma diversificação bastante grande, porém certas condições deverão ser obedecidas, tendo-se em vista a possibilidade de haver segregação ou contaminação do material.

O beneficiamento envolve todo o processamento industrial do material bruto, até a obtenção do agregado ou dos agregados.

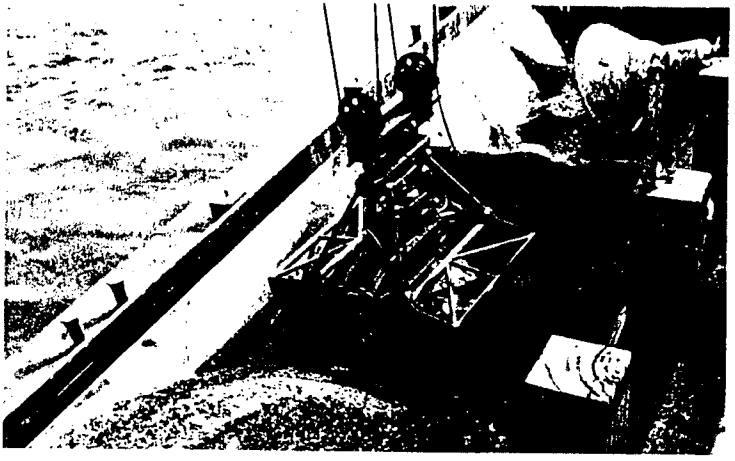


Figura 2.22 — Sistema de descarga utilizando-se "Clam Shell" (caçambas de 5 t). Sistema utilizado na construção das usinas de Ilha Solteira e Água Vermelha-Cesp.

O beneficiamento poderá incluir uma grande variedade de equipamentos, abrangendo tipos e capacidades. As unidades de uma central de beneficiamento podem ser divididas entre as seguintes categorias principais:

— britadores;
— separadores;
— alimentadores;
— equipamentos especiais.

Os britadores podem ser basicamente dos seguintes tipos: giratórios, de mandíbulas, de rolos e de impactos. Podem ser subdivididos em primário, secundário, terciário etc., dependendo das funções que desempenham dentro do esquema de produção. A abertura dos britadores pode ser verificada com placas de chumbo.

Os separadores podem ser de malhas de barra, de malhas de fios e separadores hidráulicos. A separação nos peneiradores pode ser a seco ou acompanhada por jato d'água.

Os separadores hidráulicos normalmente são baseados na velocidade de queda das partículas em um meio líquido (Lei de Stokes). Os separadores hidráulicos normalmente são utilizados para a classificação de materiais finos (por exemplo — areia). Quando a separação é acompanhada por jato d'água é usual, após o separador, se empregar um sistema desidratador que às vezes pode ser um sistema de peneiras (horizontais pois

possui tempo de agitação do material, superior às peneiras inclinadas) para o material graúdo, ou sistema de parafusos, para materiais finos. O desidratador de parafuso permite também a retirada de parte do material pulverulento, por transbordamento. Tais sistemas possuem controle de adução de vazão de água, que é um dos fatores fundamentais para eficiência do sistema.

Os alimentadores podem ser diferenciados pelo tipo de operação. Poderá ser do tipo vibratório quando então o material a ser beneficiado é lançado diretamente sobre o mesmo através de uma calha. Poderá ser do tipo de "arraste" quando então o material é posicionado no ponto a ser abastecido por meio de uma "caçamba de arraste". Poderá ainda ser de outros tipos (como bomba para areia).

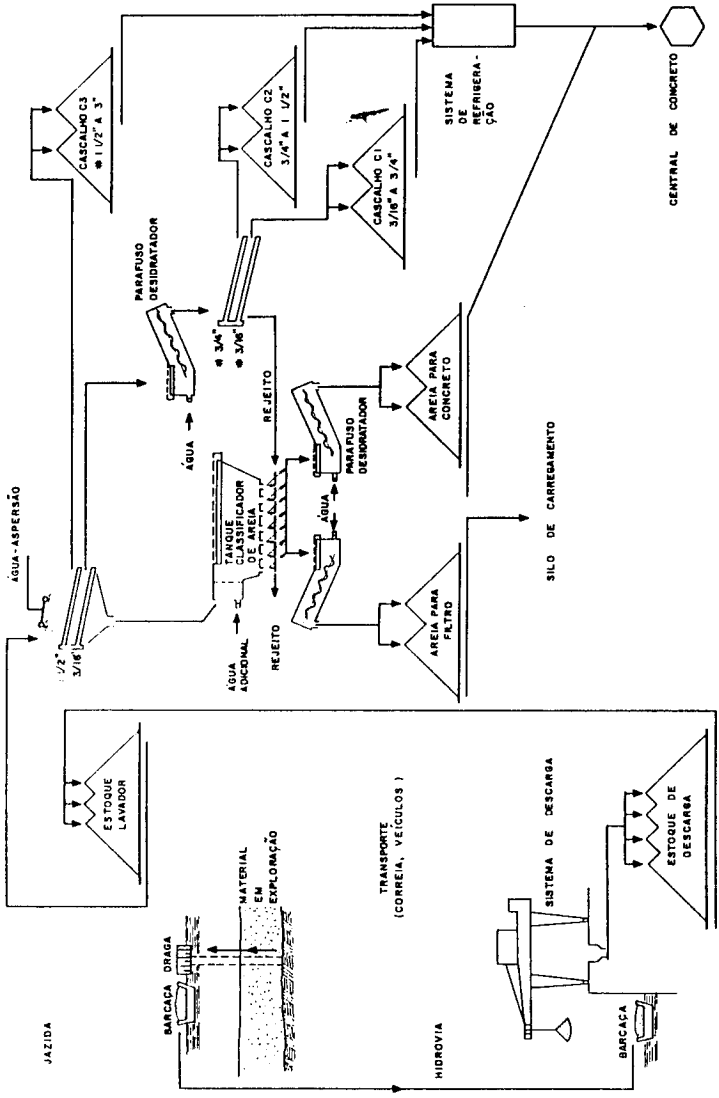


Figura 2.23 — Sistema de beneficiamento de agregados naturais (cascalhos), obra de Ilha Solteira-Cesp.

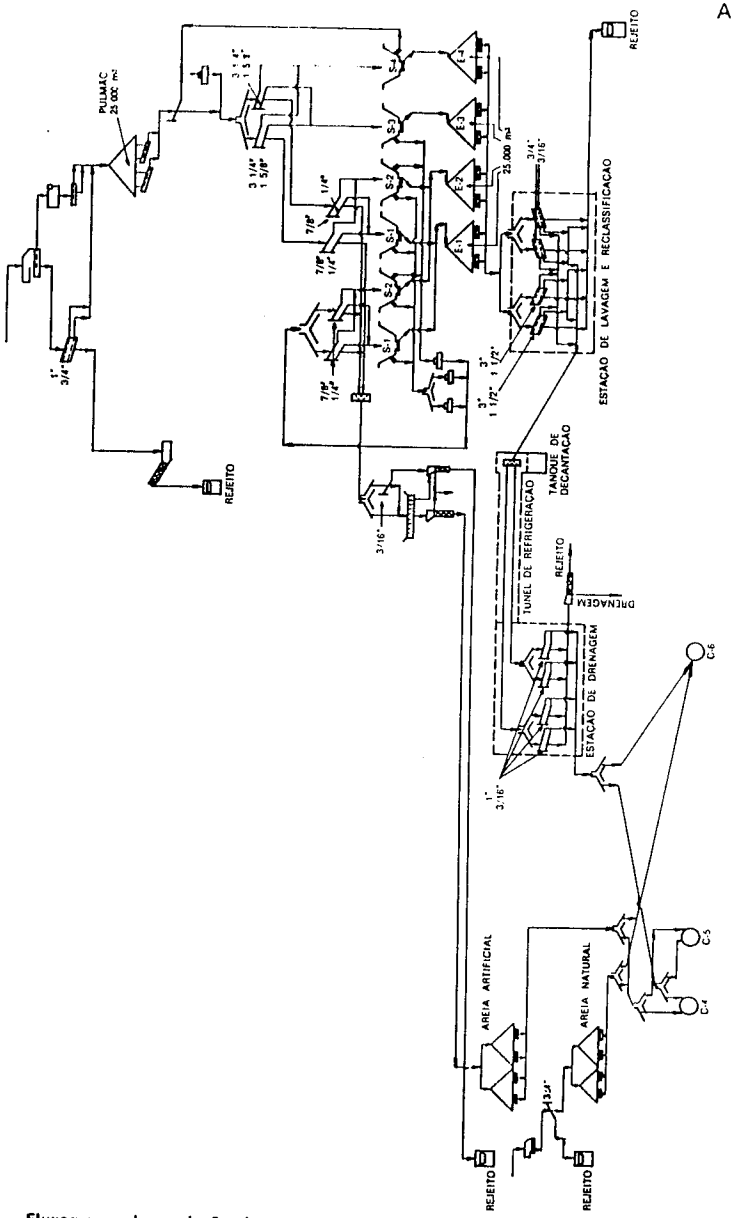


Figura 2.24 — Fluxograma de produção de agregados britados-Itaipu.

Dentre os equipamentos especiais podem ser indicados os moinhos de fabricação de agregado miúdo, os sistemas de refrigeração de agregados e outros equipamentos específicos. Os moinhos de barras são normalmente empregados para a produção de areia.

Os sistemas de refrigeração poderão ser do tipo de aspersão de água sobre correia transportadora, por silos de imersão em água gelada, e por silos com insuflação de ar frio.

O sistema de refrigeração poderá também ser múltiplo silo de imersão + silo de insuflação de ar frio (como no caso da obra de Ilha Solteira) ou correia + silo de insuflação de ar frio (obra de Itaipu).

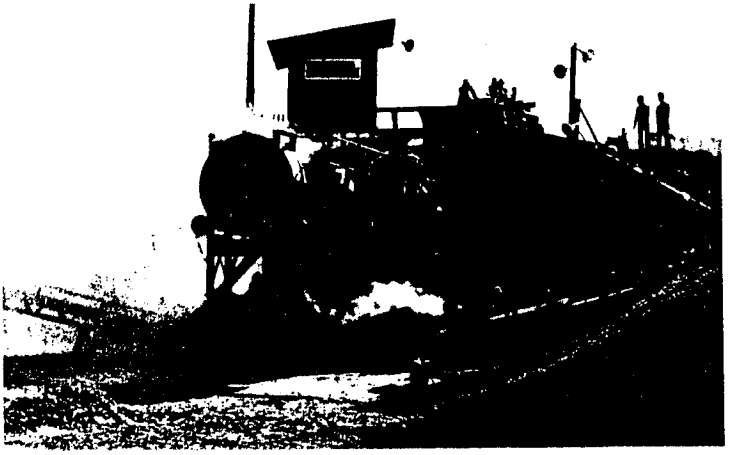


Figura 2.25 — Britador com capacidade de 30 m³/h para malha 1 3/8", para obras de pequeno porte.



Figura 2.26 — Britador móvel (sobre chassi de carreta) para produção de agregados de ∅ máx. até 3".

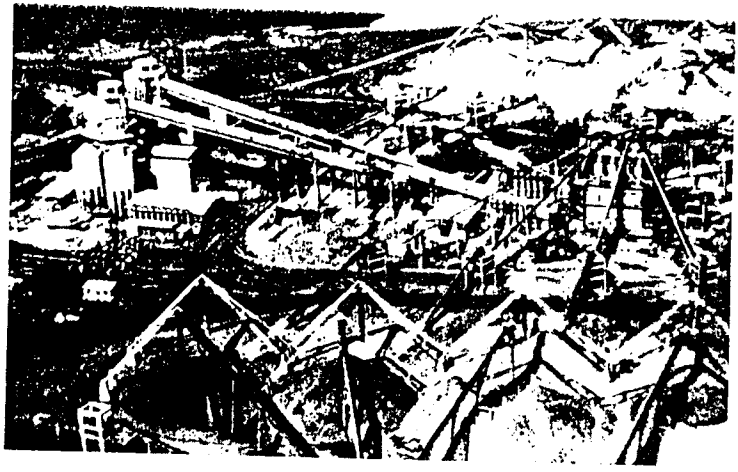


Figura 2.27 — Sistema para beneficiamento de agregados naturais e britados (Ilha Solteira-Cesp). Em primeiro plano as instalações de britagem. No plano intermediário o sistema de refrigeração e as centrais de concreto. Ao fundo o sistema de beneficiamento de agregados naturais.



Figura 2.28 — Sistema para beneficiamento de agregados de Itaipu. Ao fundo os britadores primários e pilha pulmão. Ao centro o sistema de classificação e rebritagem (secundário, terciario e quaternário). À frente os estoques de areia (natural e artificial) e à direita os estoques de agregados graúdos e o sistema de refrigeração.

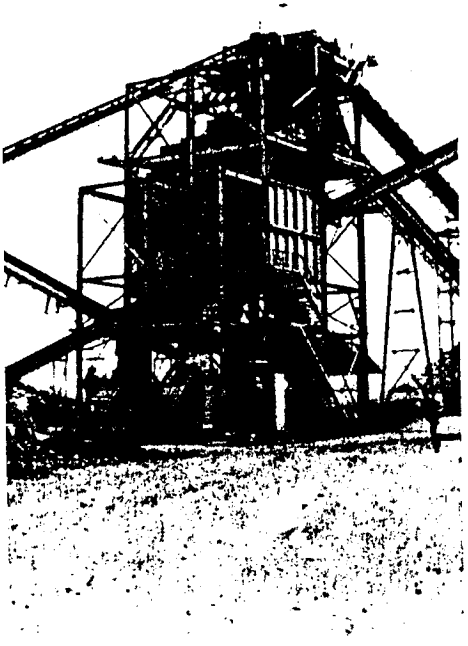


Figura 2.29 — Sistema de classificação e rebritagem (São Simão-Cemig).



Figura 2.30 — Rosca desidratadora, para lavagem e classificação.

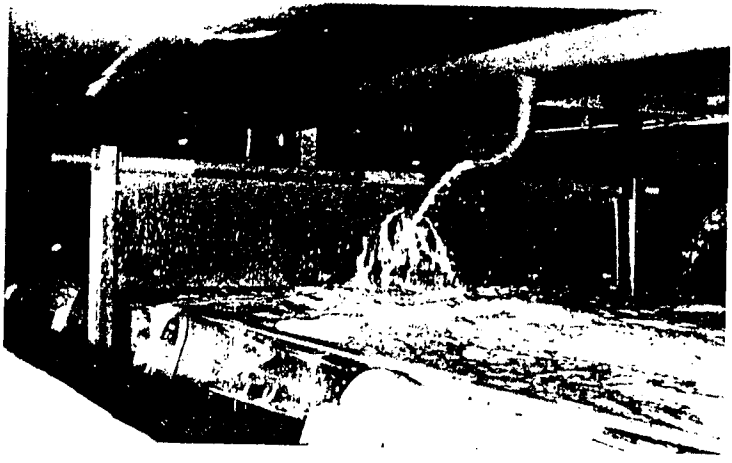


Figura 2.31 — Correia refrigeração, através de aspersão da água gelada e inundação do agregado durante o transporte.



Figura 2.32 — Contaminação de estoque de agregado, com material argiloso.

2.3.5 Verificações e propriedades

As verificações consistem no exame e ensaios para aceitação ou rejeição dos agregados, nos ensaios de controle nos vários pontos de beneficiamento e na verificação das condições de estocagem e manuseio dos agregados.

As amostras de um agregado deverão ser as mais representativas que se possam obter. Variações devem ser esperadas, e fenômenos isolados não devem ser motivo para rejeição do material todo. As amostras deverão, sempre que possível, ser coletadas nos pontos finais de utilização, porém amostragens e verificações em pontos intermediários podem ser de grande auxílio no controle e compreensão das situações. Deve-se evitar amostrar agregados nas saias dos estoques, onde normalmente pode ocorrer segregação.

Para um adequado controle dos agregados poderão ser aplicados ensaios físicos e/ou químicos que fornecerão informações importantes no comportamento dos agregados para concreto.

2.3.5.1 Resistência à abrasão

Para a medida da resistência de rocha à abrasão usualmente são adotados um dos dois métodos — Los Angeles e o Deval —, sendo que o mais comum e o mais valioso é o Los Angeles. O agregado proveniente da britagem de basaltos normalmente apresenta um desgaste por abrasão ao redor de 10% a 25%. O agregado de cascalho de calcedônia (tipo usado em Ilha Solteira, Água Vermelha) chega a apresentar de 13% a 28% de desgaste.

2.3.5.2 Massa específica e absorção

Desde que os agregados possuam poros, permeáveis e/ou impermeáveis, o significado do termo peso específico deve ser cuidadosamente definido.

A massa específica absoluta referente ao volume do material sólido excluindo todos os poros poderá ser definida como a relação da massa do material por um igual volume de água destilada, ambos à mesma temperatura. Para eliminar o efeito dos poros impermeáveis, o material deverá ser moído e pulverizado antes da imersão em água. Esse valor não é normalmente utilizado na tecnologia de concreto.

A massa específica aparente é a massa de material necessário para preencher um volume unitário. Observa-se que a massa unitária (Nota 3) dependerá do estado de compactação do material, e da forma das partículas. A forma das partículas afeta profundamente o arranjo dos agregados. A massa unitária é normalmente utilizada para transformação de dosagens de concreto, em massa para volume. A massa unitária, geralmente, está ao redor de 55% do valor da massa específica.

A presença de poros internos nas partículas dos agregados tem grande influência nas propriedades dos agregados e dos concretos. Se o agregado estiver completamente seco, ao ser misturado (betonado) para produção do concreto, como possui poros, irá absorver água da mistura, e isto acarretará entre outras coisas a perda de trabalhabilidade. Tendo em vista essa situação, é comum na tecnologia de concreto trabalhar-se com a massa específica na condição saturada com superfície seca. Para melhor compreensão dessa condição é interessante observar a figura 2.33.

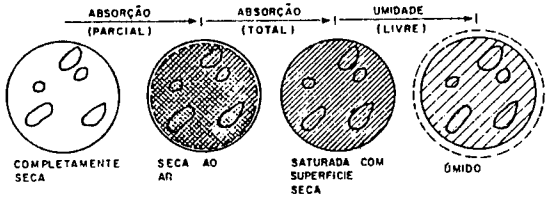


Figura 2.33 — Representação esquemática da condição seca-saturada-úmida.
Nota 3: No sistema métrico, densidade é numericamente igual à massa específica.

Quando todos os poros do agregado estiverem preenchidos, diz-se que está na condição de saturada superfície seca. Caso o agregado, nessas condições, permaneça exposto ao ar, uma certa quantidade de água poderá evaporar e o agregado passará para a situação de seco ao ar, colocando-se o agregado em estufa completamente seco. Caso o agregado na condição saturado superfície seca (SSS) seja imerso em água, ao ser retirado, conterá água em excesso na superfície, estando então com umidade livre. A quantidade de água para preencher todos os poros e colocar o agregado na condição saturada superfície seca é definida como absorção e é expressa em porcentagem. Umidade total é a soma da umidade livre mais a absorção.

É normal entender que, aproximadamente no instante da pega do concreto, o agregado esteja na condição de saturada superfície seca. Caso o agregado seja betonado na condição seca, assume-se que uma certa quantidade de água será absorvida da mistura, para trazer o agregado à condição SSS. Essa água não deverá ser considerada como água efetiva da mistura. É possível, entretanto, que mesmo quando o agregado estiver seco, o fato das partículas serem rapidamente cobertas pela pasta de cimento impeça a penetração total da água de absorção do agregado. Como a quantidade de água absorvida após certo período sofre poucas alterações, é comum se determinar a quantidade de água absorvida durante aproximadamente duas ou três horas, em lugar da absorção total, o que dificilmente será obtido, praticamente, pelo agregado envolvido pela pasta (figura 2.34).

Na tabela da figura 2.35 são fornecidos alguns dados de densidade aparente (seca), densidade absoluta na condição SSS e absorção de alguns materiais.

As massas unitárias e massas específicas poderão ser correlacionadas para o cálculo da porcentagem de vazios.

$$\%\ \text{vazios} = \frac{\text{Massa específica} - \text{Massa unitária}}{\text{Massa específica}} \times 100\%$$

Tendo em vista a possibilidade da condição de umidade e absorção dos agregados em alterar as propriedades do concreto, deve-se exercer rígido controle da condição de saturação dos agregados, a fim de se poder efetuar as correções para a produção da mistura de concreto.

2.3.5.3 Forma das partículas

A característica geométrica do agregado também apresenta peculiaridades no comportamento do concreto. Pelos valores da figura 2.35 pode-se observar que a forma do agregado altera a porcentagem de vazios, como por exemplo tomando-se agregados de mesmo D máx. (tamanho máximo) sendo um de cascalho e outro de britás de basalto. Nota-se que o agregado britado possui maior porcentagem de vazios.

Outro aspecto da forma do agregado é a sua esfericidade, definida como a relação entre a área superficial, da partícula e o seu volume. A esfericidade, e logicamente a forma, são influenciadas pelo equipamento de britagem e pelas características estruturais da rocha.

A presença de partículas lamelares e alongadas no agregado, em quantidades superiores a 15%, já tornam o concreto bastante áspero. O consumo de água do concreto nessas situações se eleva e, consequentemente, também o teor de aglomerante.

As britas de basalto normalmente apresentam uma quantidade (em massa) de partículas não lamelares — não alongadas (Nota 4) superior a 80%, sendo que essa porcentagem aumenta com o aumento do tamanho máximo do agregado.

Nota 4: Partícula lamelar é aquela onde a relação entre a largura/espessura excede a um valor "K". Partícula alongada é aquela onde a relação comprimento/largura excede a "K"; normalmente é adotado um calibre de comparações onde o valor usual de "K" é 3. Lamelar e alongada quando largura/espessura e comprimento/largura excedem a "K".

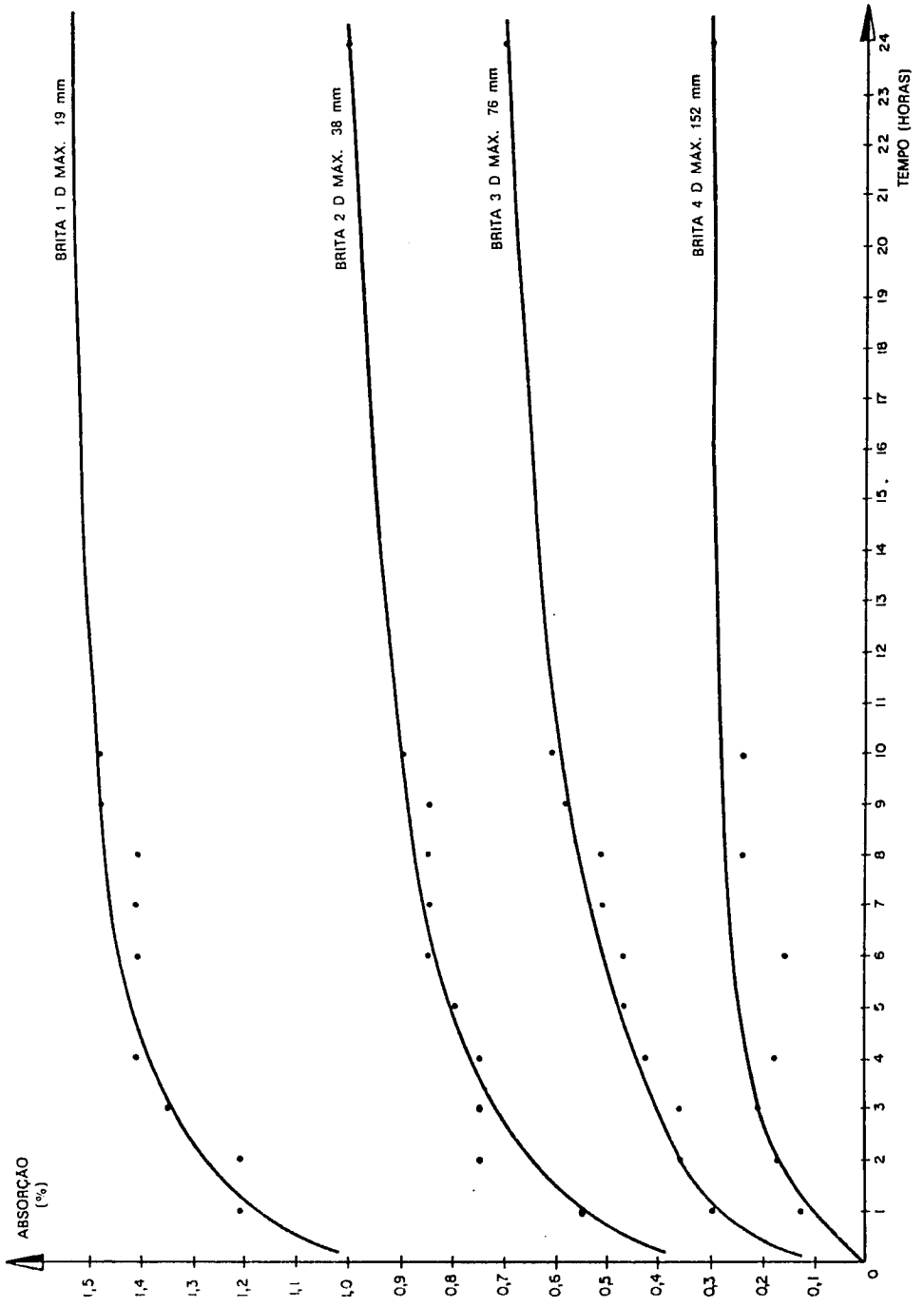


Figura 2.34 — Valores de ensaios de absorção sobre britas de basalto denso (Itaipu).

MATERIAL	REGIÃO	D MÁX. (mm)	CARACTERÍSTICAS		
			DENSIDADES (t/m³)		ABSORÇÃO (%)
			MASSA UNITÁRIA (kg/m³)	MASSA ESPECÍFICA (kg/m³)	
AREIA QUARTZOSA	PONTAL SUCURUI - JUPIÁ	4,8	1.660	2.660	0,40
CASCALHO (1)	PONTAL SUCURUI - JUPIÁ	19	1.640	2.630	0,40
CASCALHO (2)	PONTAL SUCURUI - JUPIÁ	38	1.600	2.620	0,36
CASCALHO (3)	PONTAL SUCURUI - JUPIÁ	76	1.580	2.590	0,38
AREIA QUARTZOSA	FOZ DO APORÉ	4,8	1.610	2.650	0,30
CASCALHO (1)	FOZ DO APORÉ	19	1.620	2.630	0,54
CASCALHO (2)	FOZ DO APORÉ	38	1.630	2.620	0,40
CASCALHO (3)	FÓZ DO APORÉ	76	1.580	2.590	0,37
BASALTO (1)	JUPIÁ	19	1.440	2.780	1,10
BASALTO (2)	JUPIÁ	38	1.430	2.840	0,84
BASALTO (3)	JUPIÁ	76	1.440	2.870	0,51
BASALTO (4)	JUPIÁ	152	1.450	2.900	0,43
BASALTO (1)	ILHA SOLTEIRA	19	1.430	2.930	1,10
BASALTO (2)	ILHA SOLTEIRA	38	1.490	2.950	0,82
BASALTO (3)	ILHA SOLTEIRA	76	1.580	2.970	0,50
BASALTO (4)	ILHA SOLTEIRA	152	1.620	2.980	0,40
BASALTO (1)	AGUÁ VERMELHA	19	1.440	2.870	1,70
BASALTO (2)	AGUÁ VERMELHA	38	1.500	2.900	0,86
BASALTO (3)	AGUÁ VERMELHA	76	1.520	2.910	0,51
BASALTO (4)	AGUÁ VERMELHA	152	1.560	2.930	0,36
AREIA QUARTZOSA	(ILHA ACARAY) FOZ IGUAÇU	0,6	1.500	2.630	0,20
AREIA DE BASALTO	ITAIPU	4,8	1.550	2.900	1,70
BASALTO (1)	ITAIPU	19	1.350	2.890	1,70
BASALTO (2)	ITAIPU	38	1.440	2.920	0,64
BASALTO (3)	ITAIPU	76	1.390	2.910	0,48
BASALTO (4)	ITAIPU	152	1.430	2.910	0,56
BASALTO	RANCHARIA-*SP*	25	1.380	2.870	2,00
BASALTO	P. FERREIRA-*SP*	19	1.460	2.930	1,40
GRANITO	SOROCABA-*SP*	25	1.600	2.630	0,44
GRANITO	S. SEBASTIÃO-*SP*	38	1.380	2.690	0,70
DOLOMITA	ITAPEVA-*SP*	38	1.450	2.840	0,28

Figura 2.35 — Valores de massas específicas e absorção de alguns tipos de agregados.

D_{max} (mm)	19	38	76	152
Porcentagem em peso de partículas não chatas e não alongadas	>80	>85	>90	>95

Os seixos rolados (cascalhos) apresentam valores porcentuais de partículas não lamelares e não alongadas superiores a 90%.

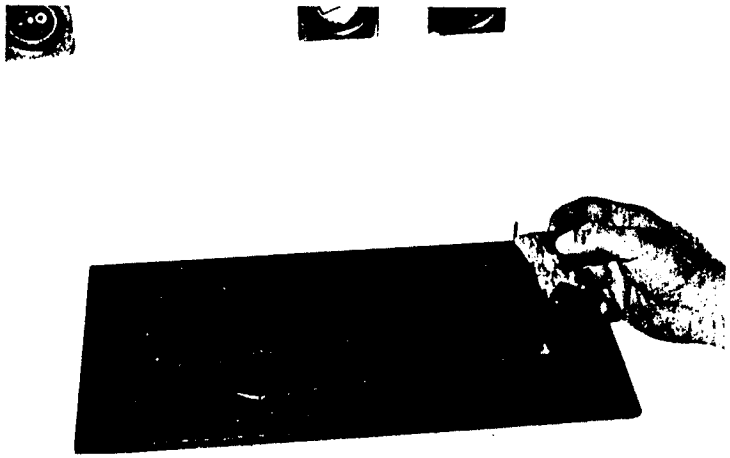


Figura 2.36 — Calibre para ensaio de forma.

2.3.5.4 Resistência à compressão

Certamente a resistência à compressão do concreto não ultrapassará a resistência da maior parte do agregado constituinte. Entretanto, a resistência à compressão do agregado não é uma propriedade tão importante quanto o módulo de deformação e as propriedades térmicas.

O agregado de basalto britado pode apresentar resistência à compressão variando aproximadamente de 80 MPa até 200 MPa. O quartzito (seixo rolado) pode apresentar de 120 MPa a 300 MPa.

2.3.5.5 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do agregado deverá ser conhecido tendo-se em vista a influência que o mesmo exerce nas propriedades elásticas do concreto. Em geral o módulo de deformação do concreto e coeficiente de Poisson são diretamente influenciados pelo módulo de deformação do agregado, o que acarreta uma automática influência nas características de fluência e de retração do concreto.

Na tabela abaixo alguns valores podem ilustrar bem a influência comentada acima.

Material	Região	Módulo (E) de Elasticidade (kgf/cm²) do Agregado	Concreto	
			Módulo de Deformação (GPa)	Coef. Poisson
Basalto	A. Vermelha	mínimo 300.000 máximo 1.000.000	27 39	0,25
Cascalhos	Foz Aporé	mínimo 1.000.000 máximo 1.300.000	39 45	0,18
Cascalhos	Sobradinho	mínimo 900.000 máximo 1.200.000	34,5 47	0,18

2.3.5.6 Sanidade

Sanidade é a propriedade que caracteriza a capacidade do agregado em resistir a excessivas alterações volumétricas causadas por agentes físicos e químicos.

Diz-se que o agregado não é são quando pode apresentar deterioração. Um agregado que não resista à ação do gelo-degelo não é são, pois poderá causar fraturamento do concreto. Os agregados possuindo minerais argilosos do grupo das montmorilonitas, e esnectitas ou potencialmente reativos com os álcalis do cimento causam preocupações sérias (ver item 2.2.5.8).

Agregados possuindo minerais argilosos-expansivos (grupo das montmorilonitas e esmectitas), poderão se desintegrar devido à grande expansão causada pela ação da molhagem e secagem. O comportamento desse tipo de agregado dentro de uma massa de concreto requer estudos cuidadosos. Por outro lado, um agregado desse tipo tem grande possibilidade de sofrer uma desintegração parcial, ou total, no estoque, dependendo do tempo de estocagem, e isso requer grandes cuidados no controle do concreto. A figura 2.37 mostra materiais deleteriamente expansivos.



Jazida



Laboratório
Figura 2.37 — Basalto (na jazida) contendo material deleteriamente expansivo. Expansão detectada (em laboratório) sob exposição ao etileno glicol.

Agregados possuindo elementos altamente silicosos reagem com os álcalis de cimentos, ricos em tais elementos, resultando em perda de resistência, expansão excessiva, trincas e desintegração. As trincas oriundas de tal reação desenvolvem-se irregularmente, podendo causar o fechamento de juntas, deslocamento relativo entre estruturas etc. No item 2.2.5.8 abordou-se o combate a esse tipo de reação.

2.3.5.7 Propriedades térmicas

As três propriedades térmicas dos agregados, que podem ter interferências significativas no desempenho do concreto, são: coeficiente linear de expansão térmica, calor específico e condutividade térmica. Tais propriedades são relevantes nos concretos tipo massa, e de menor importância nos concretos considerados estruturais.

O coeficiente linear de expansão térmica do agregado influencia diretamente o coeficiente de expansão térmica do concreto. Quanto mais elevado o coeficiente do agregado, mais elevado o do concreto. São comuns os valores de (α) coeficientes lineares de expansão térmica ao redor de

α (quartzo) = 7,8 x 10^{-6}/°C;
α (calcedônia) = 9,8 a 10,8 x 10^{-6}/°C (Jupiá-Ilha Solteira);
α (quartzito basalto) = 3 x 10^{-6} a 6 x 10^{-6}/°C.

Observa-se que o coeficiente linear de expansão térmica é expresso em termos de deformação específica por °C.

O calor específico (C) é a quantidade de calor necessária para elevar de uma unidade de temperatura uma massa unitária de material. É expresso normalmente em J/g x °C ou em cal/g x °C. O calor específico de agregados britados a partir do basalto normalmente está entre 0,75 e 0,84 J/g x °C (0,18 a 0,20 cal/g x °C), para seixos rolados, ao redor de 0,71 a 0,75 J/g x °C (0,17 a 0,18 cal/g x °C), faixa onde também se encontram os valores das areias quartzosas.

A condutividade térmica (K) é a razão na qual o calor passa por um material de dimensões unitárias quando há uma variação unitária da temperatura entre duas faces do material. No sistema métrico é expresso em J/cm.s.°C ou em kcal/cm x s x °C. Os agregados basálticos apresentam "K" ao redor de 0,0188 J/cm.s.°C (0,00450 cal/cm x s x °C) e os seixos rolados de calcedônia ao redor de 0,0305 a 0,046 J/cm.s.°C (0,00730 a 0,01100 cal/cm x s x °C). Observa-se que a condutividade térmica das calcedônias é fator preponderante no dimensionamento das instalações industriais para refrigeração do agregado ou do concreto.

Através dos valores de "C" e "K", da densidade do material, pode-se determinar a difusividade térmica (h^2), definida como sendo a facilidade que um material possui em trocar calor. É caracterizada pela expressão:

$$h^2 = \frac{K}{\varrho . c}$$ onde:

K = condutividade térmica;

ϱ = densidade;

c = calor específico.

Como citado anteriormente, sendo a condutividade térmica dos basaltos praticamente a metade da condutividade térmica das calcedônias nota-se que os agregados de calcedônia trocam calor mais facilmente. Isso é relevante no comportamento do concreto.

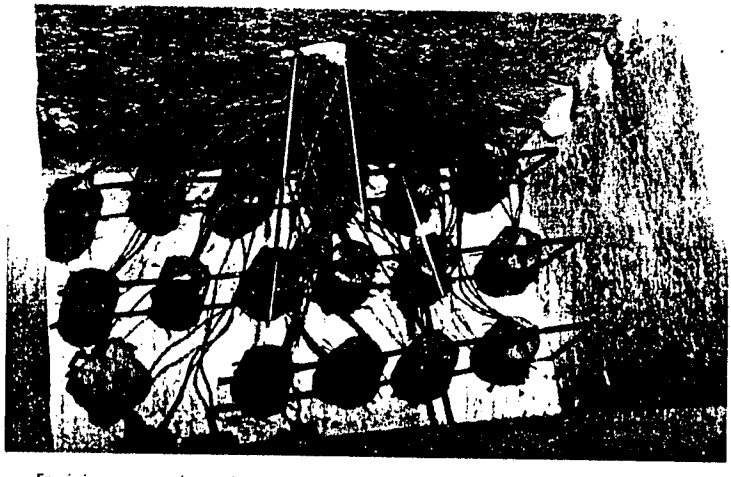


Figura 2.38 — Espécimes para determinação do coeficiente linear de expansão térmica de agregados.

2.3.5.8 Impurezas nos agregados

Os agregados poderão, de uma ou outra forma, possuir impurezas que podem prejudicar o processo de hidratação do cimento, alterar a aderência das partículas com a pasta ou argamassa, enfraquecer as propriedades do concreto, e até causar defeitos estéticos.

Dessa forma deve-se estar atento quanto à presença de materiais orgânicos, torrões de argila, carvão, materiais pulverulentos, materiais friáveis, materiais leves etc.

2.3.5.9 Granulometria

A análise granulométrica é o nome dado a uma operação simples de dividir a amostra do agregado em frações, cada uma constituída por partículas de mesma dimensão. Na prática cada fração contém partículas entre limites definidos que são as aberturas das peneiras padronizadas. Os resultados da análise granulométrica podem ser facilmente compreendidos através da representação gráfica. Nas curvas granulométricas (ver figura 2.39), comumente usadas, as ordenadas são as porcentagens retidas ou acumuladas e as abscissas são as aberturas das malhas. Como a abertura da série padrão de peneiras está na razão "2" (crescente ou 1/2 decrescente), a escala logarítmica é a mais adequada, representando as aberturas com espaçamentos constantes

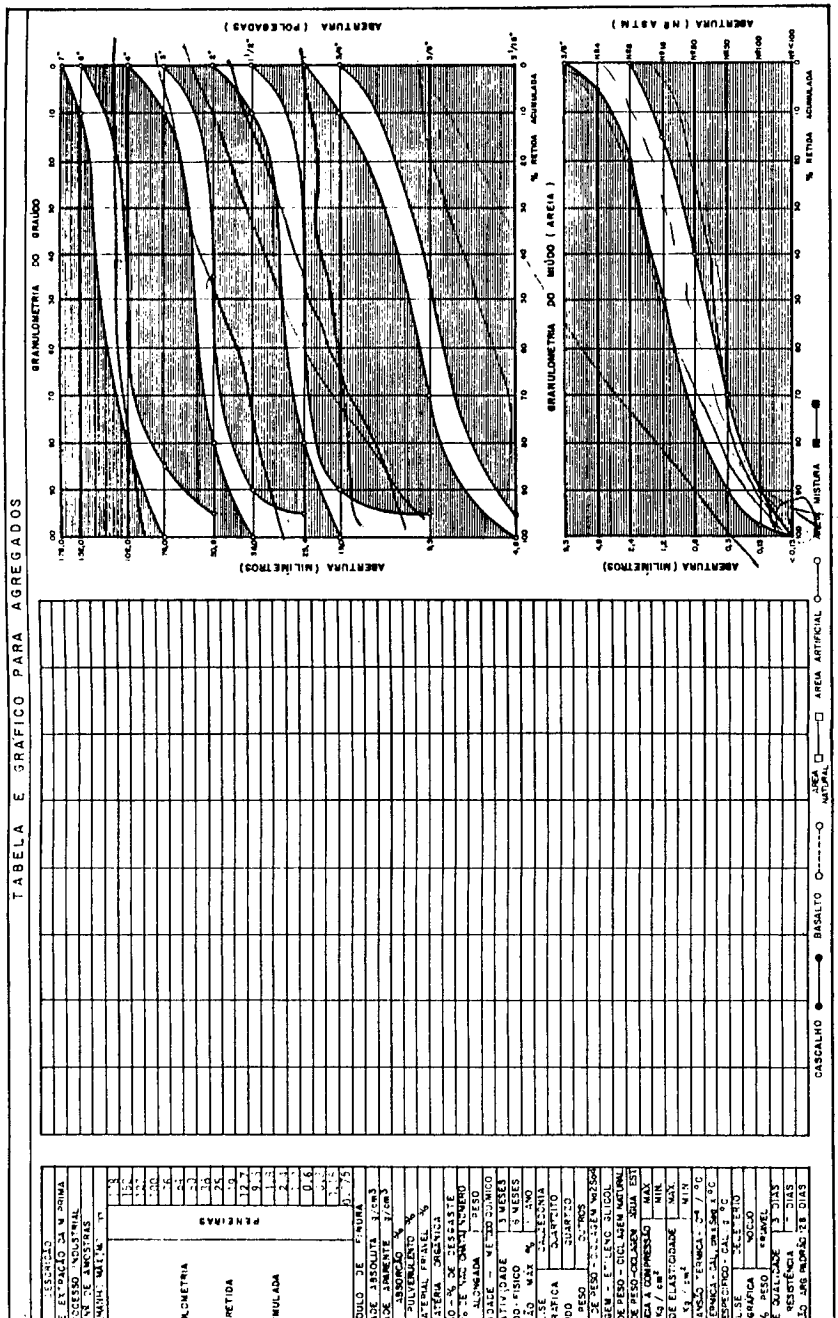


Figura 2.39 — Impresso para resumo e controle de agregados.

A análise granulométrica é uma confirmação de que uma certa quantidade de material de determinada dimensão está presente no produto resultante, de um beneficiamento, estocagem ou manuseio. A granulometria auxilia sobremaneira o controle do agregado para o concreto. O objetivo primordial da análise granulométrica é o de avaliar a constância das dimensões das partículas.

As granulometrias são normalmente comparadas com limitações especificadas, e que regem as subdivisões dos estoques em determinadas frações (ver figuras 2.23 e 2.24).

2.4 Água

A vital importância da quantidade de água de mistura na resistência do concreto e nas demais propriedades é repetidamente citada. Sem sombra de dúvidas também é importante a qualidade dessa água. Impurezas na água poderão alterar a pega do cimento, a resistência de concreto, causar defeitos arquitetônicos nas superfícies e causar corrosão na armadura. Por essas razões a água para mistura e cura do concreto deve ser controlada. Deve ser feita, entretanto, uma nítida distinção entre os efeitos da água de mistura e o ataque ao concreto endurecido, por meio de águas agressivas.

Uma maneira simples de verificar a adequabilidade de uma água é comparando-se o tempo de pega e a resistência de corpos de prova de argamassas, com a água em questão, e outras com a água considerada boa. Uma tolerância de aproximadamente 10% é normalmente permitida para variações.

Com relação à cura pode-se considerar que a água adequada para mistura também é adequada para a cura, entretanto, óxido de ferro ou materiais orgânicos poderão causar defeitos estéticos, ou causar sedimentações ou incrustações em juntas de concretagem podendo enfraquecê-las.

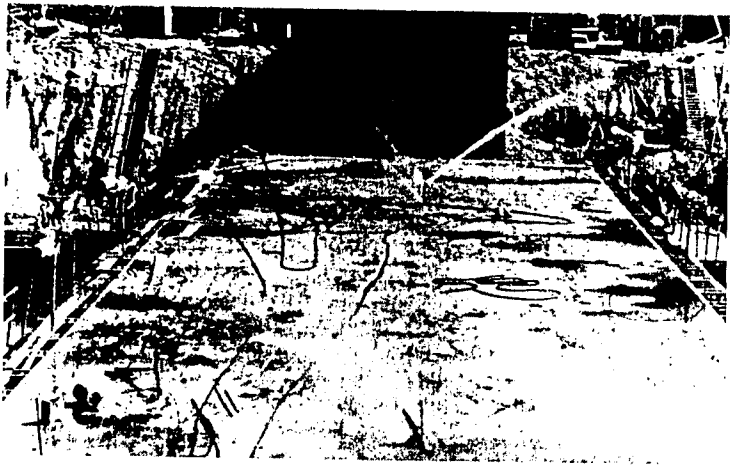


Figura 2.40 — Superfície de junta de construção curada com água contendo 12 mg/l de óxido de ferro, e 200 mg/l de sólidos totais considerados elevados, tendo em vista que os valores normais encontram-se ao redor de 2 mg/l e 80 mg/l respectivamente.

2.5 Aditivos

2.5.1 Generalidades

Aditivos são materiais, outros que não água, agregados ou cimento, usados como ingredientes do concreto. Os aditivos são usados para modificar as propriedades do concreto, tais como: melhorar a trabalhabilidade, aumentar a resistência, retardar ou

acelerar a pega, retardar ou acelerar a evolução da resistência, incorporar ar etc. Os aditivos poderão alterar substancialmente o custo do concreto dependendo do seu tipo e objetivo.

2.5.2 Tipos e propriedades

Para facilidade de explanação os aditivos foram agrupados em quatro tipos básicos:
— incorporadores de ar;
— aceleradores de pega;
— redutores de água (plastificantes) e retardadores de pega;
— outros.

2.5.2.1 Incorporadores de ar

O aditivo incorporador de ar pode ser definido como sendo um agente que faculta à pasta, argamassa ou concreto, a formação de bolhas de ar normalmente em pequena quantidade, permitindo o aumento da trabalhabilidade e durabilidade do concreto.

A plasticidade e trabalhabilidade são melhoradas permitindo a redução do consumo de água. Uniformidade no lançamento e no adensamento poderão ser obtidas mais facilmente, desta forma reduzindo a segregação. A água de exsudação (Bleeding) é minimizada. Além de aumentar a resistência do concreto endurecido quanto à ação do gelo-degelo, a incorporação de ar aumenta a resistência do concreto à ação dos sulfatos. A permeabilidade do concreto com ar incorporado é inferior à de um concreto semelhante, porém sem ar incorporado. Porém, enquanto que a incorporação de ar melhora certas propriedades, por outro lado pode diminuir a resistência à compressão e à tração do concreto, se usada inadvertidamente além dos limites estabelecidos.

Vários materiais são capazes de funcionar como aditivo incorporador de ar, tais como: sais de resinas de madeiras; alguns detergentes sintéticos; sais lignossulfonatados; sais ácidos e petróleo; sais de materiais protéicos; gorduras e ácidos resinosos, e seus ésteres, sais orgânicos.

Para se assegurar que um certo aditivo proporciona um sistema adequado de incorporação de ar, os aditivos devem ser periodicamente inspecionados e ensaiados. Normalmente o aditivo em questão é comparado, através de várias propriedades do concreto, com um aditivo padrão. A inspeção dos aditivos poderá também ser visual, pois os aditivos às vezes podem precipitar (normalmente os sólidos), e com isso acarretar desuniformidade durante a utilização.

Vários fatores podem influenciar na incorporação de ar no concreto. A quantidade de aditivo incorporador necessária para obter um certo teor de ar dependerá muito da forma e da graduação do agregado usado. Por exemplo, concreto com areia artificial poderá necessitar até de duas vezes a quantidade necessária para uma areia natural. À medida que aumenta o consumo de cimento, a potencialidade de incorporação de uma dada quantidade de aditivo tende a diminuir. Um aumento na finura do cimento também resulta no decréscimo da quantidade de ar incorporado. O tipo e a intensidade de adensamento usados no lançamento poderão reduzir o teor de ar.

2.5.2.2 Aceleradores de pega

Aditivo acelerador de pega é o material que adicionado ao cimento, proporciona a diminuição do tempo de pega e uma aceleração no processo inicial de evolução da resistência.

O aditivo acelerador mais conhecido é o cloreto de cálcio, no entanto outros materiais como carbonatos, silicatos, fluossilicatos e compostos orgânicos como o trietanolamina agem como aceleradores.

Para fins específicos, como as argamassas de pega rápida para tamponar vazamentos, há compostos que permitem a redução do tempo de pega a 15 segundos.

A dosagem da quantidade de aditivo acelerador deve ser bastante cuidadosa, tendo em vista a possibilidade que tal tipo de aditivo possui para alterar certas propriedades do concreto.

Os tempos de início e de fim de pega, são diminuídos. A redução varia com a quantidade de acelerador utilizada, a temperatura ambiente e do concreto.

O calor de hidratação é liberado mais rapidamente, porém a quantidade total é a mesma, quando se usa acelerador.

A resistência dos concretos com acelerador poderá aumentar às primeiras idades, porém a idades superiores a 15 dias poderá sofrer um decréscimo sensível.

Aceleradores à base de cloretos podem causar corrosão do aço e de outros metais.

2.5.2.3 Redutores de água (plastificantes) e retardadores de pega

Aditivos redutores de água e retardadores de pega são materiais orgânicos solúveis em água, ou com combinação de materiais orgânicos e inorgânicos, que reduzem a quantidade de água para uma dada consistência ou que modifiquem a velocidade do progresso de pega e/ou endurecimento do concreto.

Há várias classes de materiais usados como redutores de água e/ou retardadores de pega, tais como:

— sais de ácidos lignossulfônicos (lignossulfonatos);
— sais de ácidos hidrocarboxílicos;
— carboidratos, sais de zinco, boratos, fosfatos, alguns polissacarídeos, certos éteres celulósicos, alguns derivados de melamina, tipos de silicones etc.

Os aditivos redutores permitem a redução do consumo de aglomerante, para uma dada resistência. Permitem a redução do pico máximo de temperatura, nos concretos-massa, devido à redução do consumo de aglomerante. Melhoram a qualidade da mistura fresca, facilitando a trabalhabilidade, reduzindo o consumo d'água para uma dada plasticidade.

Os aditivos retardadores poderão compensar os efeitos da temperatura ambiente particularmente em dias quentes e ensolarados. Permite o controle das frentes de lançamento, permitindo evitar juntas frias (ver conceito mais adiante).

Ambos os aditivos poderão reduzir sensivelmente a resistência nas primeiras 24 horas, porém a idades maiores pode-se atingir um aumento, em relação a um concreto sem aditivo, da ordem de 10% a 15%.

Tais aditivos devem ser controlados periodicamente através da observação da natureza física, determinação dos sólidos, pH, densidade, análise dos ingredientes etc.

2.5.2.4 Outros

Entre os outros aditivos podem ser englobados os:

— agentes de cura;
— expansores;
— aditivos de injeção;
— aditivos corantes etc.

Tais aditivos são bastante diversificados, e têm usos específicos. Para a aplicação de algum desses aditivos é prudente que sejam feitos estudos específicos procurando caracterizar o comportamento do mesmo, bem como a alteração nas propriedades dos concretos.

Os materiais pozolânicos podem ser considerados como aditivos, mas neste trabalho foram abordados separadamente, devido a sua importância.

2.6 Aços e emendas

2.6.1 Generalidades

É sobejamente conhecido que o concreto é capaz de suportar razoavelmente os esforços de compressão. Por outro lado, sua habilidade em suportar os esforços de tração é relativamente pequena. Para suportar os esforços de tração são usadas armaduras convenientemente dispostas. Passa-se então a ter o concreto armado e/ou protendido.

Uma das vantagens do concreto armado e/ou protendido é a possibilidade de escolha variada na forma da estrutura.

Neste item é feita uma divisão entre aços e emendas, embora possam ser consideradas juntamente, sob um único título que seria armadura. A divisão pretende uma melhor explanação e apresentação.

2.6.2 Aços

Os aços utilizados para concreto podem ser fornecidos sob várias formas, categorias e dimensões. Podem ser barras laminadas, lisas ou com rugosidades (mossas ou saliências), fios, cordoalhas, malhas soldadas.

As barras laminadas normalmente são fornecidas com comprimento ao redor de 11 m. Podem ser lisas quando a seção transversal é um círculo razoavelmente definido. Podem possuir rugosidades com intuito de melhorar a aderência concreto-aço.

Os fios podem ser fornecidos em feixes ou em rolos, podendo também ter perfil liso ou com rugosidades. Outra diferenciação pode ser feita e se prende às características mecânicas do aço, pois pode-se ter os fios destinados à armadura de concreto armado e aqueles destinados à armadura de concreto protendido. Neste último caso, geralmente, os fios possuem perfil liso.

As cordoalhas geralmente são fornecidas em rolos e comumente são empregadas em protensão.

As malhas poderão ser fornecidas em rolos ou tabletes. São normalmente utilizadas nas armaduras de lajes, coberturas, em pré-moldados diversos e concreto projetado.

As características e propriedades de cada um desses materiais estão intimamente ligadas às especificações adotadas nos diversos países. A título de um contato numérico com as principais características, são citados alguns valores obtidos com materiais segundo as normalizações da ABNT.

2.6.2.1 Observação visual

Deve-se verificar os padrões da geometria, o perfil, a presença ou não de bolhas, fissuras, esfoliações, corrosão, chumbo nos aços. São observações visuais que podem auxiliar no controle do material, acusando irregularidades, não detectáveis através dos ensaios. Como se observa pelas figuras 2.41 e 2.42 a identificação da categoria e bitola deve ser clara. Além dos caracteres impressos nas barras são também empregadas cores para diferenciar as diversas categorias dos aços.

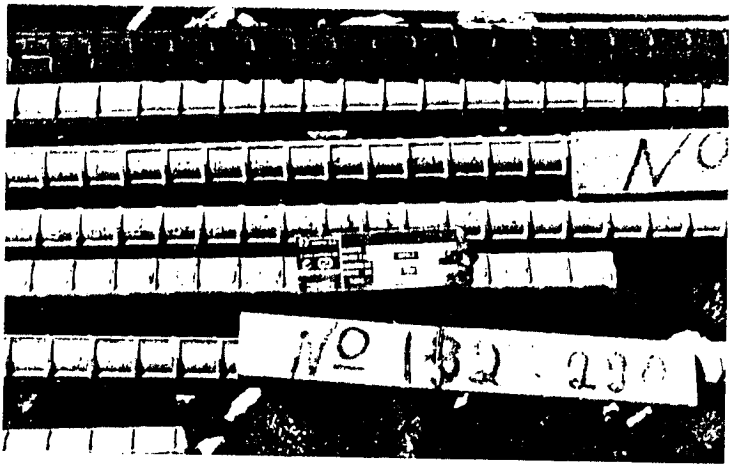


Figura 2.41 — Identificação de barras de aço, observando-se: estampado na barra a siderúrgica e a categoria (CA-50A); etiqueta metálica citando o cliente, categoria, bitola, corrida, número do feixe, peso e data; plaqueta de madeira identificando o número da amostra (n.º 132).



Figura 2.42 — Identificação através da pintura (ABNT — cor branca — CA-50A) na extremidade da barra.

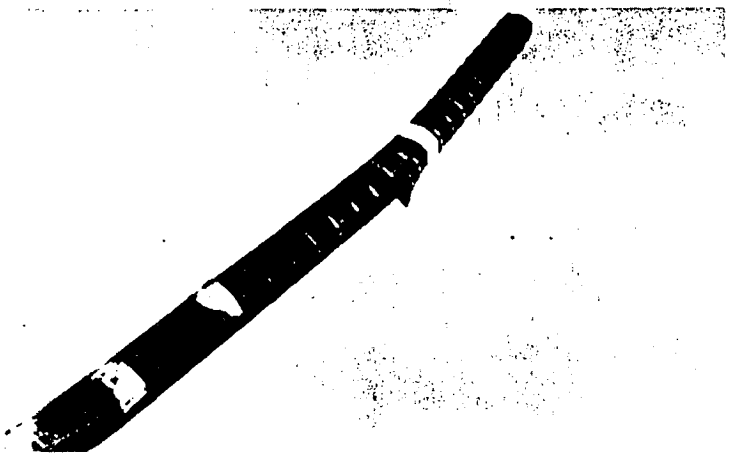


Figura 2.43 — Barra de aço apresentando esfoliação.

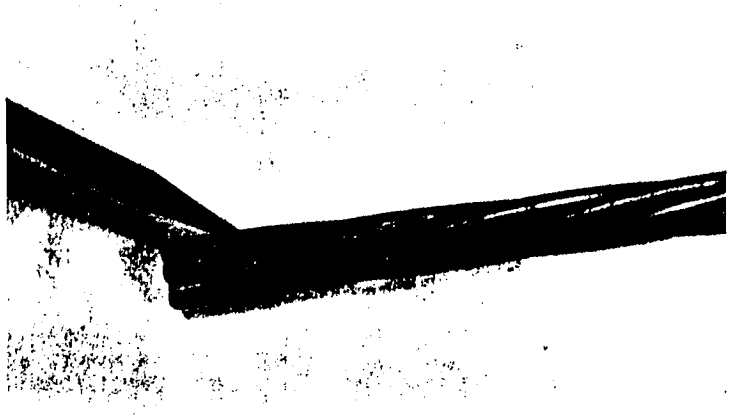


Figura 2.44 — Cordoalha de protensão apresentando excesso de chumbo (empregado no processo de fabricação para efetuar o alivio térmico de tensões) que pode causar deslizamentos entre os fios.

2.6.2.2 Massa por metro linear

As barras e fios que possuem a seção transversal circular poderão ter a mesma controlada através da medida direta do diâmetro; porém, barras, fios e cordoalhas que não possuam seção transversal circular, devem ter a seção controlada, através da determinação da massa de um segmento unitário, e do relacionamento com a massa específica.

A conveniência da verificação da seção da barra prende-se ao fato de que geralmente o material é comprado em peso e nas obras o material é aplicado em medidas de comprimento. É prudente fazer-se a verificação para controle da seção resistente do material e de balanço de contra-aplicação.

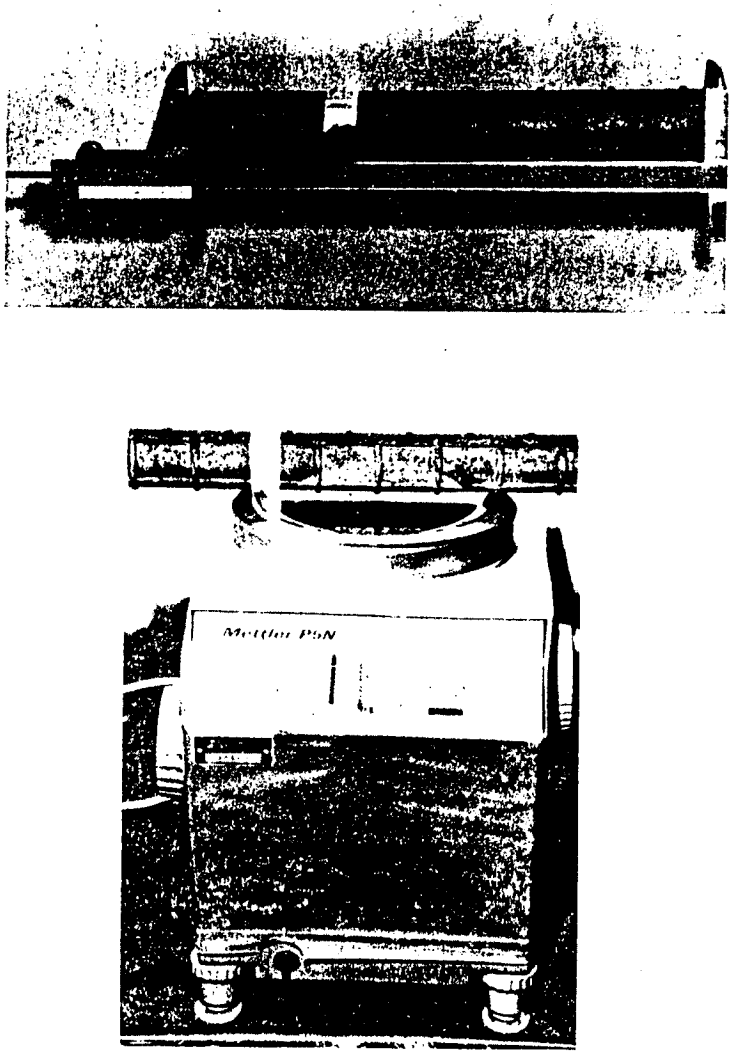


Figura 2.45 — Pesagem e medida do comprimento de corpo de prova para determinação da relação peso/metro linear.

2.6.2.3 Ductilidade

A ductilidade dos aços é, rotineiramente, verificada através do dobramento. Cuidados e atenções maiores são tomados quando se utilizam aços de alta resistência (CA-50, CA-60 para concreto armado), pois esse tipo de material é mais duro sendo suscetível à quebra. Durante o dobramento pode haver quebra do corpo de prova, como ilustra a figura 2.46, ou poderá haver fissuramento, semelhante ao mostrado na figura 2.47.

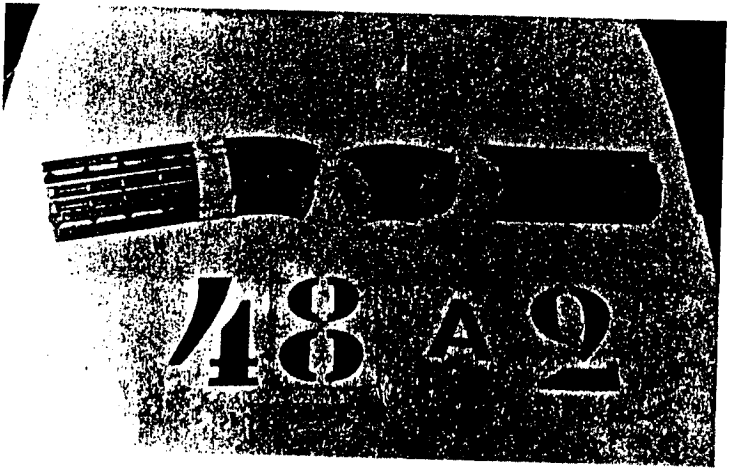


Figura 2.46 — Corpo de prova quebrado durante o ensaio de dobramento.

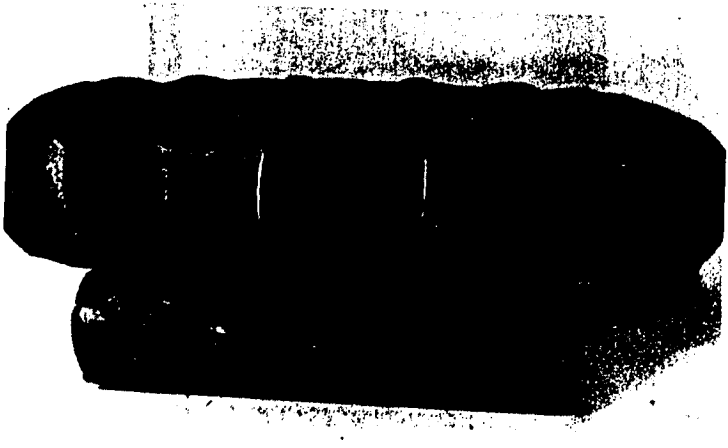


Figura 2.47 — Fissuras em corpo de prova submetido ao dobramento.

2.6.2.4 Características de tração

Os característicos de tração podem ser considerados como: resistência de escoamento, resistência de ruptura, alongamento de ruptura e módulo de elasticidade.

Resistência de escoamento é a tensão (quociente da força aplicada pela área inicial de seção transversal do corpo de prova) que corresponde ao início do período de escoamento. O período de escoamento é um fenômeno característico de certos materiais metálicos, em particular dos aços doces, em que o início das grandes deformações permanentes é indicado no ensaio por um acréscimo apreciável na velocidade de deformações enquanto a carga estaciona. Resumidamente é o início da estricção que pode ser nitidamente observado na figura 2.48.

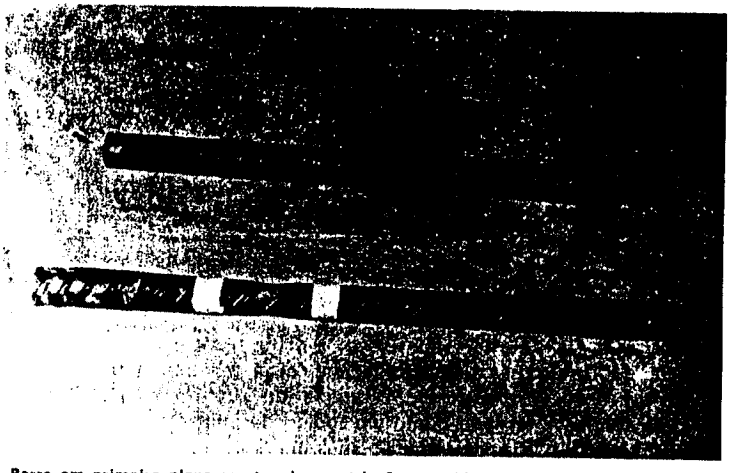


Figura 2.48 — Barra em primeiro plano mostrando a estricção ocorrida em um corpo de prova (de comprimento original igual à barra do segundo plano) durante o ensaio de tração.

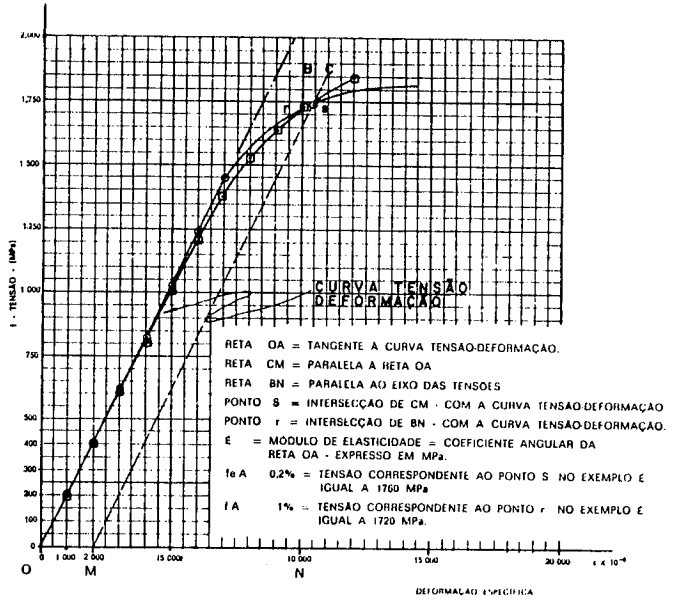


Figura 2.49 — Curva tensão-deformação típica para cordoalha de aço para protensão.

Determinados aços do tipo de encruados a frio (CA-60-B, ABNT) trefilados, e fios e cordoalhas que não possuam nítido patamar de escoamento, a resistência de escoamento é a que corresponde a uma deformação residual, normalmente a 0,2%, e que corresponde a um alongamento de 1% como mostra a figura 2.49 obtida a partir de ensaio semelhante ao da figura 2.50.

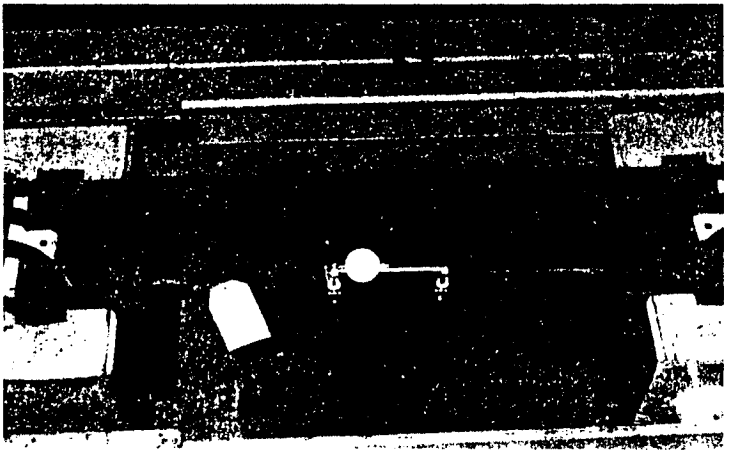


Figura 2.50 — Ensaio de tração em cordoalha de protensão, com tomada de medidas de alongamento (através de aparelho com relógio comparador) para a determinação da curva tensão-deformação (ver figura 2.49).

A resistência de ruptura é o quociente de carga máxima suportada pelo material, pela área inicial da seção transversal. A tensão de ruptura é um valor pouco usado tecnicamente, tem apenas interesse como um índice de controle.

Alongamento a ruptura é a deformação máxima atingida na ruptura, medida através de um comprimento inicial definido, e normalmente expresso em porcentagem. É também um índice que mostra a ductilidade do material, sendo que, aços mais moles (baixas resistências de escoamento e ruptura) possuem alongamentos a ruptura superiores aos dos aços duros.

Módulo de elasticidade é o característico definido como na figura 2.49. É um valor utilizado em concreto protendido, para o controle das operações de protensão.

Através da relação tensão de ruptura/tensão de escoamento obtém-se também um índice de ductilidade do material.

2.6.2.5 Aderência concreto-aço

A aderência concreto-aço é uma das características do aço profundamente influenciada pela conformação geométrica dos perfis. Não resta dúvida que outras condições podem governar a aderência entre concreto e o aço, como por exemplo a qualidade do concreto, o diâmetro das barras e isto merece uma explicação à parte ou seja:

— É comum ouvir-se dizer que "as barras de bitolas (diâmetro) mais finas têm maior aderência", sendo que na realidade observa-se:

Havendo um esforço que implique a utilização de (1) uma barra de ∅ 40 mm (seção = 12,6 cm²) tem-se área superficial por metro de barra igual a 12,6 x 100 cm²; porém, se for tomada a mesma seção transversal = 12,6 cm² e em lugar de uma barra de ∅ 40 mm se adotar quatro barras de ∅ 20 mm (seção individual = 3,15 cm²) tem-se uma área superficial (por metro de barra) igual a 4 x 6,3 x 100 cm² = 25,2 x 100 que é o dobro de 12,6 x 100. Observa-se que desta maneira ao se usar barras mais finas para uma mesma seção transversal tem-se maior área a ficar em contato com o concreto, e as solicitações, no caso de aderência, estarão distribuídas em uma área maior.

Outra situação que requer um comentário complementar é sobre a tensão de aderência obtida e definida pelos ensaios de fissuração em tirantes (ver figuras 2.51 a 2.55) e a tensão de aderência dos ensaios de arrancamento.

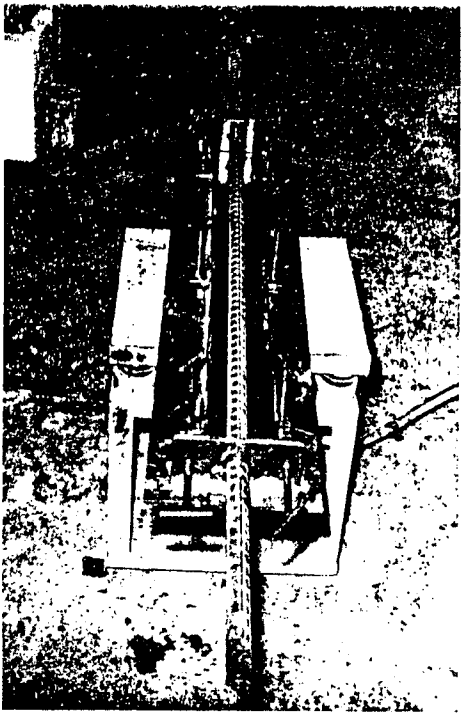


Figura 2.51 — Preparo de barra no molde para tirante de ensaio de fissuração.



Figura 2.52 — Moldagem do tirante sobre mesa vibratoria (para adensamento).



Figura 2.53 — Preparo do tirante para ensaio. Pintura para facilitar a visualização de fissuras

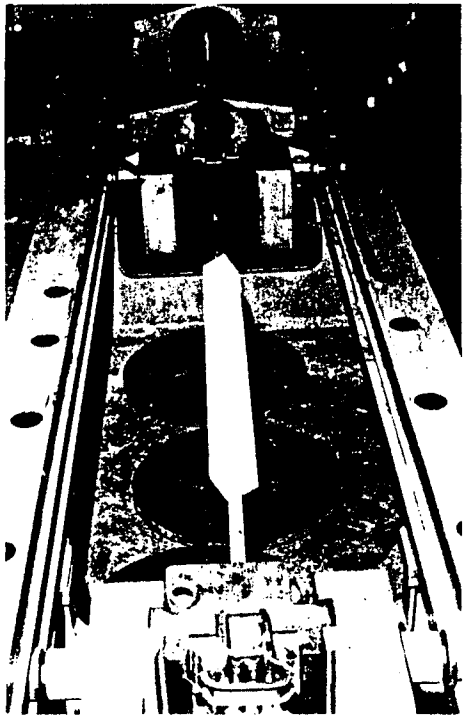


Figura 2.54 — Fase do ensaio de fissuração em tirantes.

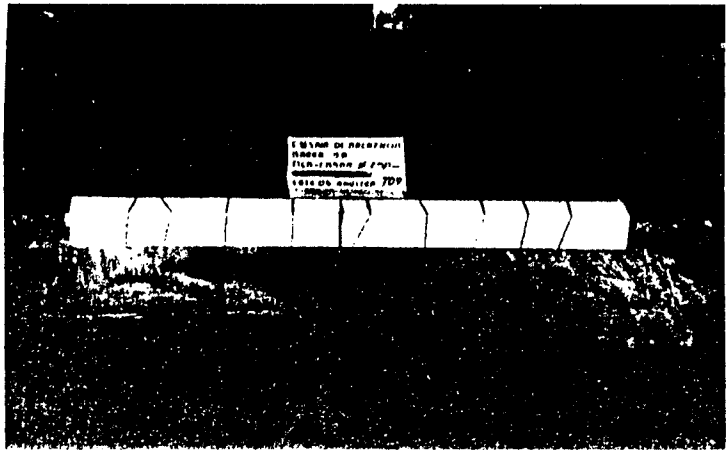


Figura 2.55 — Tirante após ensaio mostrando as fissuras regularmente distribuídas ao longo da peça.

— Chamando-se de τ_a o valor médio da tensão de aderência e admitindo que as tensões de tração no concreto sejam uniformemente distribuídas e iguais a σ_t, tem-se na seção situada a distância "X" da primeira fissura:

$$\tau_a = \frac{S_c \times \sigma_t}{P_f \times X}$$

S_c = Seção da peça de concreto

P_f = Perímetro da barra.

Considerando-se valores crescentes de "X" a tensão σ_t atingirá a resistência à tração simples do concreto fT, que implica o aparecimento de uma segunda fissura, distanciada de Δl:

$$\tau_a = \frac{S_c \times fT}{P_f \times \Delta l} \quad \text{(Nota 5)}$$

Por outro lado tem-se que:

τ_p a tensão de aderência obtida pela ruptura da aderência entre o concreto e o aço quando do arrancamento de uma barra imersa em um bloco de concreto igual a

$$\tau_p = 0{,}0637 \times \frac{P}{d^2} \times \frac{30{,}0}{\sigma'bm} \left(\text{referência [2]}\right) \text{onde:}$$

P = carga de ruptura da aderência

$$\frac{0{,}0637}{d^2} = \frac{1}{S} = \frac{1}{5\pi d^2}$$ área de aderência

30,0 = 30,0 MPa — tensão padrão de ruptura do concreto.

$\sigma'bm$ = tensão de ruptura obtida para o concreto do corpo de prova.



Figura 2.56 — Corpos de prova de ensaio de arrancamento, com base no método do documento Rilem 7 — 11.128. (referência [2])

Nota 5: Teoria de fissuração das peças de concreto armado — Fernando Luiz Lobo Carneiro — Revista Estrutura n.º 26.

Assim sendo, em ensaios efetuados em Ilha Solteira [3], enquanto que se obteve para barras de perfil liso um valor τ_p = 3,09 MPa com coeficiente de variação de 39,3%, encontrou-se também para as mesmas barras, de perfil liso, um valor de τ_t = 1,04 MPa com coeficiente de variação de 50% e ainda, para aços considerados de alta aderência, enquanto que τ_p quadruplica, τ_t chega apenas ao dobro. Há, então, uma diferença entre os valores das tensões de aderência determinadas por processos distintos. Desta forma, é prudente que sejam tomados cuidados na análise e utilização desses parâmetros.

2.6.2.6 Relaxação isotérmica

Uma característica dos aços, como de outros materiais, é a sua tendência de se deformar sob tensões. A continuidade das deformações, sob uma tensão constante, ao longo do tempo é conhecida como fluência. No caso do concreto protendido e em particular dos aços para protensão, estando o material sob tensão e as dimensões da peça sem alterações, ocorre então uma redução da tensão, fenômeno este denominado de relaxação. Estando a peça em ambiente com uma mesma temperatura, ocorre então a relaxação isotérmica.

Essa característica deve também ser avaliada através de ensaios semelhantes ao mostrado na figura 2.57.

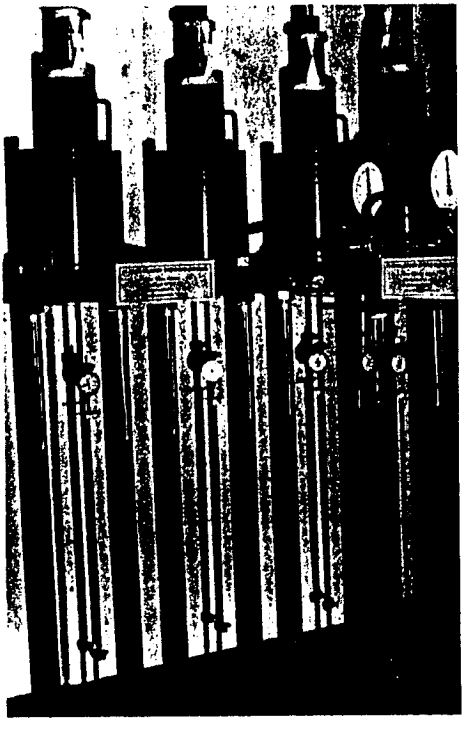


Figura 2.57 — Ensaio de relaxação isotérmica em cordoalhas de aço para protensão. Nesse ensaio as deformações são mantidas constantes após um carregamento adequado, e as cargas são medidas ao longo de um determinado período de observação.

2.6.2.7 Acompanhamento do beneficiamento

Em obras de grande porte, principalmente onde são beneficiadas grandes quantidades de aço, e às vezes de vários tipos e categorias é prudente e aconselhável que se verifique o beneficiamento do aço. É interessante que sejam observadas as operações de corte, dobramento e marcação dos feixes para posições nas armaduras. É aconselhável que as extremidades das barras beneficiadas para dadas posições sejam pintadas a fim de diferenciar as categorias dos aços, o que facilita sobremaneira a colocação da armadura.

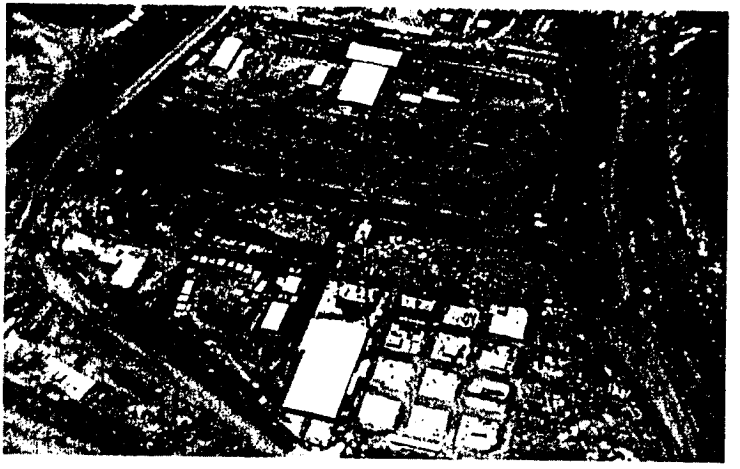


Figura 2 58 — Pátio de beneficiamento de aços (obra de Itaipu).

O acompanhamento do beneficiamento auxilia em muito o controle de qualidade dos materiais através de dados e observações que às vezes fogem do campo dos ensaios.

O aquecimento das barras para facilitar a sua curvatura ou o desempenho não é prejudicial para os aços com nítido patamar de escoamento — tipo "A" — contanto que a temperatura não ultrapasse uma coloração vermelho alaranjado. Esse procedimento não é adequado para materiais sem patamar de escoamento. O resfriamento, deverá ser lento e cuidadoso. Em épocas de clima frio, o procedimento de dobramento a quente deverá ser evitado.

2.6.3 Emendas

Como citado anteriormente, as barras laminadas normalmente são fornecidas em comprimentos ao redor de 11 m. Um comprimento maior das barras, estaria condicionado a um sistema de transporte para a obra, e dentro da obra, mais especializado, e indubitavelmente mais caro. Não se deixando também de ressaltar a alteração do esquema de laminação do fornecedor (principalmente para bitolas grandes).

Observa-se que a utilização das emendas permite manter os esquemas normais de laminação e transporte e também possibilita o aproveitamento de pontas, reduzindo as perdas. O aproveitamento das pontas possibilita a união de pequenos seguimentos, sendo aproveitados para escoramentos de fôrmas, suportes de armadura de menor importância. Pontas em comprimento adequado podem ser usadas, após emendadas e dentro das limitações adotadas, como armadura comum.

As emendas têm por finalidade dar continuidade na transmissão dos esforços nas armaduras, dando-se, desta forma, condições de considerar a estrutura como monolítica.

Há vários processos para emendas de barras de aço para concreto armado, e que estão a seguir.

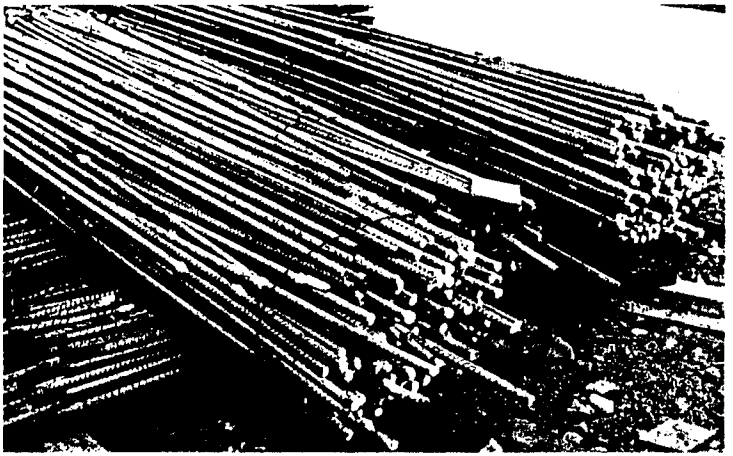


Figura 2.59 — Aproveitamento de pontas em barras emendadas, fornecendo segmentos para escoramento de fôrmas.

2.6.3.1 Emendas por traspasse (justaposição)

Com esse tipo de emenda os esforços nas barras são transmitidos pela aderência concreto-aço. Prevê-se, então, um determinado comprimento da barra de modo que a mesma fique ancorada no concreto. A figura 2.60 ilustra uma emenda por justaposição mostrando, também, uma situação que deve ser evitada, pois, uma distância muito grande entre as barras pode ocasionar uma fissura na peça. Esse afastamento pode ocorrer durante a concretagem. Um procedimento que diminui esse risco é a fixação das barras através de arame, como mostrado.

Esse tipo de emenda tem uso restrito a determinadas bitolas e deve ser dimensionado em função da aderência concreto-aço.

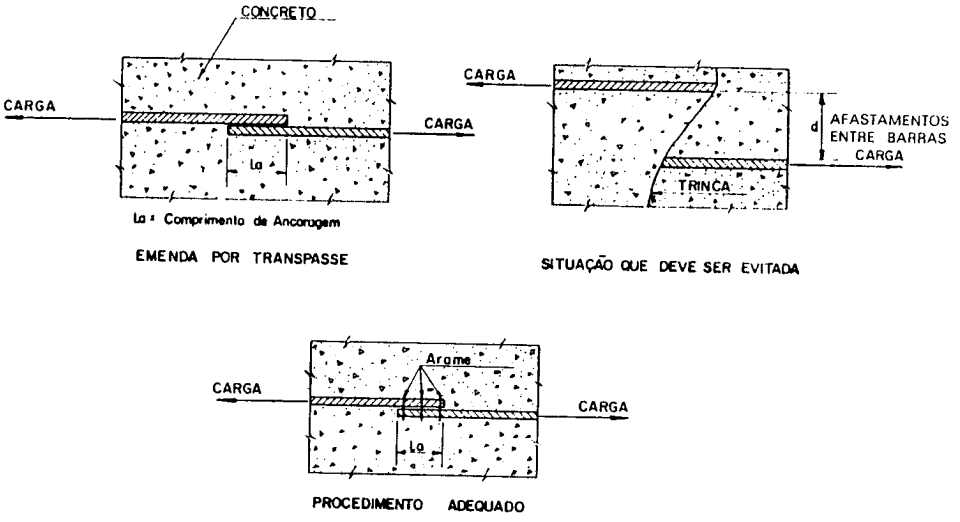


Figura 2.60 — Situações de emendas por traspasse.

Tendo em vista que o comprimento de ancoragem é uma parte a mais da barra a ser considerada na listagem de material deve-se ponderar quanto à utilização de tal tipo de emenda.

Outro fato que limita a utilização dessa emenda é a diminuição do espaçamento entre barras, nas peças onde se utilize uma alta taxa de armadura dificultando, então, o lançamento e a vibração do concreto.

A verificação da qualidade desse tipo de emenda pode ser feita através de ensaios de aderência.

2.6.3.2 Emendas por sobreposição, com deposição de eletrodos

Essa emenda é um dos vários tipos utilizados através da soldagem, depositando-se material de eletrodos.

Essa emenda é semelhante àquela feita por traspasse sendo somente que a transmissão dos esforços é feita pelo material depositado na soldagem, e não por aderência concreto-aço.

Dentre as emendas soldadas, essa é a menos indicada, pois quando a emenda é solicitada a excentricidade das barras pode causar um encurvamento, como se mostra na figura 2.61. Sendo o comprimento de solda (Nota 6) razoavelmente pequeno, a distorção tende a cisalhar o concreto. Esse tipo de emenda torna-se ainda mais inadequado quando se utilizam barras de grandes bitolas. No caso em que tais emendas são necessárias, para barras de grandes diâmetros, é conveniente colocar armadura transversal à barra, a fim de minimizar a possibilidade do cisalhamento.

Nota 6: O comprimento de solda pode ser determinado através de ensaios.

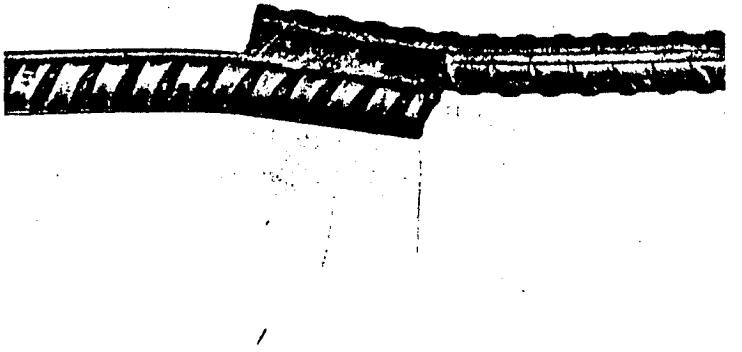


Figura 2.61 — Emenda por sobreposição com deposição de eletrodos, após solicitação, notando-se o desalinhamento, que pode acarretar cisalhamento do concreto envolvente.

A fim de minimizar a possibilidade de desalinhamento, esse tipo de emenda pode ser feita com a separação do cordão de solda como ilustra a figura 2.62.

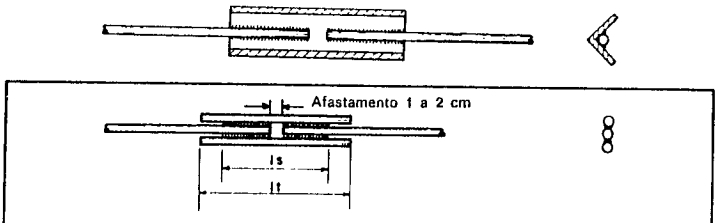


Figura 2.62 — Alternativa da emenda por sobreposição com solda de deposição de eletrodos, mostrando dois cordões de solda afastados.

2.6.3.3. Emendas por dupla sobreposição ou cobrejunta

Esse tipo de emenda também é feito por deposição de eletrodos. A figura 2.63 mostra a emenda por dupla sobreposição, básica, e uma variação utilizando-se um perfilado.

Dentre as duas opções apresentadas na figura 2.63 a mais prática e mais econômica é a que utiliza tarugos de barras. Isto pois pode-se aproveitar as pontas de barras, que seriam perdas, não havendo necessidade da introdução de um outro material, como o perfilado.



CATEGORIA	Ø (mm)	Ø TARUGO (mm)	lt (cm)	ls (cm)	Nº APROXIMADO DE ELETRODO DE Ø = 5mm
24	20	16	10	5	1
50	20	16	15	10	2
24	25	20	15	10	2
50	25	20	20	15	4
24	32	25	20	15	4
50	32	25	25	20	6
24	40	32	20	15	6

Figura 2.63 — Opções para execução de emenda tipo cobrejunta.

As figuras 2.64 e 2.65 ilustram dois procedimentos de emenda com cobrejunta, sendo que o tipo da figura 2.64 deve ser evitado, por analogia, ao mostrado pela figura 2.61.

A eficiência desse tipo de emenda deve ser comprovada através de ensaios para cada bitola de barra e categoria.

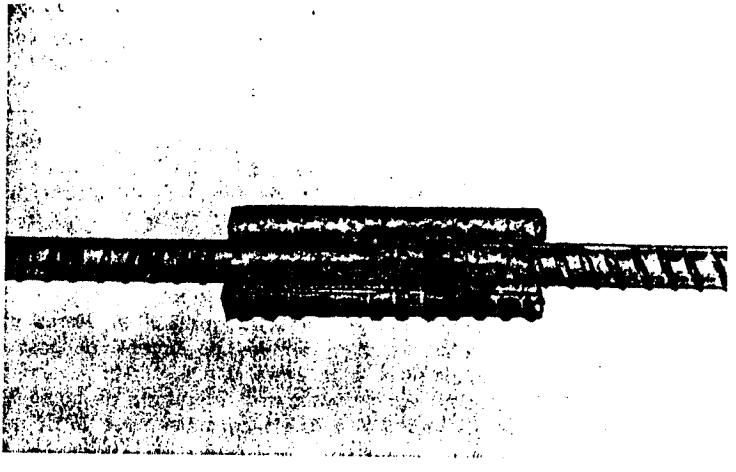


Figura 2.64 — Dupla sobreposição a ser evitada, para não acarretar deformações prejudiciais ao concreto.

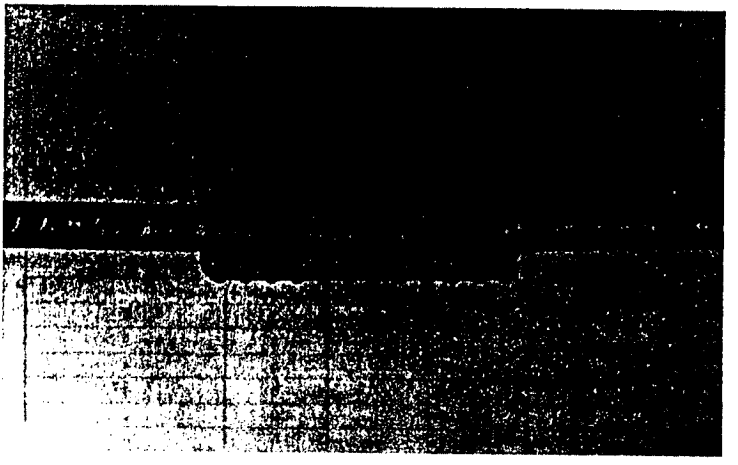


Figura 2.65 — Emenda com dupla sobreposição (cobrejunta) utilizando tarugos de barras.

Através de ensaios onde (figura 2.66) se determinou o comprimento mínimo da costura de solda que resultava na ruptura da emenda por tração, e usando-se durante a aplicação, na obra, um comprimento 1,5 a 2 vezes a fim de cobrir quaisquer variações, pode-se utilizar dos valores apresentados orientativamente na figura 2.63.

É prudente que sejam tomados cuidados especiais não só quando da emenda de barras encruadas mas também quando o aço é de categoria que possua teores mais elevados de carbono e manganês, como os da categoria CA-50-A, por exemplo.

Para tanto, poderão ser adotados os procedimentos recomendados pela AWS (Nota 7) através das "Recommended Practices for Welding Reinforcing Steel" [4] citadas abaixo:

— A fim de usar as recomendações citadas é necessário que se possuam dados quanto à composição química das barras a serem soldadas. Essa análise química servirá de orientação quanto aos teores de carbono e manganês. As propriedades mecânicas deverão ser comparadas com as especificadas.

— Barras que possuam teor de carbono menor que 0,30% e manganês menor que 0,60%, poderão ser soldadas com qualquer tipo de eletrodo. O pré-aquecimento não é necessário, exceto quando a temperatura ambiente for menor que — 12°C. Nesse caso o ponto da emenda deverá ser aquecido à temperatura superior a 37°C. Antes da emenda esse mínimo de temperatura deverá ser mantido, através de sucessivos passes.

— Barras, nas quais o teor de carbono está entre 0,31% e 0,35%, inclusive, e o manganês não mais que 0,90%, deverão ser soldadas com eletrodos de baixo hidrogênio. Qualquer outro eletrodo pode ser usado através do aquecimento a 37°C.

Nota 7: American Welding Society.

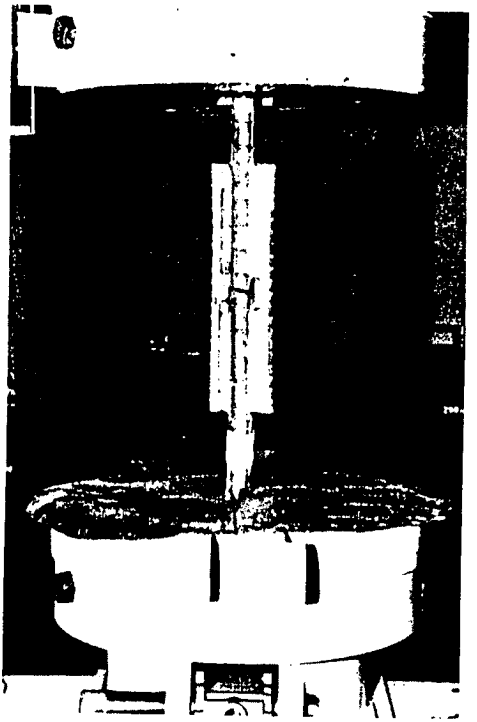


Figura 2.66 — Ensaio de tração em emenda com cobrejunta.

. — Barras, nas quais o teor de carbono está entre 0,36% e 0,40% inclusive, e o manganês não mais que 1,30%, deverão ser soldadas com eletrodos de baixo hidrogênio, com pré-aquecimento não inferior a 90°C.

— Barras que possuam teor de carbono entre 0,41% e 0,50% inclusive, e o manganês não mais que 1,30%, deverão ser soldadas com eletrodos de baixo hidrogênio, com pré-aquecimento não inferior a 200°C.

— Barras que possuam carbono entre 0,51% e 0,80% inclusive e o manganês abaixo de 1,30% poderão ser emendadas por outro processo, desde que seja qualificado.

Quando necessário, o pré-aquecimento deve ser feito de tal modo a assegurar que a superfície, na qual será depositado o metal, esteja na temperatura especificada.

O pré-aquecimento pode ser feito com auxílio de maçarico chuveiro, e o controle da temperatura poderá ser através de lápis de temperatura (Tempilstik).

Um outro procedimento que melhora a qualidade da solda assim efetuada é o alívio de tensões para evitar os repuxos da solda. Esse alívio é feito por um aquecimento, da região da solda, ao redor de 650°C, evitando-se o resfriamento brusco.

Outro detalhe que auxilia na soldagem, principalmente das barras com altos teores de carbono, é o selecionamento do soldador. Deixando-se operar somente aqueles que forem aprovados por soldas-seleção.

Quando tais aços não são soldados com os procedimentos acima descritos, normalmente a ruptura por tração se localiza na região da transição da solda e cobrejunta, para a barra principal. A fotografia da figura 2.67 mostra esse detalhe.

Quando essas barras são soldadas sem aqueles cuidados obtêm-se valores de tensão de ruptura muito baixos e dispersos.

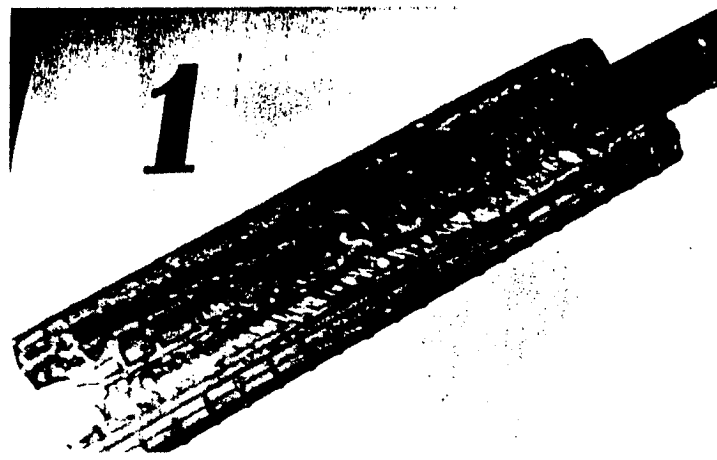


Figura 2.67 — Ruptura na transição entre a barra (CA-50-A) principal e as cobrejuntas.

2.6.3.4 Emendas por soldagem de pontos

É a conexão de barras sobrepostas, através de pequenos arcos de solda, chamados pontos de solda. Embora sejam feitas com os procedimentos normalmente recomendados, são muito empregadas na produção de malhas soldadas.

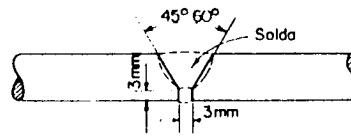
2.6.3.5 Emenda topo a topo através de deposição de metal de eletrodos

É a conexão de barras topo a topo, por meio da deposição de metal de solda.

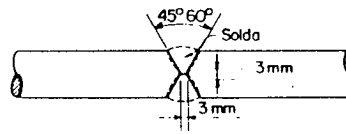
Com esse tipo de emenda os esforços são transferidos direta e concentricamente através da solda, constituindo uma emenda que é compacta e eficiente.

O detalhamento dos chanfros a serem empregados depende, principalmente, do diâmetro da barra. Para barras com diâmetro menor que 25 mm pode-se utilizar de bisel simples como o mostrado na figura 2.68. Para barras com bitola maior que 25 mm utiliza-se o duplo bisel.

EMENDA DE TOPO COM ELETRODO



ESQUEMA 1 - EM "V" PARA $\varnothing \leqslant 25$ mm



ESQUEMA 2 - EM "X" PARA $\varnothing > 25$ mm

Figura 2.68 — Procedimentos para solda topo a topo.

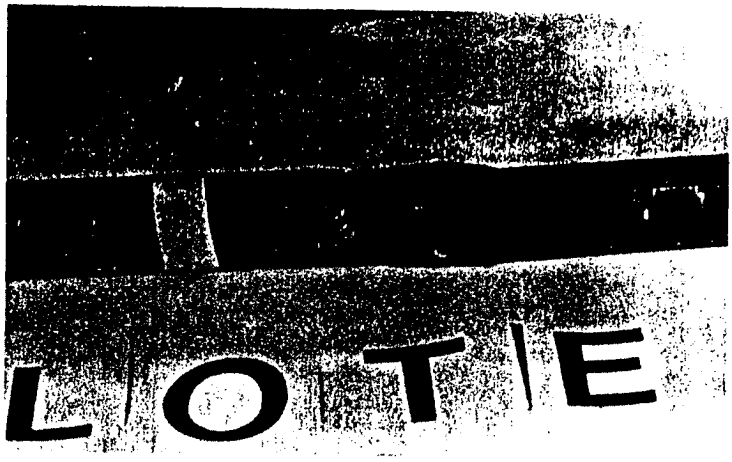


Figura 2.69 — Emenda topo a topo com deposição de metal de eletrodos.

O diâmetro do boleto da solda pode ser dimensionado e/ou verificado através de ensaios de tração.

Quando se tratar de aços encruados (tipo CA-50-B), bem como aços com altos teores de carbono e manganês, aconselha-se observar as recomendações citadas em 2.6.3.3.

2.6.3.6 Emendas topo a topo por fusão

Esse é o sistema chamado "Thermit Welding Process Thermex Metallurgical".

É um processo de emenda topo a topo no qual as extremidades são soldadas por fusão. As barras são alinhadas por um sistema de presilhas colocadas entre elas. Na junção das barras coloca-se um molde refratário com vedação, geralmente de asbesto. Através de cavidade são colocados pós exotérmicos, e através de ignição inicia-se uma fundição dos materiais colocados, dando-se origem a certa quantidade de aço fundido e, por conseguinte, a realização da emenda.

Esse sistema é muito empregado na emenda de barras de grande diâmetro.

2.6.3.7 Emenda topo a topo com luva

Nesse sistema a emenda é feita por meios mecânicos.

É utilizada nesse caso a rugosidade das barras a serem emendadas. Em termos básicos seria como a ação da rosca dos parafusos e porcas.

Para realização desse tipo de emenda várias opções e processos se apresentam, como se segue:

— Processo por preenchimento do espaço entre a luva e a barra com metal fundido (Cadweld-Erico).

Para a execução dessa emenda, as barras são colocadas topo a topo dentro de uma luva. As extremidades da luva são vedadas com asbestos. Através de um recipiente com cadinho refratário, funde-se uma mistura que posteriormente preenche os vazios entre as nervuras das barras e da luva. As figuras 2.70 e 2.71 ilustram a execução e uma emenda pronta.

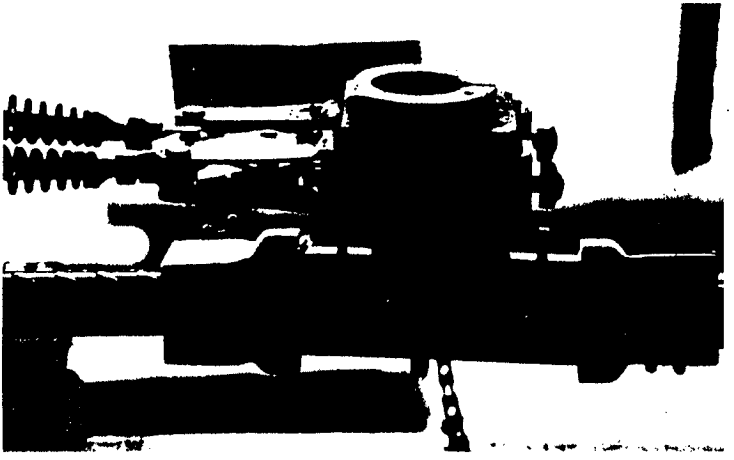


Figura 2 70 — Preparativos para execução de emenda com luva preenchida com metal.

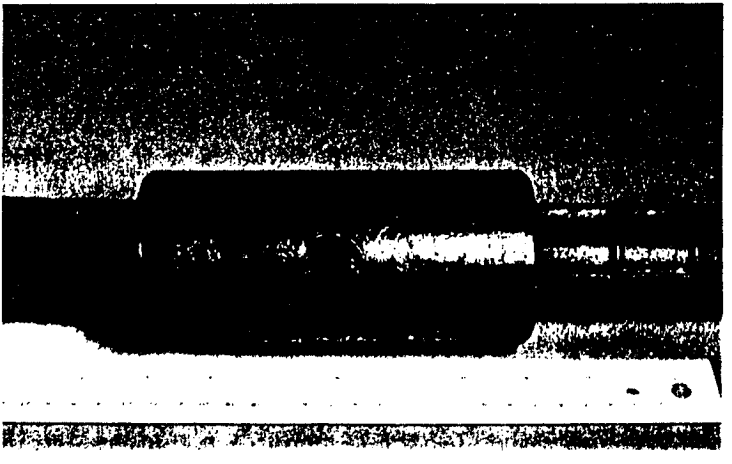


Figura 2.71 — Emenda com luva Cadweld-Erico.

A figura 2.72 mostra um corte longitudinal da situação em que se apresentam as barras, metal fundido entre a luva e a barra, e a luva.

Deve-se salientar que para esse tipo de emenda, as barras deverão ter grande rugosidade, pois caso contrário pode ocorrer deslizamento da barra.

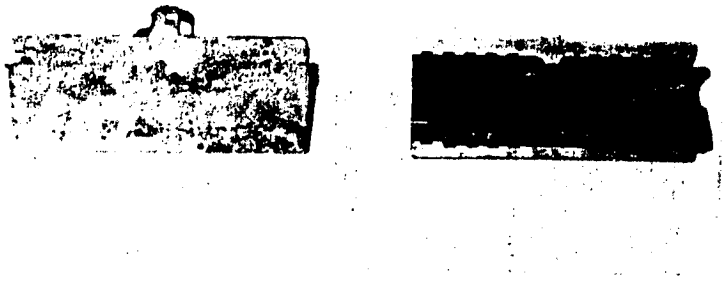


Figura 2.72 — Ilustração do preenchimento entre a luva e as nervuras das barras.

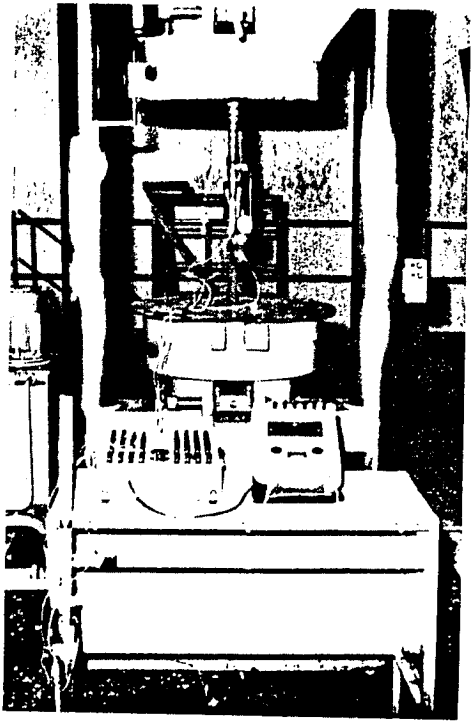


Figura 2.73 — Ensaio de tração em emenda, com luva preenchida com metal, tomando-se medidas das deformações para verificação de escorregamento das barras emendadas, e dimensionamento da luva adequada à bitola e categoria das barras.

— Processo com luva prensada contra as nervuras das barras (CCL).

Nesse tipo de emenda um tubo-luva é comprimido diametralmente através de uma prensa hidráulica que o deforma contra as nervuras das barras a serem emendadas. As figuras 2.74 a 2.76 ilustram execução e ensaio.

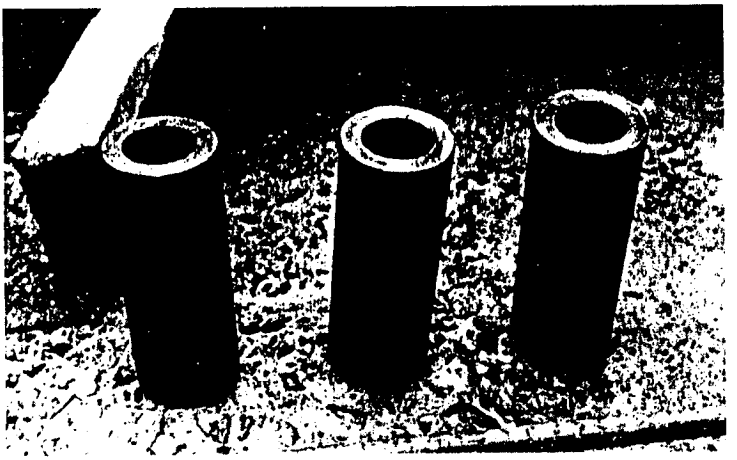


Figura 2 74 — Tubo-luva para execução da emenda.

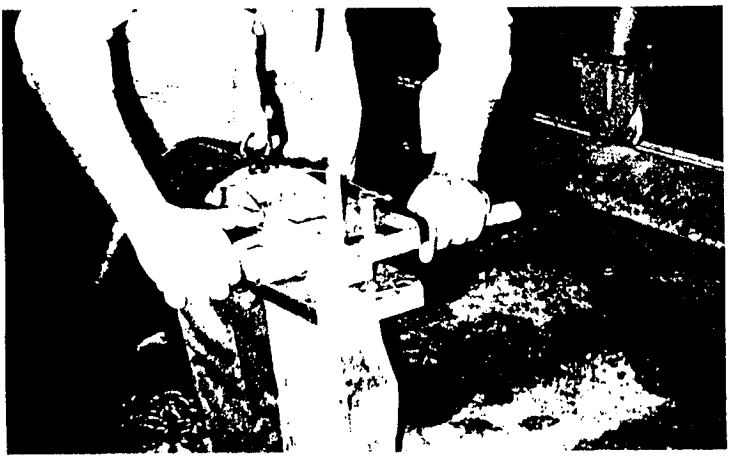


Figura 2.75 — Emendas com luvas prensadas, executadas para pré-qualificação e dimensionamento das luvas.

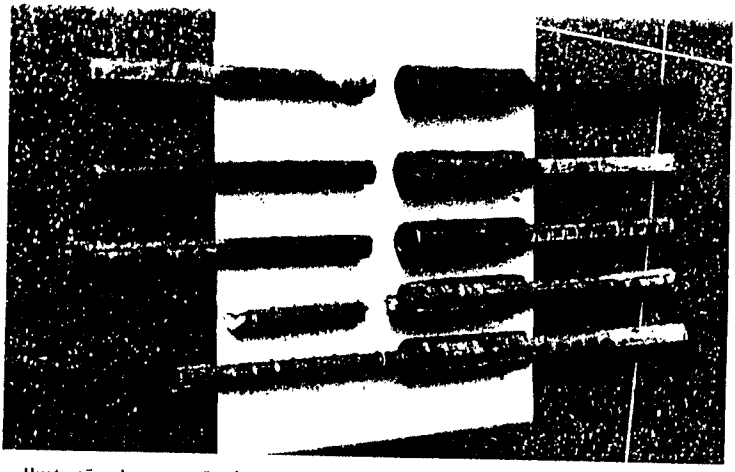


Figura 2.76 — Ilustração da execução (amostra) da emenda pela prensagem da luva.

— Processo com luva rosqueada e prensada (CCL). Nesse processo a emenda é executada pela compressão de dois tubos-luva (um em cada barra a ser emendada) através de prensagem contra as nervuras das barras, sendo que apenas metade do tubo é prensada ficando a outra metade livre com rosca internamente.

Após a prensagem, as barras são unidas pela colocação de uma união rosqueada nas partes livres das luvas. As figuras 2.77 a 2.79 ilustram esse tipo de emenda.

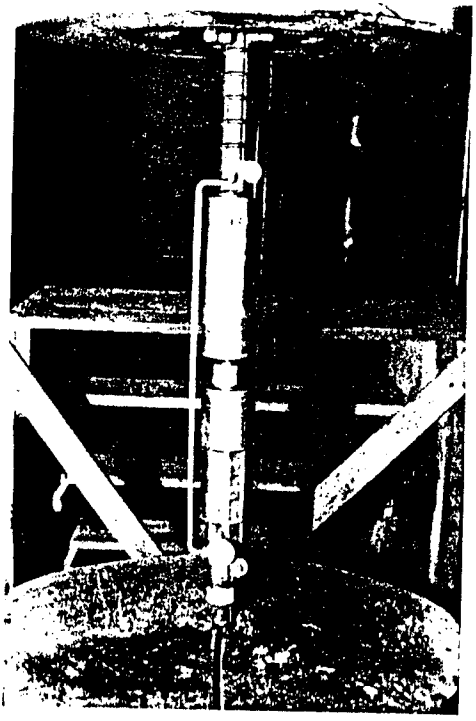


Figura 2.77 — Ensaio de deformabilidade da emenda à tração, a fim de avaliar e dimensionar o comprimento das emendas.

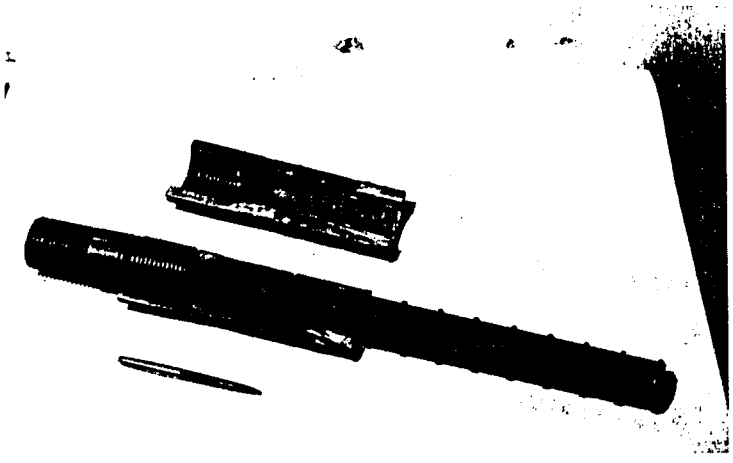


Figura 2.78 — Ilustração da emenda com luva prensada rosqueada, mostrando uma seção da emenda.

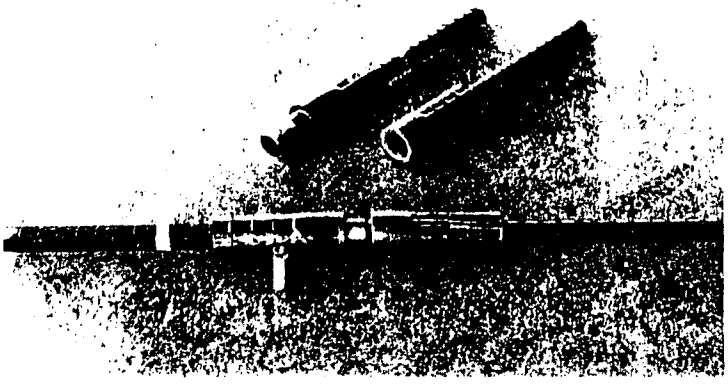


Figura 2.79 — Emenda com luvas prensadas e rosqueadas, mostrando as luvas prensadas contra as barras e a união rosqueada.

— Processo com luva rosqueada (Lenton). Para a execução desse tipo de emenda, faz-se o acerto das extremidades das barras, faz-se rosca cônica nas barras, através de equipamento adequado, e une-se as barras com a luva com rosca interna. As figuras 2.80 a 2.82 ilustram esse tipo de emenda.

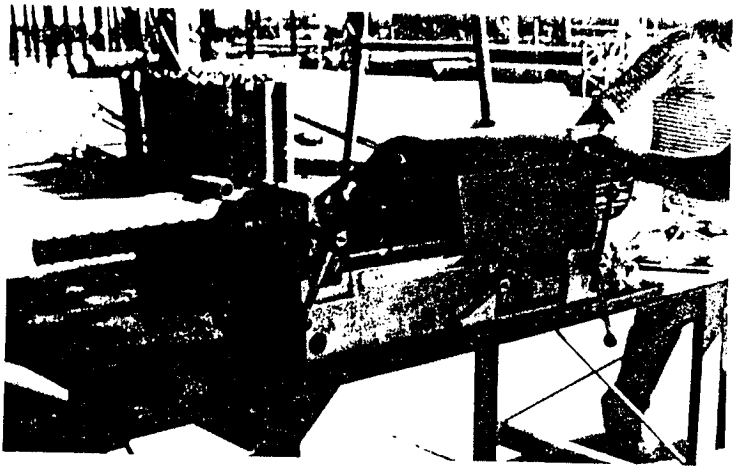


Figura 2.80 — Equipamento para confecção da rosca cônica à extremidade das barras



Figura 2.81 — Exemplos das barras rosqueadas e as luvas.

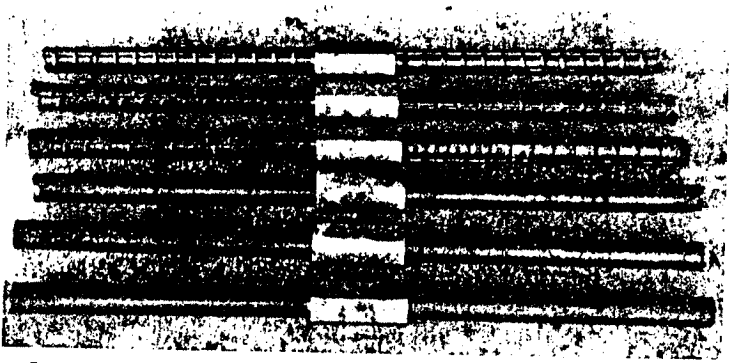


Figura 2.82 — Exemplos de barras emendadas com luvas rosqueadas.

2.6.3.8 Emendas topo a topo por caldeamento

Nesse processo de emenda as barras são colocadas topo a topo em cabeçotes móveis de uma máquina. Através da passagem de corrente elétrica, aquece-se o material (formação de um arco), e por intermédio de uma alavanca move-se um dos cabeçotes deformando-se o material (dando origem ao boleto). Dessa forma é realizada uma emenda topo a topo, por caldeamento.

A temperatura atingida nesse processo algumas vezes atinge 900°C.

Na figura 2.83 é apresentado um esquema sequencial de emenda topo a topo por caldeamento.

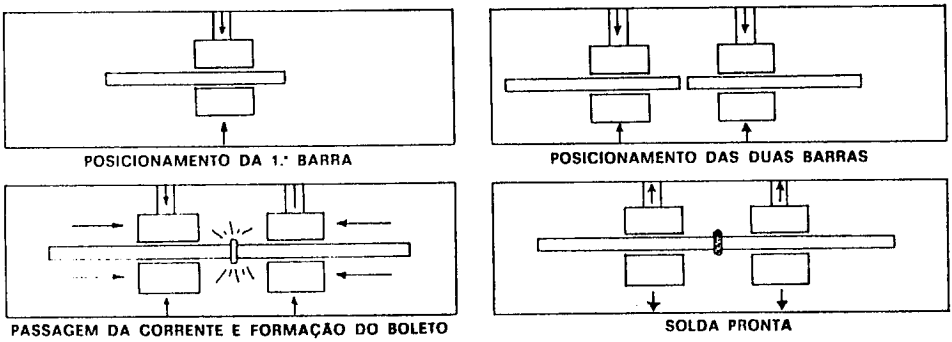


Figura 2.83 — Esquema sequencial de execução de emenda topo a topo por caldeamento.



Figura 2.84 — Posicionamento da primeira barra.

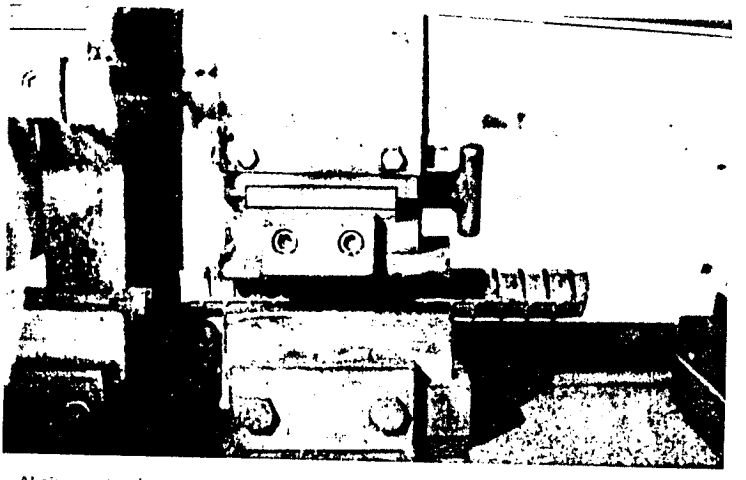


Figura 2.85 — Abaixamento do mancal superior sobre a barra.



Figura 2.86 — Colocação da barra a ser emendada.



Figura 2.87 — Execução da emenda. Passagem da corrente e formação do boleto.

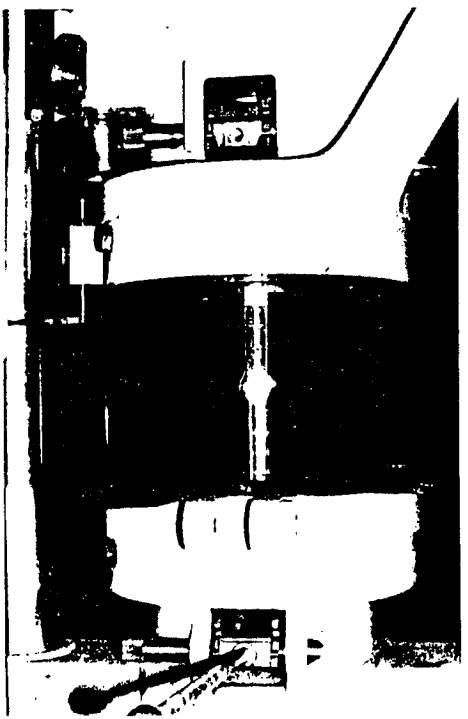


Figura 2.88 — Ensaio a tração de emenda topo a topo por caldeamento.

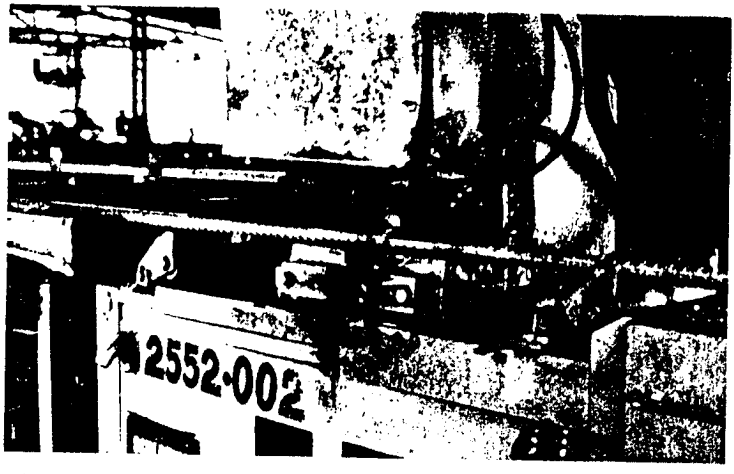


Figura 2.89 — Emenda pronta.

2.6.3.9 Emendas de barras submetidas somente a esforços de compressão

As emendas para essas situações podem ser feitas por um dos processos descritos anteriormente ou por fixadores mecânicos tipo meias-canas.

2.7 Elastômeros

2.7.1 Introdução

Elastômeros são materiais micromoleculares que após serem aliviados de qualquer tensionamento retornam, de maneira consideravelmente rápida, próximo às dimensões e formas iniciais.

Em obras do porte das hidroelétricas, basicamente, são usados dois tipos de elastômeros, para a construção civil, a saber:

— aparelhos de vedação;
— aparelhos de apoio.

2.7.2 Aparelhos de vedação (mata-juntas)

2.7.2.1 Generalidades

A maioria das estruturas, principalmente as de concreto, possuem de uma ou outra forma, juntas. No caso específico de barragens as juntas, previstas com intuito de permitir variações de volume causadas principalmente pela alteração de temperatura, e por deformações devido a carregamentos, sofrerá certamente um carregamento hidrostático. A fim de tornar a estrutura estanque, essas juntas devem ser obstruídas. Com essa finalidade são, então, utilizados os mata-juntas (diafragmas colocados transversalmente às juntas das estruturas) de modo a impedir a passagem de líquidos e proteger o concreto contra possíveis danos.

Poder-se-ia dizer que, tendo o mata-junta a função de estancar a passagem de líquidos, não haveria a necessidade do emprego de plástico, uma chapa metálica bastaria e seria mais resistente. Porém estudos efetuados pela "Hidro-Eletric Power Comission of Ontario", mostraram que os mata-juntas elastoméricos suportam melhor as várias condições de trabalho. Dentre os elastômeros, os mata-juntas fabricados à base de cloreto de polivinila (PVC) apresentaram os melhores resultados técnico-econômicos. E entre os

perfilados plásticos o que melhores resultados apresentou foi o nervurado, pela sua maior aderência ao concreto, devido as suas nervuras. A figura 2.90 mostra vários tipos de perfis de mata-juntas elastoméricos.

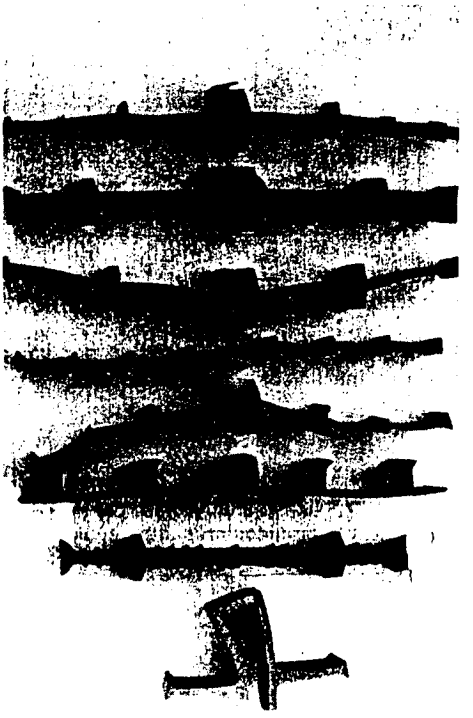


Figura 2.90 — Tipos de perfis elastoméricos para uso como elementos de vedação.

2.7.2.2 Condições de utilização

A aplicação do mata-junta se faz durante o lançamento do concreto ficando imerso no mesmo através de suas abas. Como o mata-junta é um material razoavelmente liso, o que determina a fixação do diafragma são suas nervuras. Como os mata-juntas são colocados durante determinada fase da preparação da frente de lançamento, há necessidade que o material tenha grande maleabilidade. Como o material trabalha, normalmente, com suas partes imersas no concreto, é fundamental que resista a deteriorações por soluções alcalinas. Tendo a finalidade básica de dar estanqueidade, esses diafragmas são colocados, de maneira geral, nos paramentos das obras hidráulicas podendo, desta maneira, sofrer uma ciclagem devido à variação do nível d'água, exposição à luz solar e ao ar. Essa ciclagem poderá alterar a plasticidade do material, modificando as características elásticas.

Os mata-juntas normalmente são fornecidos em rolos, em comprimentos de aproximadamente 20 m. Observa-se que, às vezes, há necessidade de emendar o diafragma, no próprio local de aplicação. Sendo os mata-juntas de PVC, materiais termoplásticos, os mesmos são emendados por simples aquecimento.

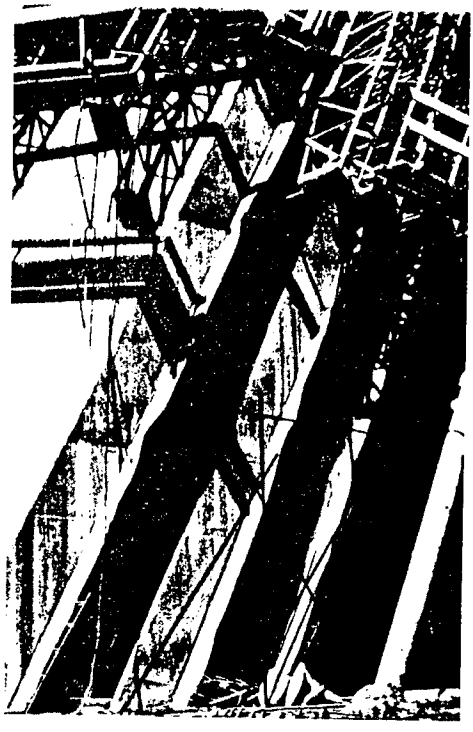


Figura 2.91 — Aspecto de três linhas de elementos de vedação, intercalando drenos.



Figura 2.92 — Execução de emenda de mata-juntas, por meio de lâmina de aço, aquecida.

2.7.2.3 Propriedades

Os mata-juntas elastoméricos podem ser controlados e inspecionados rotineiramente a fim de se verificar a concordância das propriedades, com as especificações. Vários ensaios podem ser efetuados, como se cita abaixo:

Dureza é a resistência que o material apresenta à penetração de uma ponta. É apenas um índice que pode auxiliar no controle.

A tensão de ruptura é um outro índice que deve ser verificado. Tanto no perfilado comum como na emenda.



Figura 2.93 — Defeito apresentado em uma emenda de mata-juntas de vedação.

O alongamento à ruptura é uma propriedade que deve ser analisada com cuidado, tendo-se em vista as altas deformações que o mata-junta deverá suportar.

Deve-se ressaltar a importância em se conhecer os valores dos ensaios de extração acelerada e efeito de álcalis sobre os mata-juntas. Uma fraqueza quase normal dos PVC plastificados é a tendência do plastificante (ou plasticizante) em migrar para o líquido no qual está imerso. Quando o líquido é a água, a velocidade de extração do plasticizante é profundamente influenciada pela temperatura da água, natureza da solução e pelo fato da mesma ser ou não renovada periodicamente. Quando a perda é grande, o material de PVC poderá voltar ao seu estado anterior, duro, não elástico. A outra consequência da perda de plasticizante é a possibilidade de tais matérias orgânicas tornarem-se deletérias ao concreto, sob a influência dos álcalis.

O comportamento global do mata-junta pode, e é prudente que deva, ser avaliado através do ensaio de serviço simulado. Quando então pode ser observada a estanqueidade do sistema.

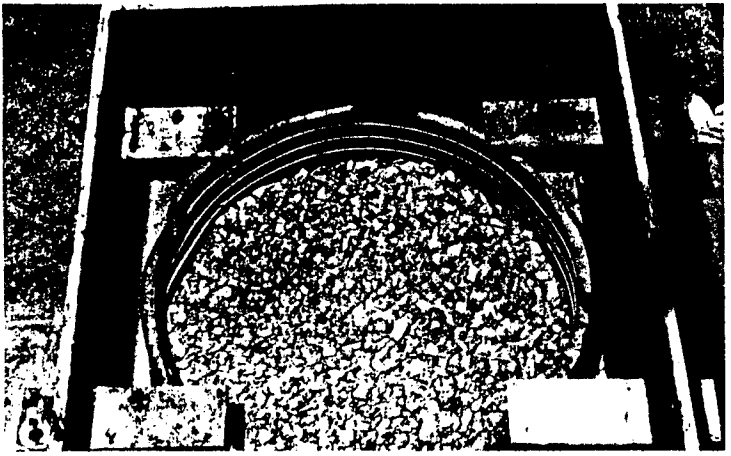


Figura 2.94 — Preparação do espécime para ensaio de serviço simulado, vendo-se o filtro de brita para aplicação da pressão d'água.

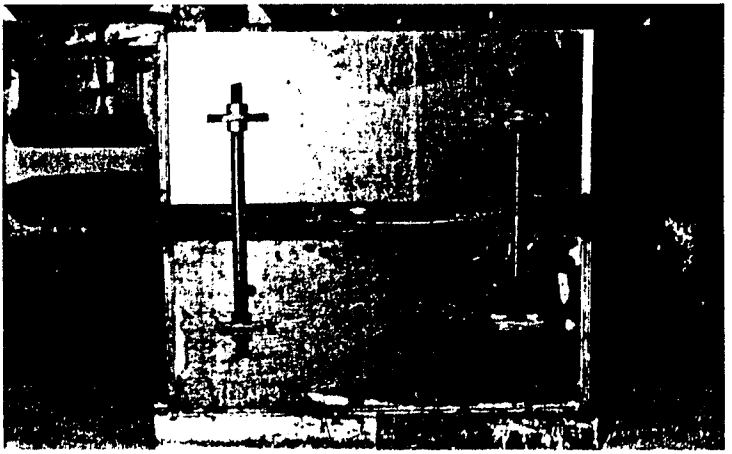


Figura 2.95 — Moldagem final do corpo de prova para ensaio de serviço simulado. Através das orelhas metálicas e o parafuso passante dá-se a regulagem da abertura. Através do tubo (parte superior da foto) aplica-se a pressão d'água.

2.7.3 Aparelhos de apoio

2.7.3.1 Generalidades

Os aparelhos de apoio têm a finalidade de transferir cargas, acomodar deformações e isolar os componentes das estruturas da ação de vibrações e choques.

Os aparelhos de apoio elastoméricos poderão ser fretados ou não fretados. Ambos são, normalmente, fornecidos em tabletes. Os apoios de elastômeros fretados são constituídos por placas de elastômeros associadas a placas de aço. O elastômero comumente empregado é o neoprene.

A ligação entre as placas de neoprene e as fretas metálicas é efetuada ou por vulcanização dos elastômeros ou por colagem, dependendo do sistema de fabricação. Em obras vizinhas ao mar, ou em ambientes agressivos, as fretas são constituídas por placas de aço inoxidável.

2.7.3.2 Condições de utilização

Os aparelhos de apoio são aplicados externamente, após a concretagem das estruturas de apoio, sobre os pontos de transferência de cargas.

Partindo-se do pressuposto que os aparelhos de apoio devam transferir cargas de maneira uniforme, bem como acomodar deformações, é necessário que possuam determinadas resistências e tenham um comportamento elástico. A fretagem serve para absorver os esforços de tração transmitidos pela grande deformabilidade de compressão de neoprene.

Tais aparelhos ficam, normalmente, em contato com o ar atmosférico e às vezes em presença de óleos. Observa-se que devem suportar os efeitos danosos de envelhecimento sob ação de ar, água e óleos.

2.7.3.3 Propriedades

Da mesma maneira que os mata-juntas, os neoprenes, constituintes dos aparelhos de apoio, também devem ser submetidos a ensaios a fim de controlar suas qualidades.

Rotineiramente, como para os mata-juntas, são feitos ensaios para se determinar a tensão de ruptura por tração, alongamento à ruptura, dureza. O equipamento adequado para os ensaios de tração em elastômeros é mostrado na figura 2.96.

É conveniente lembrar que as propriedades físicas dos produtos plásticos podem sofrer alterações durante a estocagem e durante o trabalho. A prova mais segura da capacidade desses materiais em resistir ao envelhecimento seria a própria exposição ao meio ambiente de trabalho. Isto, porém, levaria muito tempo para indicar o desempenho do material. Para avaliar esse comportamento expõe-se o material a um envelhecimento acelerado artificialmente, de maneira a fornecer valores comparativos.

Importante, também, é conhecer o comportamento do aparelho de apoio, quando solicitado de acordo com as condições de trabalho. Para isso existe a prova de serviço simulado, ou seja, aplicam-se carregamentos simulando as condições de trabalho, como se observa na figura 2.98. Esse tipo de ensaio permite-nos obter as características de deformabilidade do material, ou seja, o módulo de elasticidade do sistema fretado, quer seja normal à superfície de carga, quer seja transversalmente.

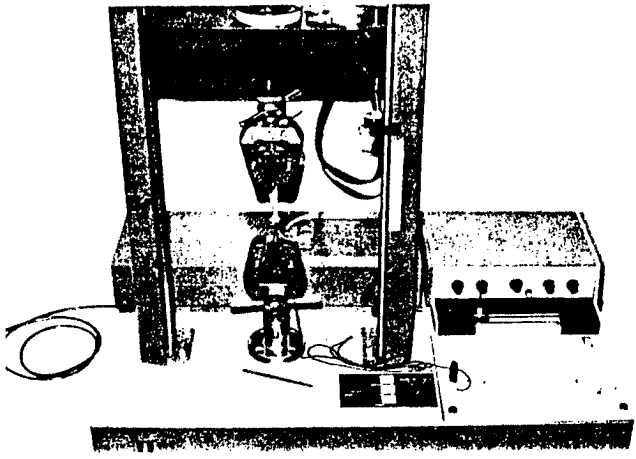


Figura 2.96 — Máquina para ensaio de tração sobre materiais elastoméricos.



Figura 2.97 — Corpos de prova de neoprene (de aparelhos de apoio). Os quatro espécimes à direita foram expostos ao envelhecimento acelerado sob a ação de óleos, observando-se o aumento de volume com relação aos quatro espécimes à esquerda.

Outro agente que produz alterações nos compostos à base de neoprene é o petróleo e seus derivados. Sabe-se que quando se expõe algum artefato plástico a hidrocarbonetos líquidos, podem ocorrer variações. A mais evidente é a alteração das dimensões, como mostra a figura 2.97, onde se nota um inchamento dos corpos de prova. Tendo em vista essas possíveis alterações o material deve ser submetido a ensaios de envelhecimento artificial, sob a ação de líquidos, em especial óleos.

O comportamento elastomecânico dos aparelhos de apoio elastoméricos pode ser avaliado, também, através de um ensaio de serviço simulado como mostrado nas figuras 2.98 e 2.99.

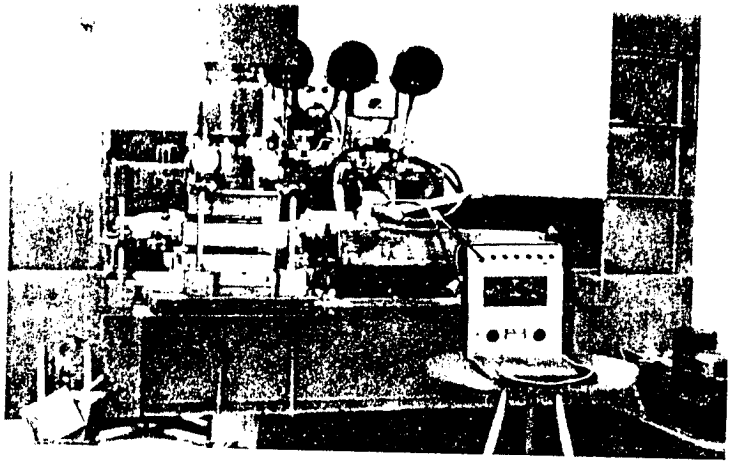


Figura 2.98 — Ensaio de serviço simulado aplicado aos aparelhos de apoio (neoprene fretado) para determinação do módulo de elasticidade transversal.

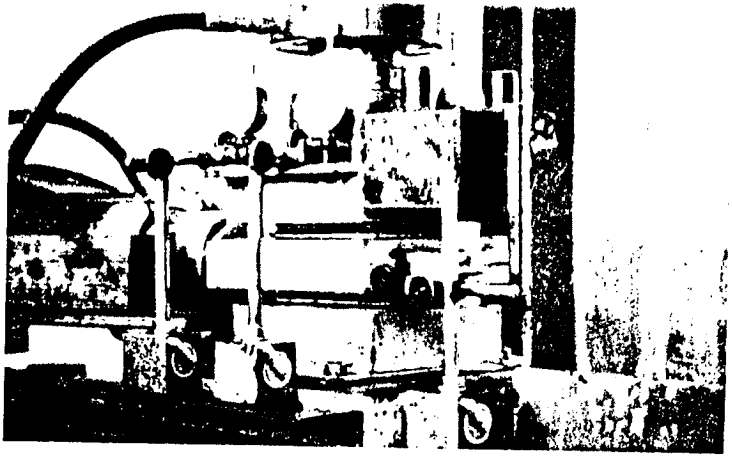


Figura 2.99 — Detalhe do ensaio de serviço simulado (figura 2.98) vendo-se os corpos de prova em deformação transversal.

3 Proporcionamento e verificação das misturas

3.1 Proporcionamento das misturas

3.1.1 Generalidades

O proporcionamento das misturas de concreto é o processo que determina a mais prática e econômica combinação dos materiais dando uma mistura, que em seu estado plástico poderá ser facilmente manuseada e consolidada nas fôrmas, e que quando endurecida fornecerá a adequada resistência, durabilidade, estabilidade volumétrica e estanqueidade, para a finalidade a que se propõe.

As propriedades do concreto endurecido normalmente são especificadas pelo projetista da estrutura, e as propriedades da mistura fresca são governadas pelo tipo de estrutura e pelas técnicas de transporte, lançamento e adensamento.

Os fatores básicos que são considerados na determinação das proporções dos componentes da mistura são mostrados esquematicamente na figura 3.1.

Deve-se lembrar que a dosagem não pode ser encarada como uma equação matemática onde as incógnitas seriam os consumos, dos materiais. Os materiais são vários e muitas das suas propriedades não podem ser assumidas quantitativamente. Tendo em vista isso, deve-se estimar as proporções dos materiais, e também fazer misturas experimentais, sendo que as propriedades dessas misturas são verificadas até que sejam obtidos os característicos desejados.

A dosagem em laboratório, entretanto, não fornece o proporcionamento final da mistura, pois deverá ser levado em conta a condição de umidade dos materiais. Deverá ser, também, levado em conta o desempenho das betoneiras tanto de laboratório como do local de produção. Outros fatores, tais como os efeitos do manuseio, transporte, espera para o lançamento, condições climatéricas poderão também influenciar as propriedades do concreto, devendo-se orientar as correções, ou tomar medidas minimizadoras.

Observa-se que a dosagem requer não só conhecimento das propriedades do concreto, mas também necessita de informações práticas ou empíricas.

Várias são as sequências — conhecidas por processos — estabelecidas para o proporcionamento das misturas.

Essas rotinas, entretanto, diferem apenas em alguns pequenos detalhes, tornando-se comuns nos objetivos de proporcionar uma mistura com a menor porosidade e máxima densidade. Neste trabalho foi adotada uma dessas rotinas, e que foi adotada particularmente no proporcionamento das misturas das obras de Ilha Solteira, Água Vermelha e Itaipu, entre outras.

A partir do item 3.1.2 é citada uma sequência de procedimentos normais para o proporcionamento de concreto, baseado no cálculo dos volumes absolutos. Esse volume é obtido através de simples cálculo, admitindo-se que o volume do concreto compactado é igual à soma dos volumes absolutos de todos os ingredientes. Para a obtenção dos volumes dos ingredientes são necessárias certas informações.

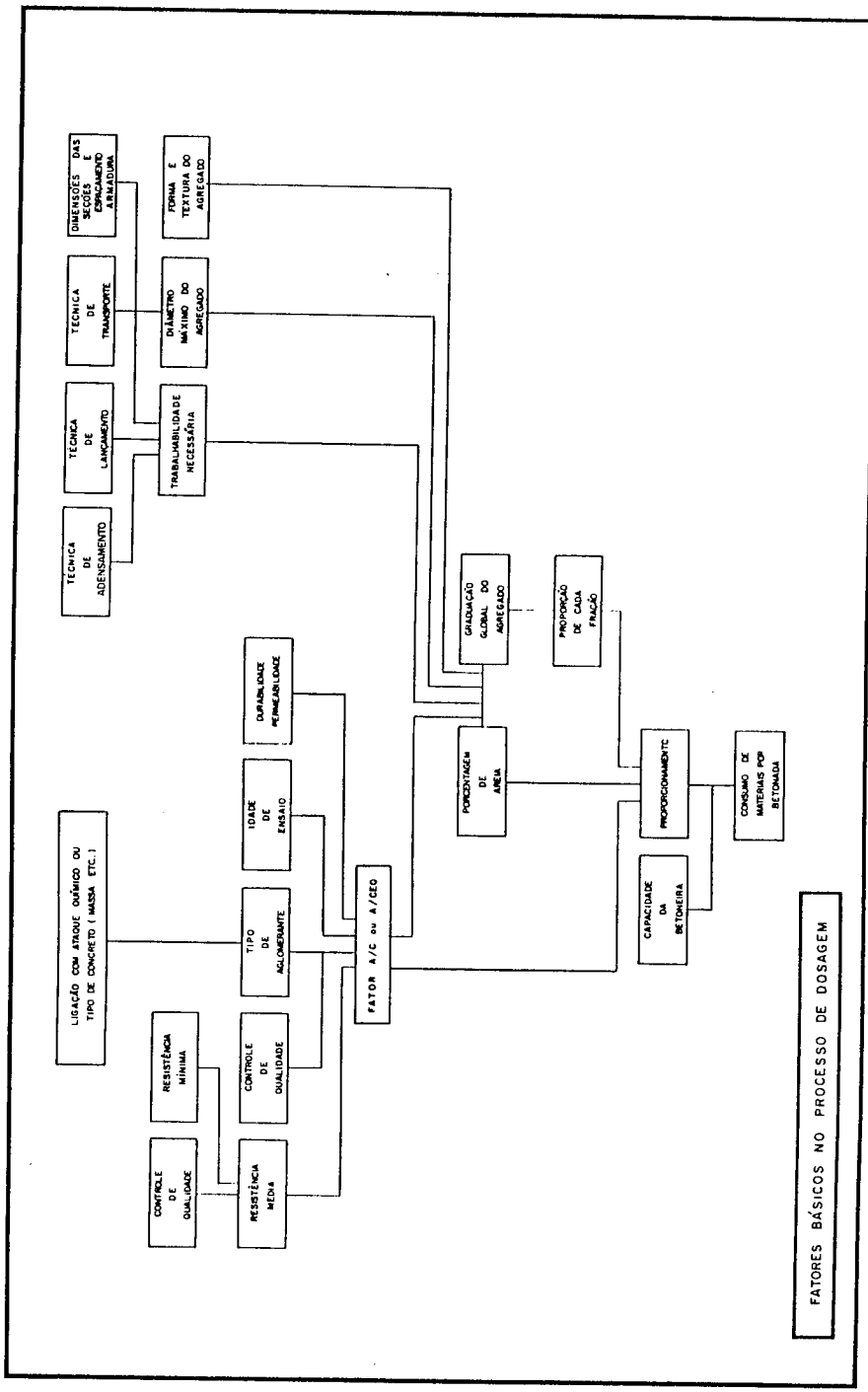


Figura 3.1 — Fatores básicos para proporcionamento das misturas.

3.1.2 Dados informativos

Em qualquer procedimento de dosagem, especialmente quando se adota o Método das Tentativas deve-se assumir certas hipóteses, como se seguem.

3.1.2.1 Relação água/cimento

A relação água/cimento é definida como sendo a relação entre a quantidade de água — excluindo-se a água necessária para a absorção dos agregados — e a quantidade de aglomerante no concreto ou argamassa. De preferência é expresso em massa.

A relação água/cimento é escolhida com base na durabilidade e resistência indicadas para a estrutura. A durabilidade é comandada pelas condições de exposição, e a resistência é recomendada pelo carregamento previsto.

Do ponto de vista de durabilidade tem-se determinado que a máxima relação água/cimento não deve exceder os limites recomendados pela tabela da figura 3.2. Para dosagens de concretos do tipo massa, as recomendações da figura 3.2 são bastante significativas, pois normalmente a resistência não é um elemento preponderante.

A máxima relação água/cimento para fornecer uma determinada resistência poderá ser determinada através da moldagem e ensaio de corpos de prova, porém a tabela da figura 3.3, fornece valores orientativos.

ESTRUTURA	RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO EM MASSA (Nota 8)			
	CLIMA SEVERO		CLIMA BRANDO	
	SEÇÕES DELGADAS	SEÇÕES MASSIVAS	SEÇÕES DELGADAS	SEÇÕES MASSIVAS
Linhas hidráulicas onde é possível uma saturação intermitente incluindo paramentos de montante jusante de barragens, em paramentos de escoamento e superfícies expostas de canais.	0,50	0,55	0,55	0,60
Interior de barragens, canais, paramentos não hidráulicos e interior de outras estruturas de gravidade onde é possível a utilização de duas classes de concreto.	-	0,80	-	0,80
Estruturas comuns, expostas.	0,60	0,60	0,60	0,65
Estruturas completamente submersas.	0,60	0,65	0,60	0,65
Concreto lançado sob água	-	0,50	-	0,50
Lajes de Pavimentos - Estrutural - Fundação	0,50 0,60	- -	0,55 0,60	- -
Exposição a águas altamente sulfatadas ou outros líquidos corrosivos ou sais.	0,45	0,45	0,45	0,45
Concretos submetidos a escoamentos sob alta velocidade.	0,45	0,45	0,45	0,45

Para concretos lançados ou expostos a águas de mar a relação a/c deverá ser reduzida de 0,05 em relação aos supracitados.

Nota 8: Quando se usar material pozolânico, a relação a/c deverá ser transformada em A/Ceq. Poderá ser alterada em função de ensaios de laboratório.

Figura 3.2 — Valores máximos orientativos da relação A/C.

A/C ou A/Ceq	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL SIMPLES A IDADE DE 28 DIAS (MPa) CILINDROS Ø 15 x 30 cm							
	AGREGADO NATURAL Ø MÁX. (mm)				AGREGADO ARTIFICIAL Ø MÁX. (mm)			
	19	38	76	152	19	38	76	152
0,40	37 - 33	36 - 32	33 - 30	32 - 30	40 - 36	39 - 35	36 - 31	35 - 31
0,50	31 - 28	30 - 27	27 - 24	26 - 23	37 - 33	33 - 30	28 - 25	27 - 24
0,60	24 - 22	23 - 22	22 - 20	21 - 20	26 - 23	25 - 22	24 - 22	23 - 21
0,70	18 - 16	17 - 15	16 - 14	15 - 13	20 - 18	19 - 17	18 - 16	17 - 15
0,80	12 - 10	12 - 10	11 - 9	10 - 8	14 - 12	14 - 12	13 - 11	12 - 10

OBS.: Resistência à compressão aproximada para concretos com ar incorporado (de 4% a 6% na fração peneirada) com abatimento ao redor de 50 mm e temperatura de 22°C.

Figura 3 3 — Valores aproximados e orientativos de resistência à compressão.

É conveniente lembrar que os valores indicados na figura 3.3, poderão ser úteis para um proporcionamento rápido, pois quando se dispõe de tempo e uma previsão de que misturas semelhantes serão usadas futuramente, como no caso de obras de grande porte, é prudente obter curvas de correlação das propriedades e das proporções. Essas curvas devem ser obtidas pelo menos por três pontos.

3.1.2.2 Trabalhabilidade e tamanho máximo do agregado

A escolha da trabalhabilidade do concreto deve ser feita em função das condições específicas de transporte, lançamento e adensamento. Assim por exemplo em concretos de obras massivas, deverá ser tirado grande proveito da capacidade de adensamento dos vibradores de grande desempenho, usando-se o abatimento (Nota 9) menor possível. Concretos lançados através de bombas, deverão ter abatimento mais elevado (ao redor de 60 mm a 120 mm).

A tabela da figura 3.4 sugere uma faixa de abatimento relacionada com as características das estruturas.

TIPO DE CONSTRUÇÃO	FAIXA ABATIMENTO (mm)
Fundações armadas, paredes e pisos	50 a 120
Fundações maciços e subestruturas de muros	30 a 100
Lajes, vigas e muros, pilares de prédios	50 a 150
Pavimentos	50 a 80
Massa	INFERIOR a 60

Figura 3.4 — Abatimentos recomendados para vários tipos de construção.

Nota 9: Abatimento — trabalhabilidade medida pelo abatimento de uma massa de concreto fresco moldada regularmente em um tronco de cone.

Não resta dúvida que a escolha do valor para trabalhabilidade deve ser feita por pessoa experiente, judiciosa, observando também a melhor consistência.

A escolha do tamanho máximo do agregado também deve ser feita tendo em vista as limitações de equipamentos e condições geométricas da estrutura. Sob o ponto de vista econômico deve-se procurar o maior tamanho máximo possível para o agregado, mas com uma relativa dose de bom-senso e experiência. Por exemplo, um bloco de concreto de dimensões 20 m × 40 m e altura 2,5 m, permite que se lance concreto com tamanho máximo acima de 152 mm, porém a produção de concretos com tamanho máximo acima de 152 mm, envolve um processo de beneficiamento e estocagem mais amplo (em opções) para os agregados, equipamentos de produção, transporte e lançamentos, mais adequados, e isto poderá resultar em uma situação antieconômica. Devido a isso, é que raramente se lança mão de agregados com tamanhos máximos superiores a 152 mm (6").

A tabela da figura 3.5 indica alguns valores de diâmetro máximos de agregados, convenientes para certos tipos de estruturas.

CONDIÇÕES DA ESTRUTURA	D Máximo (mm)
Seções com largura inferior a 200 mm. Lajes e pisos densamente armados. Parapeitos, áreas onde há aspecto arquitetônico. Pré-moldados, peças protendidas.	25
Seções com largura superior a 200 mm, com armaduras espaçadas de, no mínimo, 60 mm.	50
Seções não armadas, com largura superior a 30 cm. Seções armadas com largura superior a 45 cm, com armadura espaçada de, no mínimo, 100 mm. Piers, muros, bacias de dissipação.	100
Seções massivas de barragens piers, muros de arrimo regiões com armadura espaçada de no mínimo 250 mm.	150

Figura 3.5 — Indicações sobre o tamanho máximo do agregado.

3.1.2.3 Consumo de água (teor de água)

O proporcionamento econômico das misturas de concreto implica uma minimização do consumo de água (que indiretamente significa minimização do consumo de aglomerante).

A quantidade de água para dar determinada trabalhabilidade (com uma dada quantidade de argamassa) depende principalmente da finura do aglomerante (ver item 2), forma, textura, granulometria e tamanho máximo dos agregados, e ainda, os aditivos eventualmente em uso e a temperatura do concreto e ambiente.

Na tabela da figura 3.6 são fornecidos alguns valores orientativos de consumos de água.

AGREGADO GRAÚDO	CONSUMO DE ÁGUA (kg/m³)			
DMÁX (mm) / TIPO	19	38	76	152
NATURAL	140 - 150	123 - 133	98 - 108	80 - 90
ARTIFICIAL	175 - 185	155 - 165	125 - 135	100 - 110

OBS.: Consumo aproximado de água para concretos com trabalhabilidade (Slump) ao redor de 5 cm, com ar incorporado entre 4% e 6%, medidos na fração peneirada em # 38 mm e temperatura ao redor de 22°C. Concretos sem ar incorporado demandam um consumo de água 10% a 15% mais alto

Figura 3 6 — Valores aproximados do teor de água.

3.1.2.4 Teor de agregado miúdo e teor de argamassa

Os teores de areia e argamassa devem, sempre que possível, ser mantidos nos menores níveis. As figuras 3.7 e 3.8 fornecem valores orientativos dos teores de agregado miúdo e argamassa.

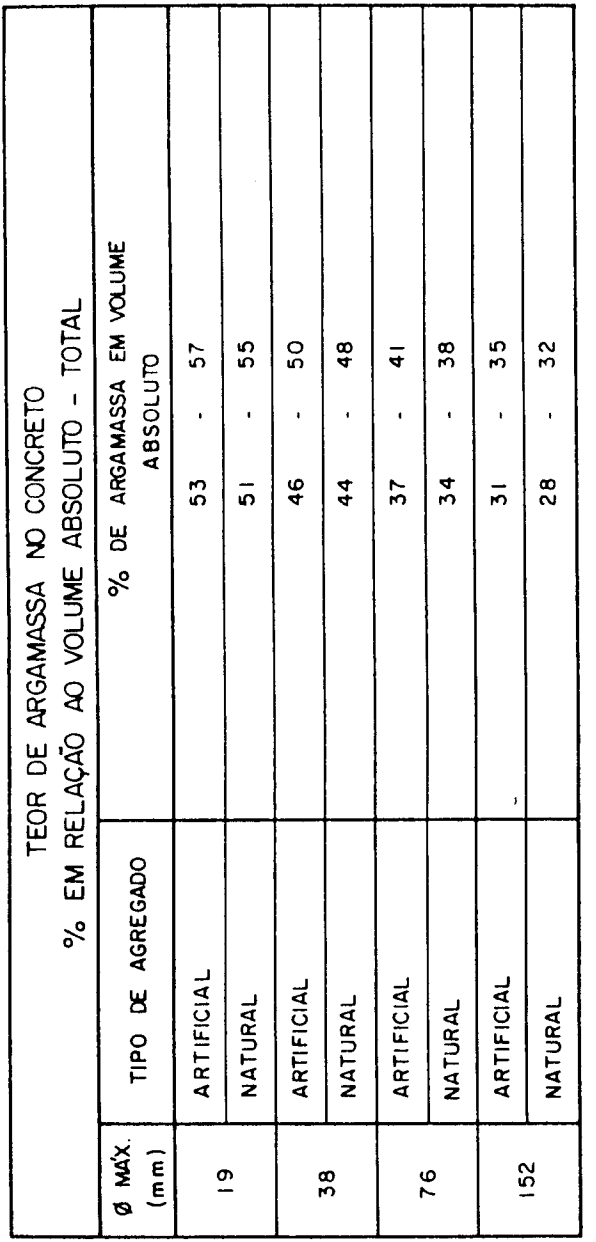
As porcentagens de areia já estão acrescidas de 1% a 2% em relação à porcentagem ideal (ótima — ver item 3.1.5) de modo a poder cobrir possíveis e permissíveis variações granulométricas dos agregados.

TEOR DE AGREGADO MIÚDO NO CONCRETO EM % DO VOLUME ABSOLUTO DE AGREGADO TOTAL

DMÁX (mm)	TIPO DO GRAÚDO	MÓDULO DE FINURA E TIPO DE AREIA											
		2,00		2,20		2,40		2,60		2,80		3,00	
		N	A	N	A	N	A	N	A	N	A	N	A
152	ARTIFICIAL	18	20	19	21	20	22	21	23	22	24	23	25
	NATURAL	16	18	17	19	18	20	19	21	20	22	21	23
76	ARTIFICIAL	23	24	24	26	25	27	26	28	27	29	28	30
	NATURAL	21	23	22	24	23	25	24	26	25	27	26	28
38	ARTIFICIAL	28	30	29	31	31	33	33	35	35	37	37	39
	NATURAL	25	28	27	29	29	31	31	33	33	35	35	37
19	ARTIFICIAL	33	35	35	37	37	39	39	41	41	43	43	45
	NATURAL	31	33	33	35	35	37	37	39	39	41	41	43

OBS.: N = NATURAL A= ARTIFICIAL

Figura 3 7 — Teores aproximados de agregado miúdo.



TEOR DE ARGAMASSA NO CONCRETO
% EM RELAÇÃO AO VOLUME ABSOLUTO - TOTAL

Ø MÁX. (mm)	TIPO DE AGREGADO	% DE ARGAMASSA EM VOLUME ABSOLUTO
19	ARTIFICIAL	53 - 57
	NATURAL	51 - 55
38	ARTIFICIAL	46 - 50
	NATURAL	44 - 48
76	ARTIFICIAL	37 - 41
	NATURAL	34 - 38
152	ARTIFICIAL	31 - 35
	NATURAL	28 - 32

Figura 3 8 — Teores aproximados de argamassa.

3.1.2.5 Combinação do agregado graúdo

Os agregados graúdos, a partir de gamas usuais, devem ser combinados de maneira que uma quantidade mínima de argamassa forneça a trabalhabilidade desejada, e de modo uniforme. Isto significa que a combinação dos agregados deve ser aquela que apresente a menor porcentagem de vazios, ou seja, a de maior massa específica.

Um critério bastante aceito para a combinação entre os agregados é o preconizado pelo U.S. Army-Corps of Engineers. Baseia-se nos estudos experimentais de Talbot e Richart, posteriormente alterado por Bolomey, sendo que a menor porcentagem de vazios pode ser obtida através da expressão:

$$p = \frac{(d)^x - (0{,}1875)^x}{(D\ máx.)^x - (0{,}1875)^x} \times 100\% \quad \text{onde}$$

p = porcentagem acumulada que passa na malha de abertura "d";

d = abertura da malha da peneira;

D máx. = tamanho máximo nominal;

x = expoente.

Como comentado anteriormente, embora as granulometrias de vários tipos de agregados possam ser iguais, a área específica, devido à forma das partículas, poderá ser distinta. Agregados provenientes de britagem poderão ter uma área superficial quase que o dobro da área superficial dos seixos rolados; consequentemente, a massa específica máxima da mistura desses materiais requer combinações diferentes.

Através da realização de estudos complementares o Corps of Engineers [5] recomenda que para agregados naturais arredondados seja adotado $x = 0{,}5$ (expoente = 0,5) e para materiais britados $x = 0{,}8$. Quando se usa uma combinação dos dois tipos de materiais, sugere-se interpolar o valor do expoente.

As curvas na figura 3.10 foram obtidas através dos valores da tabela da figura 3.9.

Admitindo-se que os agregados graúdos se enquadrem dentro das faixas granulométricas usuais (Nota 10), sugere-se os seguintes valores para a composição da combinação do agregado graúdo:

Ø máx. (mm)	% Volume Absoluto das Frações de Agregado Graúdo			
	19	38	76	152
152	15-25	15-25	25-35	25-40
76	30-35	25-35	35-45	—
38	45-50	50-55	—	—
19	100	—	—	—

Nota 10: Faixas granulométricas especificadas pelo Corps of Engineers e/ou ASTM.

3.1.2.6 Informações adicionais

Para a dosagem, poderão ser usadas outras informações complementares, tais como:

— Cada 10 mm de aumento ou redução da trabalhabilidade (abatimento) corresponde, aproximadamente, a 1% de aumento ou redução do teor de água.

— Cada 1°C de aumento ou diminuição na temperatura do concreto corresponde, aproximadamente, a 0,3% de aumento ou redução no teor de água.

— Cada 1% de aumento ou redução no teor de ar incorporado corresponde a uma redução ou aumento de 3% no consumo de água e de 0,5% a 1% no teor de areia.

ABERTURA (mm)	MATERIAL NATURAL (X = 0,5) - % PASSANDO - D MÁX.										
	6"	5"	4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"
152	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
127	89,4	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-
100	77,7	86,9	100	-	-	-	-	-	-	-	-
76	64,4	72,0	82,9	100	-	-	-	-	-	-	-
64	56,9	63,7	73,3	88,4	100	-	-	-	-	-	-
50	48,7	54,4	62,6	75,5	85,5	100	-	-	-	-	-
38	39,3	43,9	50,5	60,9	69,0	80,7	100	-	-	-	-
25	28,1	31,4	36,2	43,6	49,4	57,8	71,6	100	-	-	-
19	21,5	24,0	27,6	33,3	37,7	44,1	54,7	76,4	100	-	-
12,5	13,6	15,2	17,5	21,1	23,9	27,9	34,6	48,3	63,3	100	-
9,5	8,9	9,9	11,4	13,8	15,6	18,3	22,6	31,6	41,4	65,4	100
	MATERIAL ARTIFICIAL (X = 0,8) - % PASSANDO - D MÁX.										
152	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
127	85,5	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-
100	70,5	82,4	100	-	-	-	-	-	-	-	-
76	54,6	63,8	77,5	100	-	-	-	-	-	-	-
64	46,3	54,1	65,7	84,8	100	-	-	-	-	-	-
50	37,6	44,0	53,4	69,0	81,3	100	-	-	-	-	-
38	28,5	33,4	40,5	52,2	61,6	75,8	100	-	-	-	-
25	18,8	22,0	26,7	34,4	40,6	49,9	65,8	100	-	-	-
19	13,5	15,8	19,2	24,8	29,3	36,0	47,5	72,1	100	-	-
12,5	7,9	9,3	11,3	14,6	17,2	21,1	27,9	42,3	58,7	100	-
9,5	4,9	5,8	7,0	9,1	10,7	13,1	17,3	26,3	36,5	62,2	100

Figura 3 9 — Valores para a composição do agregado graúdo.

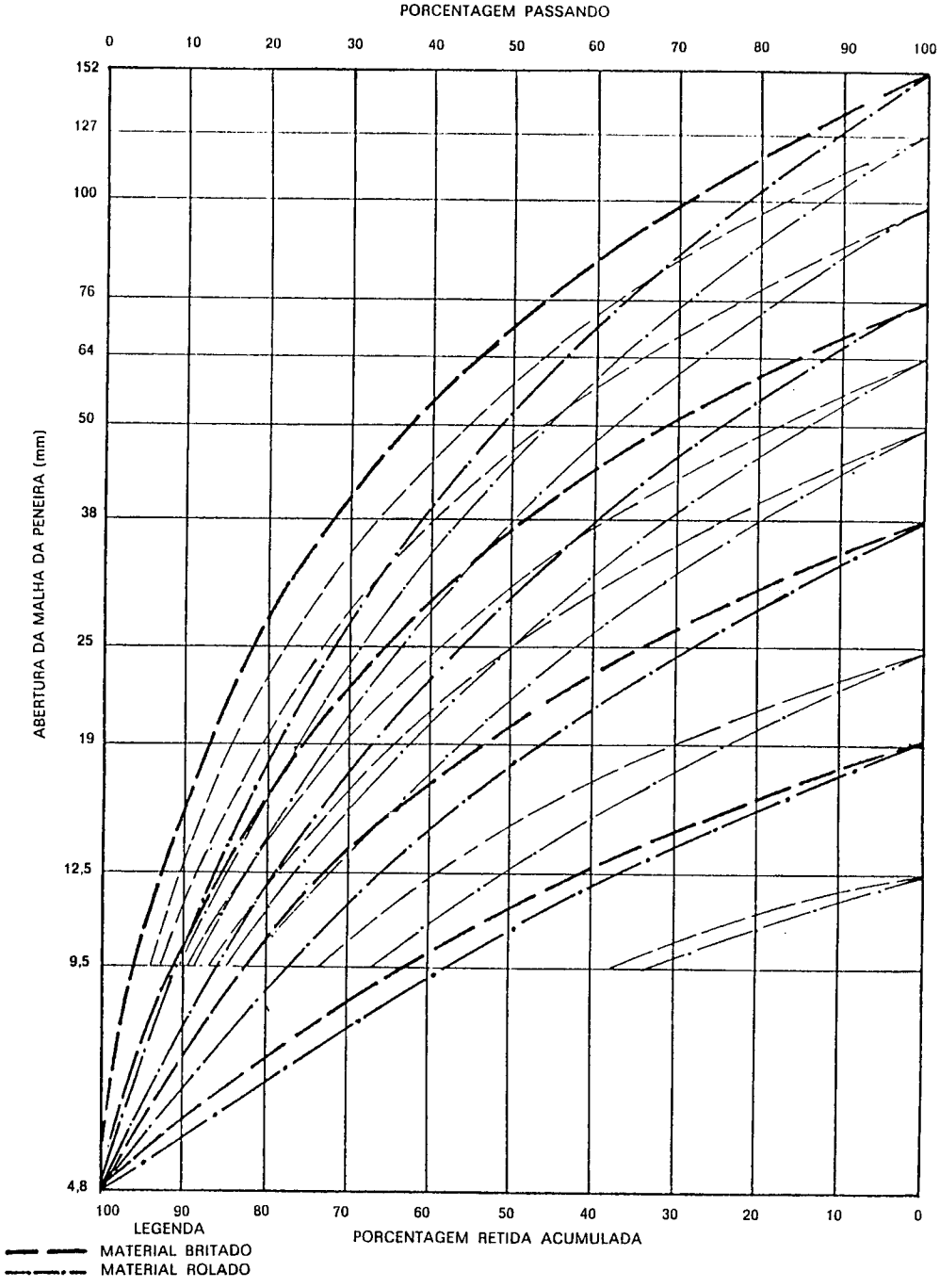


Figura 3.10 — Curvas para a composição do agregado graúdo.

3.1.3. Procedimentos para o cálculo da dosagem

Como citado anteriormente, o procedimento adotado parte do princípio de que o volume do concreto adensado é igual à soma dos volumes absolutos de todos os ingredientes. As quantidades dos ingredientes são calculadas para produzir 1 m³ de concreto, tendo-se:

$$\frac{M\ \text{água}}{\gamma\ \text{água}} + \frac{M\ \text{aglomerante}}{\gamma\ \text{aglomerante}} + \frac{M\ (AG)\ \text{miúdo}}{\gamma\ \text{agm}} + \frac{M\ (AG)\ \text{graúdo}}{\gamma\ \text{agg}} = 1.000$$

Sendo:
M = massa e γ = massa específica absoluta.

Quando se usa ar incorporado deve-se descontar o volume de ar $= 1.000 - \frac{ar\%}{100}$ (I)

Quando se usa material pozolânico o volume de cimento Vag $= \frac{M\ \text{aglomerante}}{\gamma\ \text{aglomerante}}$ passa a ser ocupado pelo aglomerante, dando pesos diferentes Vag $= \frac{M\ \text{cimento}}{\gamma\ \text{cimento}} + \frac{M\ \text{pozolana}}{\gamma\ \text{pozolana}}$ Para o proporcionamento poderá ser seguida a sequência abaixo:

3.1.3.1 Estabelecimento das condições

Deverão ser fixadas as condições limites, tais como trabalhabilidade, tamanho máximo permitido, durabilidade, resistência etc...

3.1.3.2 Conhecimento dos materiais

Todos os materiais a serem empregados deverão ser caracterizados:

— Cimento (e material pozolânico quando se usar): as características físico-químicas do cimento (e do material pozolânico) têm influência nas propriedades do concreto endurecido, porém a propriedade que afeta diretamente o proporcionamento é o peso específico.

— Agregados: deverão ser conhecidos — granulometria, peso específico (na condição S.S.S. — ver item 2.3.5.2) absorção, umidade, tanto do agregado graúdo como miúdo. Outros dados como exame petrográfico, reatividade química, durabilidade, pureza, resistência à abrasão etc... poderão ser úteis.

— Aditivos: deverá ser conhecido o comportamento dos aditivos.

3.1.3.3 Combinação do agregado graúdo

Com base no tamanho máximo permitido e nos agregados graúdos disponíveis, deverá ser efetuada a mistura dos agregados graúdos, conforme sugere o item 3.1.2.5.

3.1.3.4 Adoção do teor de água

Baseado no estabelecido pelos itens 3.1.3.1 e 3.1.3.2, deverá ser adotada a quantidade de água M (água) para o início das tentativas. Sugere-se usar valores próximos aos indicados na figura 3.6.

3.1.3.5 Adoção do teor de agregado miúdo

Da mesma maneira que no item anterior deverá ser adotada uma porcentagem de agregado miúdo. Essa porcentagem é, normalmente, expressa em relação ao agregado total como na figura 3.7.

3.1.3.6 Determinação da mistura

— Adotar a quantidade da água — M (água) = kg/m³. Para determinação do traço-base, adotar a relação A/ceq ou A/C próximo a 0,50 (Nota 11).

— Determinar o teor de aglomerante = Maglom $= \frac{\text{M (água)}}{0{,}50}$ (kg/m³).

— Determinar o volume absoluto de aglomerantes Vaglom $= \frac{\text{Maglom}}{\gamma\text{aglom}}$, sendo γaglom a massa específica do aglomerante.

Quantidade de ar estimado para o concreto integral ar%.

Para se saber o valor da quantidade de ar na fração peneirada (passante pela malha de 38 mm) deverá ser efetuado o cálculo porcentual excluindo a fração superior à malha de 38 mm.

— Determinar o volume absoluto do agregado total — Vagreg-total

Vagreg-total = 1000 (l) — (ar) — (Vaglom) — (Vágua)

— Determinar os volumes absolutos, parciais, dos agregados graúdo e miúdo.

Através dos valores adotados a partir da figura 3.7 e do item 3.1.2.5, calculam-se os volumes absolutos dos vários agregados graúdos e do agregado miúdo.

— Calcular os volumes absolutos de cimento e material pozolânico (quando se optar pela utilização deste).

Esses valores serão obtidos pela quantidade de material pozolânico que se deseja que substitua em parte o cimento.

— Calcular as massas dos materiais — através das massas específicas (na condição de S.S.S. — ver item 3.1.3.2) é calculada a massa de cada um dos materiais.

— Determinar a água livre — através dos valores de umidade e absorção dos materiais determina-se a quantidade de água livre a ser somada (quando a somatória das absorções for maior que a das umidades) ou subtraída (quando a soma das umidades for maior que a das absorções) à quantidade de água.

Tendo em vista as condições de absorção serem influenciadas pelas áreas específicas dos agregados, bem como o exposto no item 2.3.5.2, normalmente se adotam fatores práticos para a correção da água livre a ser somada ou subtraída, ou seja: Se a quantidade de água livre a ser subtraída (quando a umidade for maior que a absorção) for Δ água adota-se:

água a ser subtraída da água estimada = (0,75). (Δ água) para Ø máx. = 19 mm,
água a ser subtraída da água estimada = (0,70). (Δ água) para Ø máx. = 38 mm,
água a ser subtraída da água estimada = (0,65). (Δ água) para Ø máx. = 76 mm,
água a ser subtraída da água estimada = (0,60). (Δ água) para Ø máx. = 152 mm (Nota 12).

Nota 11: A partir do traço-base poderão ser estudadas outras (traços) relações A/C ou A/ceq. Quando a dosagem é para obtenção de valores imediatos é aconselhável usar a A/C ou A/ceq recomendadas pelas figuras 3.2 e 3.3.

Nota 12: Os coeficientes 0,75 a 0,60 referem-se às condições estimadas a partir da indicação citada em 2.3.5.2.

— Determinar as quantidades dos materiais, na condição de trabalho — através do desconto ou acréscimo da água livre (dos materiais) obtêm-se as massas dos materiais nas condições de trabalho.

— Determinar as quantidades dos aditivos, quando utilizados, através dos porcentuais adotados, em relação à massa de aglomerante.

3.1.4 Sequência de operações

Após o cálculo inicial dos vários componentes há necessidade de se efetuar a verificação do proporcionamento através de ensaio sobre a mistura. Poderá ser adotada a seguinte sequência:

— Pesar os agregados com a maior precisão possível.

— Pesar o cimento (e o material pozolânico) separadamente.

— Pesar uma quantidade de água (e gelo quando usado) menor do que a estimada. Manter o complemento da quantidade de água estimada em provetas graduadas.

— Pesar a(s) quantidade(s) de aditivo(s) e adicioná-lo(s) à água (Nota 13).

— Proceder à mistura como se segue:

— untar o interior da betoneira com argamassa semelhante à do traço em estudo;

— colocar os agregados graúdos e miúdos, e parte da água com os aditivos. Adicionar o aglomerante. Essa operação deverá ser efetuada com a betoneira em movimento e não deverá durar mais do que ½ (meio minuto);

— adicionar o restante da água com aditivo;

— betonar a mistura durante 2 minutos, descansar 3 minutos e remisturar por mais 2 minutos. Durante o repouso deverá ser feita a observação visual, pelo operador, quanto ao aspecto de trabalhabilidade e consistência da mistura, e sua possível correção (com o lançamento de parte ou totalidade de água deixada nas provetas). Essa etapa é bastante importante e requer larga experiência e bom-senso do operador;

— lançar o concreto em carrinho, estanque e não absorvente, e suficientemente amplo a fim de permitir uma homogeneização manual, que reduzirá eventuais segregações do descarregamento;

— peneirar o concreto, se contiver agregado com D máx. superior a 38 mm e homogeneizar novamente a fração para a determinação de: trabalhabilidade; ar incorporado; massa específica; temperatura; consistência "vebe" (para concretos de abatimento baixo); quantidade real de água usada para a obtenção do concreto estudado; porcentagem real de aditivos; fator de correção "f" (se houver corte (redução) da água $f > 1$, se houver acréscimo de água $f < 1$).

Usando-se o fator de correção "f" recalcular as quantidades dos componentes.

— Adotar outro valor para a porcentagem de agregado miúdo e reiniciar as operações de acordo com o descrito em 3.1.3.6. e 3.1.4.

— Adotar, no mínimo, três ou quatro valores de teor de agregado miúdo.

3.1.5 Obtenção da mistura base (traço-base)

Através dos valores de porcentagem de agregado miúdo e os respectivos valores (recalculados, quando assim o forem) de A/ceq e água, traçar um gráfico semelhante ao da figura 3.11.

Nota 13: Quando a quantidade de aditivos utilizados for tal que supere 1% da quantidade de água é aconselhável que o teor de água seja diminuído a fim de manter a mesma quantidade de líquido.

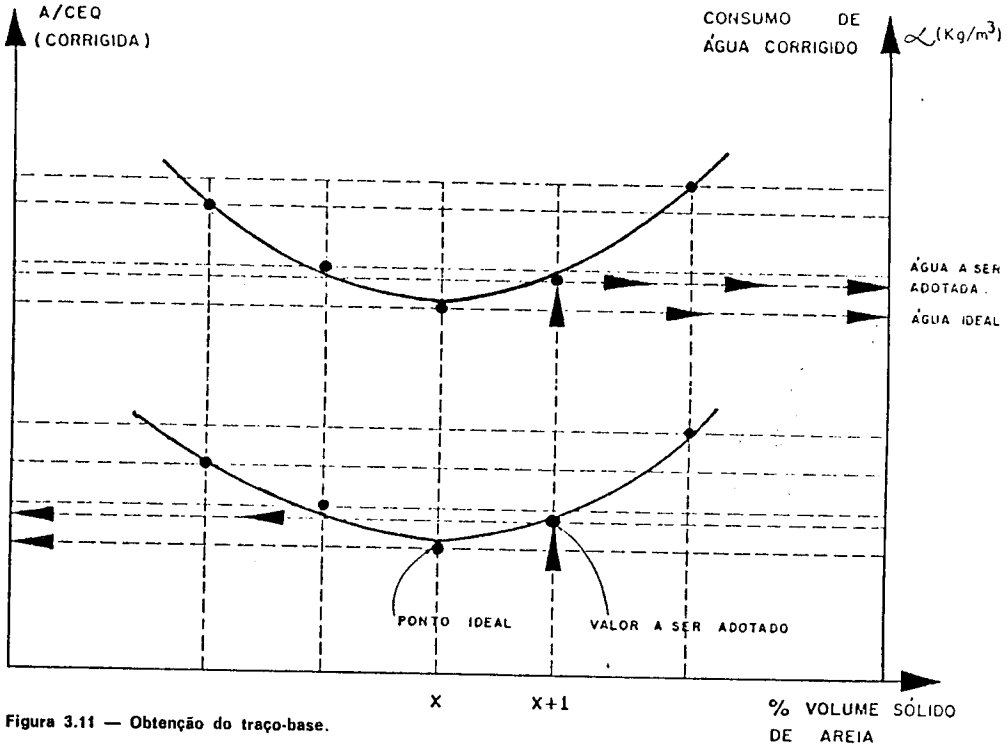


Figura 3.11 — Obtenção do traço-base.

Através desse procedimento determina-se o valor ótimo para a porcentagem do volume sólido do agregado miúdo que corresponde ao menor consumo de água. Adota-se normalmente 1% ou 2% a mais. Isto permite cobrir possíveis e pequenas variações nos materiais.

3.1.6 Moldagens e escolhas das misturas para aplicação

Após a obtenção do traço-base faz-se a moldagem dos corpos de prova (para estudo das propriedades de interesse) em várias relações de A/C (ou A/ceq). Desta maneira pode-se obter uma curva de variação das diversas propriedades em estudo, para com os vários fatores de A/C (ou A/ceq).

3.1.7 Misturas refrigeradas

Quando as misturas, em proporcionamento, tiverem a necessidade de serem estudadas dentro de uma faixa de temperatura, poderá ser adotado um critério de cálculo para determinação da quantidade de gelo a substituir a água, a fim de atender à temperatura desejada (ver Nota 14).

A equação para o cálculo do equilíbrio térmico é a seguinte:

$$Pc.Cc.\ [tc - to] + Pam.Cam.\ (tam - to) + Pag.\ Cag.\ [ta - to] + pam.CA\ [tam - to] + pag.CA.\ [tag - to] + [PA - Pg]\ .\ CA\ .\ [ta - to] + PG.\ [tg \times CG - toCA] - PG.F = 0$$

sendo:

Nota 14: Essa correção de temperatura compensará as trocas de calor, causadas pela betonagem, transporte, manuseio, lançamento e hidratação inicial. Esse valor deverá ser determinado experimentalmente.

P = peso de cada ingrediente (kg);
C = calor específico de cada ingrediente (cal/g°C);
t = temperatura inicial de cada ingrediente (°C);
to = temperatura usada no cálculo to = T − ΔT (°C);
T = temperatura especificada;
Δt = correção de temperatura devido aos ganhos térmicos;
F = calor de fusão do gelo = 334 J/g (80 cal/g);
c = cimento;
am = agregado miúdo;
ag = agregado graúdo;
pam = água devida à umidade no agregado miúdo;
pag = água devida à umidade no agregado graúdo;
A = água;
G = gelo.

3.1.8 Exemplo

Como exemplo é feita a dosagem com os materiais indicados na figura 3.12 a fim de obedecer às seguintes características nominais:
D máx. = 38 mm;
trabalhabilidade = 60 a 70 mm;
características estruturais;
ar incorporado < 1,5%;
temperatura = 15°C.

3.1.8.1 Dados iniciais

Adotando-se as indicações do item 3.1.2 tem-se:
— Combinação do agregado graúdo em volume sólido
. D máx. 38 mm (cascalho 2) = 55%.
. D máx. 19 mm (cascalho 1) = 45%.
— Teor de areia (com módulo de finura = 2,68) entre 30% a 34% do volume sólido do agregado total.
— Teor de ar = 1,5% = 15 litros/m³.
— Devido às características estruturais, e à condição de que o agregado graúdo é deletério com relação aos álcalis, adotou-se uma reposição de 20% do volume sólido de cimento, por material pozolânico.
— Teor de água, adotado o valor 136 kg/m³.

3.1.8.2 Cálculos

Usando impressos adequados (figuras 3.13 a 3.15) é efetuado o cálculo que se segue:
— Areia (volume sólido) = 30%.
— A/ceq = 0,50
água = 136 kg/m³;
— Aglomerante = 136/0,50 = 272 kg/m³.
— Volume sólido de aglomerante = 272/3,2 = 85 L.

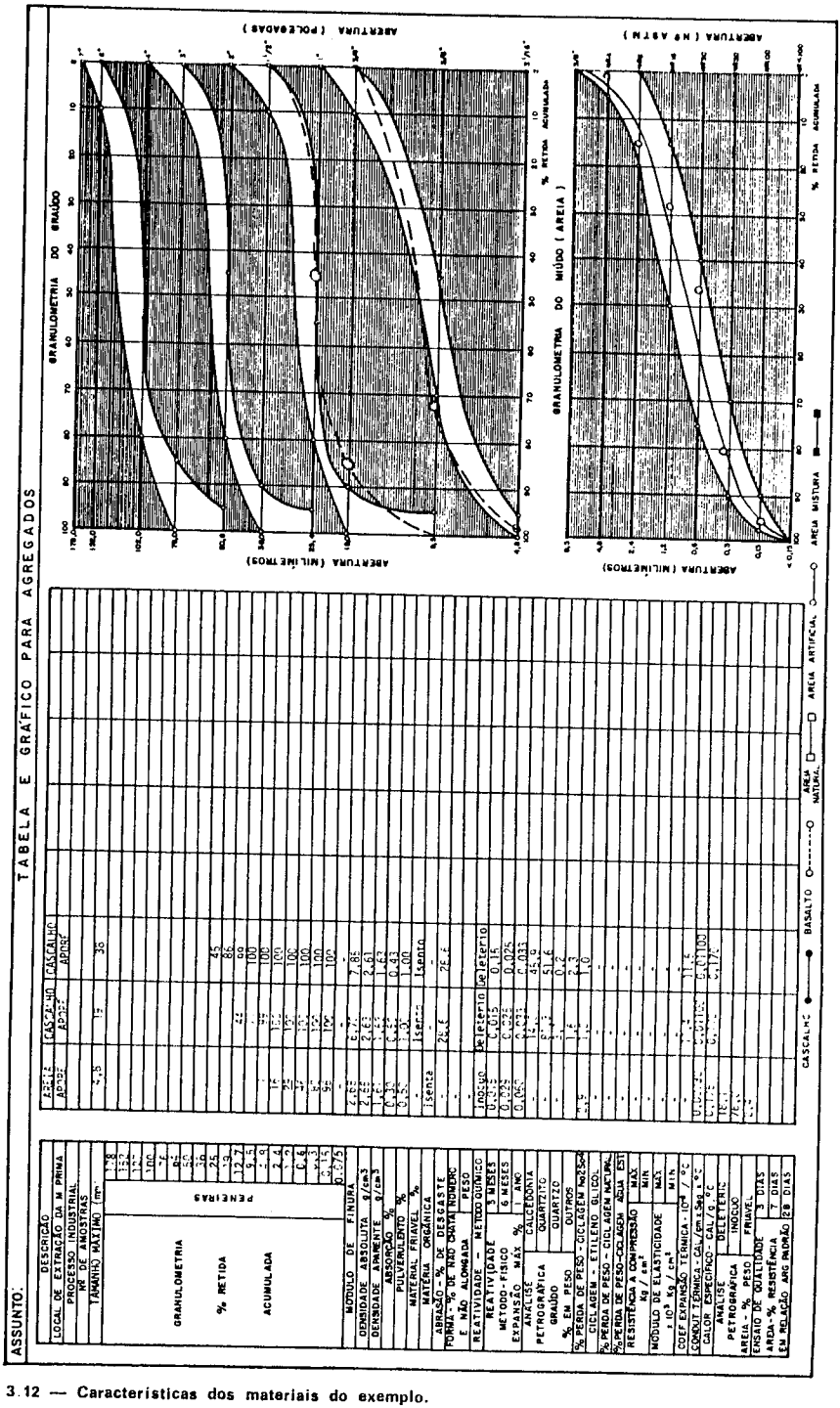


Figura 3.12 — Características dos materiais do exemplo.

ASSUNTO: DOSAGEM DE CONCRETO

SOLICITADO POR:	APLICAÇÃO: DOSAGEM AV - 4	CALCULADO POR:
	DATA __/__/__	

VALORES NOMINAIS	TENSÃO kg/cm²	SLUMP (cm)	AR % #	TEMPERATURA °C
	-	6 a 7	1,5	15°

MATERIAL	INICIAL		RECÁLCULO		CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS		
	VOLUME (S)	PESO	VOLUME (S)	PESO	CIMENTO	Corumbá	REF. 6194
% AREIA	30				POZOLANA	Jupia	REF 927
A/C OU A/C€Q		0,50		0,507	MIÚDO	Areia da Cascalheira do Aporé.	
AR	15		15,0		GRAÚDO	C1, C2 - Aporé	
AGREGADO	764		762,5				
AGLOMERANTE	85	272	84,8	271,4	INCORPORADOR		%
ÁGUA	136	136	137,7	137,7			%
TOTAL	1000		1000,0				%
FATOR f	$f = \frac{1000}{1000 + (138 - 136)} = \frac{1000}{1002} = 0,998$				RETARDADOR		%

% VOLUME COMBINADO												
COMPONENTES	4	3	2	1	AREIA 2	AREIA 1	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	ÁGUA	INC.	RET.
% VOLUME AGREGADO			38,5	31,5		30					
VOLUME SOL. POR m³			294,1	240,7		229,2	68	17			
DENSIDADE (SSS)			2,61	2,63		2,65	3,2	2,5			
PESO POR m³ (SSS)			767,6	633,0		607,4	217,6	42,5	136 ←	138	
ABSORÇÃO %			0,43	0,50		0,30	-	-		↑	
UMIDADE %			0,08	0,06		0,11					
ÁGUA LIVRE %			0,35	0,44		0,19					
PESO DA ÁGUA LIVRE			2,7	2,8		1,1	6,6 x	0,7 =	+ 5		
PESO POR m³			765	630		606	217,6	42,5	141	143	
PARA 50 L			38,3	31,5		30,3	10,88	2,13	7,05	↑	

CORREÇÃO DA ÁGUA	TEMPERATURA DO CONCRETO	SLUMP (cm)	VEBE (SEG)	AR %	δ AP - # Kg/m³	δ AP - INT Kg/m³	BLEEDING %	DATA DE MOLDAGEM
+ 100 g	16,2	6,8		1,5				

Nº C.P.	DATA DE RUPTURA	IDADE DIAS	TENSÃO kg/cm²	MÉDIA kg/cm²	Nº C.P.	DATA DE RUPTURA	IDADE DIAS	TENSÃO kg/cm²	MÉDIA kg/cm²

OBSERVAÇÕES: 7,05 + 0,10 = 7,15 7,15/0,05 = 143 143 - 5 = 138

Figura 3.13 — Cálculo — Exemplo

ASSUNTO: DOSAGEM DE CONCRETO

SOLICITADO POR:	APLICAÇÃO: DOSAGEM AV-4	CALCULADO POR:
	DATA / /	

VALORES NOMINAIS	TENSÃO kg/cm²	SLUMP (cm)	AR % #	TEMPERATURA °C
		6 a 7	1,5	15

MATERIAL	INICIAL		RECÁLCULO	
	VOLUME (S)	PESO	VOLUME (S)	PESO
% AREIA	32			
A/C OU A/CEQ		0,50		
AR	15			
AGREGADO	764			
AGLOMERANTE	85	272		
ÁGUA	136	136		
TOTAL	1000			
FATOR				

CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS		
CIMENTO	Corumbá	REF 6194
POZOLANA	JUPIÁ	REF 927
MIÚDO	Areia do Aporé	
GRAÚDO	C1, C_2 do Aporé	
INCORPORADOR		%
		%
		%
RETARDADOR		%

% VOLUME COMBINADO			55	45							
COMPONENTES	4	3	2	1	AREIA 2	AREIA 1	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	ÁGUA	INC.	RET.
% VOLUME AGREGADO			37,4	30,6		32					
VOLUME SOL. POR m³			285,7	233,8		244,5	68,0	17,0	136		
DENSIDADE (SSS)			2,61	2,63		2,65	3,2	2,5			
PESO POR m³ (SSS)			745,7	614,9		647,9	217,6	42,5	136		
ABSORÇÃO %											
UMIDADE %											
ÁGUA LIVRE %			0,35	0,44		0,19					
PESO DA ÁGUA LIVRE			2,5	2,7		1,2	6,4	0,70	≅ 5		
PESO POR m³			743,2	612,2		646,7	217,6	42,5	141		
PARA 50 L			37,2	30,6		32,3	10,88	2,13	7,05		

CORREÇÃO DA ÁGUA	TEMPERATURA DO CONCRETO	SLUMP (cm)	VEBE (SEG)	AR %	γ AP - ∗ Kg/m³	γ AP - INT Kg/m³	BLEEDING %	DATA DE MOLDAGEM
-	16,1	6,5		1,5				

Nº C.P.	DATA DE RUPTURA	IDADE DIAS	TENSÃO kg/cm²	MÉDIA kg/cm²	Nº C.P.	DATA DE RUPTURA	IDADE DIAS	TENSÃO kg/cm²	MÉDIA kg/cm²

OBSERVAÇÕES:

Não houve correção na água f=1

Figura 3.14 — Cálculo — Exemplo

ASSUNTO: DOSAGEM DE CONCRETO

SOLICITADO POR:	APLICAÇÃO: DOSAGEM AV-4	CALCULADO POR:
	DATA __/__/__	

VALORES NOMINAIS	TENSÃO kg/cm²	SLUMP (cm)	AR % #	TEMPERATURA °C
		6 A 7	1,5	15ºC

MATERIAL	INICIAL VOLUME (S)	INICIAL PESO	RECÁLCULO VOLUME (S)	RECÁLCULO PESO
% AREIA	34			
A/C OU A/CEQ		0,50		0,515
AR	15		15,0	
AGREGADO	764		760,8	
AGLOMERANTE	85	272	84,7	270,9
ÁGUA	136	136		139,5
TOTAL	1000,0		1000,00	

CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS		
CIMENTO	Corumbá	REF. 6194
POZOLANA	Jupiá	REF 927
MIÚDO	Areia do Aporé	
GRAÚDO	C1, C_2 do Aporé	
INCORPORADOR		%
		%
		%
RETARDADOR		%

FATOR $f = \frac{1000}{1000 + (140-136)} = \frac{1000}{1004} = 0,996$

% VOLUME COMBINADO			55	45							
COMPONENTES	4	3	2	1	AREIA 2	AREIA 1	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	ÁGUA	INC.	RET.
% VOLUME AGREGADO			36,3	29,7		34					
VOLUME SOL. POR m³			277,3	226,9		259,8	68,0	170	136		
DENSIDADE (SSS)			2,61	2,63		2,65	3,2	2,5	1		
PESO POR m³ (SSS)			723,7	596,7		688,5	217,6	42,5	136 ←	140	
ABSORÇÃO %											
UMIDADE %											
ÁGUA LIVRE %			0,35	0,44		0,19					
PESO DA ÁGUA LIVRE			2,5	2,6		1,3	6,4	0,7=	5		
PESO POR m³			721,2	594,1		687,2	217,6	42,5	141	145	
PARA 50 L			36,1	29,7		34,4	10,88	2,13	7,05		
									7,25		

CORREÇÃO DA ÁGUA	TEMPERATURA DO CONCRETO	SLUMP (cm)	VEBE (SEG)	AR %	γ AP-∞ Kg/m³	γ AP-INT Kg/m³	BLEEDING %	DATA DE MOLDAGEM
+ 200 g	16,0	6,8	-	1,3				

Nº C.P.	DATA DE RUPTURA	IDADE DIAS	TENSÃO kg/cm²	MÉDIA kg/cm²	Nº C.P.	DATA DE RUPTURA	IDADE DIAS	TENSÃO kg/cm²	MÉDIA kg/cm²

OBSERVAÇÕES:

7,05 + 0,2 = 7,25 7,25/0,05 = 145 145 - 5 = 140

Figura 3.15 — Cálculo — Exemplo

— Agregado total = 1.000 − 136 − 85 − 15 = 764.

— % volume de agregado graúdo — C_1 = (100 − 30) x 0,45 = 31,5.
C_2 = (100 − 30) x 0,55 = 38,5.

— Volumes sólidos para um metro cúbico

C_2	= 0,385 x 764	= 294,1	(l)
C_1	= 0,315 x 764	= 240,7	(l)
areia	= 0,3 x 764	= 229,2	(l)
total	=	764,0	(l)
Aglomerantes — cimento	= 0,8 x 85	= 68	(l)
pozolana	= 0,2 x 85	= 17	(l)
		85	(l)

— Massas específicas absolutas (condição SSS — ver figura 3.12)
C_2 = 2,61 kg/dm³
C_1 = 2,63 kg/dm³
areia = 2,65 kg/dm³.

— Peso por metro cúbico na condição SSS
C_2 = 294,1 x 2,61 = 767,6 kg/m³
C_1 = 240,7 x 2,63 = 633,0 kg/m³
areia = 229,2 x 2,65 = 607,4 kg/m³
cimento = 68 x 3,2 = 217,6 kg/m³
pozolana = 17 x 2,5 = 42,5 kg/m³.

— Absorções
C_2 = 0,43%
C_1 = 0,50%
areia = 0,30%.

— Umidades no instante da dosagem
C_2 = 0,08%
C_1 = 0,06%
areia = 0,11%.

— Água livre %
C_2 = 0,43 − 0,08 = 0,35%
C_1 = 0,50 − 0,06 = 0,44%
areia = 0,30 − 0,11 = 0,19%.

— Massa da água livre

$$C_2 = \frac{0,35}{100} \times 767,6 = 2,7 \text{ kg/m}^3$$

$$C_1 = \frac{0,44}{100} \times 633,0 = 2,8 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{areia} = \frac{0,19}{100} \times 607,4 = 1,1 \text{ kg/m}^3$$

TOTAL = 6,6 kg/m³

— Água a ser acrescida (pois absorção maior que a umidade) = 6,6 x 0,7 (ver item 3.1.3.6) = 5 kg/m³.

— Massa por metro cúbico (na condição a ser betonado)
C_2 = 767,6 − 2,7 = 765 kg/m³
C_1 = 633,0 − 2,8 = 630 kg/m³
areia = 607,4 − 1,1 = 606 kg/m³
água = 136 + 5 = 141 kg/m³.

— Quantidade a betonar para um volume de 50 l (que é suficiente para os ensaios da mistura fresca)
C_2 = 765 x 0,05 = 38,3 kg
C_1 = 630 x 0,05 = 31,5 kg
areia = 606 x 0,05 = 30,3 kg
cimento = 217,6 x 0,05 = 10,88 kg
pozolana = 42,5 x 0,05 = 2,13 kg
água = 141 x 0,05 = 7,05 kg
gelo = calculado de acordo com o descrito no item 3.1.7.

3.1.8.3 Betonada (mistura)

Durante a primeira betonada, observou-se a necessidade de um acréscimo de 100 g de água, para se obter um abatimento de 68 mm.

3.1.8.4 Verificações

Com o acréscimo da quantidade de água tem-se:
— Água real = 7,05 + 0,10 = 7,15 kg para 50 L
= 7,15/0,05 = 143 kg/m³.

— Água na condição "SSS" = 143 − 5 = 138 kg/m³.

— Cálculo do fator "f".
Devido ao acréscimo de água 138 − 136 = 2 L

$$\frac{1.000}{1.000 + (138 - 136)} \qquad \frac{1.000}{1.002} = 0,998 = \text{"f"}$$

— Recálculo do consumo de materiais
Água = 0,998 x 138 = 137,7 kg/m³
Aglomerante = 0,998 x 272 = 271,4 kg/m³
271,4/3,2 = 84,8 L
Agregado total = 985 − 137,7 − 84,8 = 762,5
A/Ceq = 137,7/271,4 = 0,507.

Obteve-se desta forma o primeiro ponto da curva — correspondente a 30% do volume sólido de areia (ver figura 3.16).

3.1.8.5 Cálculos complementares

Adotando outros teores de areia, repetem-se os cálculos e os recálculos, como nas figuras 3.14 e 3.15, obtendo-se, então, o seguinte quadro de valores.

% Areia Volume sólido	A/Ceq	Água kg/m³
30	0,507	137,7
32	0,500	136,0
34	0,515	139,5

Esses valores são plotados, como mostra a figura 3.16

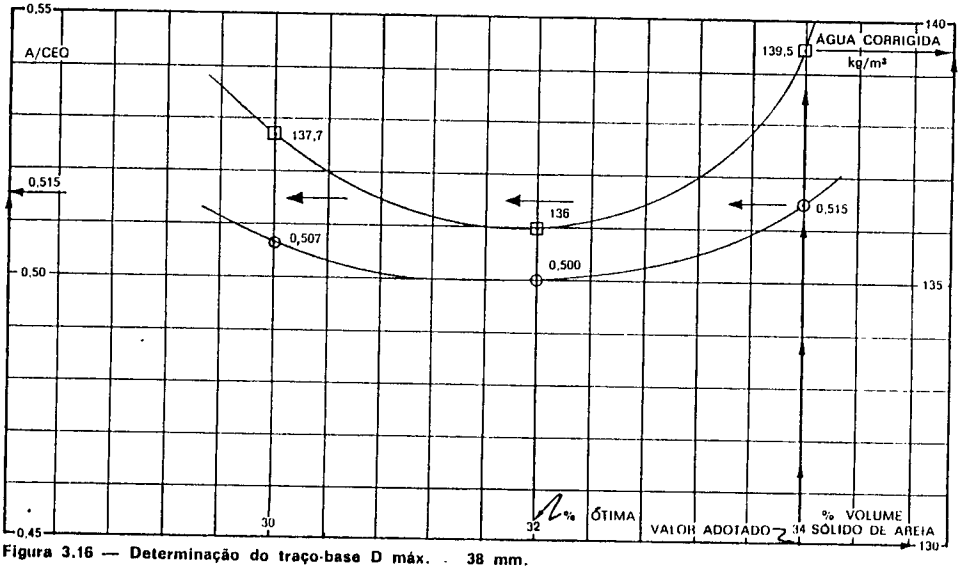


Figura 3.16 — Determinação do traço-base D máx. 38 mm.

Através do gráfico da figura 3.16, adotou-se o valor 34% para o volume sólido de areia, tendo em vista o caráter estrutural da mistura, ficando com razoável teor de argamassa — aproximadamente 49% do volume sólido total.

O traço-base, então, é o seguinte:

A/Ceq = 0,515
Aglomerante = 270,9 kg/m³
Água = 138,5 kg/m³
Ar = 1,5%

Volume absoluto total do agregado = 760,9 L
sendo: 34,0% areia = 258,7 L
29,7% C_1 = 226,0 L
36,3% C_3 = 276,2 L
total = 760,9 L.

Variando-se o fator A/Ceq, e moldando corpos de prova para os diversos ensaios, obtém-se a família de valores nas diversas A/ceq, como mostra a figura 3.17. Isto permite escolher a mistura mais adequada para os fins desejados.

DOSAGEM			AV – 4	AV – 4	AV – 4	AV – 4
DIÂMETRO MÁXIMO (mm)			38	38 m	38	38
ÁGUA / CIMENTO (EQUIV.)			0,30	0,40	0,50	0,60
MATERIAL POZOLÂNICO - % VOLUME SÓLIDO			20	20	20	20
COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS EM VOLUME	AREIA – % V. SÓLIDO		20,7	31,8	33,8	35,0
	D 19 mm		45	45	45	45
	D 38 mm		55	55	55	55
	D 76 mm		–	–	–	–
	D 152 mm		–	–	–	–
TRAÇO EM VOLUME SÓLIDO			1:3,5	1:6,8	1:8,7	1:10,6
CIMENTO (Kg/ m³)			371,8	279,0	223,4	186,2
MATERIAL POZOLÂNICO (Kg/ m³)			72,8	54,5	43,5	36,3
ÁGUA (Kg/ m³)			172,0	139,5	139,5	139,5
AREIA 1 (Kg/ m³)			524,7	620,9	678,7	717,1
AREIA 2 (Kg/ m³)			–	–	–	–
CASCALHO 1 (Kg/ m³)			594,4	594,4	594,4	594,4
CASCALHO 2 (Kg/ m³)			720,9	720,9	720,9	720,9
CASCALHO 3 (Kg/ m³)			–	–	–	–
BRITA 1 (Kg/ m³)			–	–	–	–
BRITA 2 (Kg/ m³)			–	–	–	–
BRITA 3 (Kg/ m³)			–	–	–	–
BRITA 4 (Kg/ m³)			–	–	–	–
ADITIVOS % NOMINAL	INCORPORADOR		–	–	–	–
	RETARDADOR		–	–	–	–
	AR %		–	–	–	–
	SLUMP (cm)		6 a 7	6 a 7	6 a 7	6 a 7
OBTIDO	AR %			1,5	1,4	1,5
	SLUMP (cm)		5,0	5,9	7,0	6,2
	CONSISTÊNCIA VEBE (S)		–	–	–	–
	TEMPERATURA °C		14,2	16,7	14,5	17,2
	ÁGUA EXSUDAÇÃO %		–	2,3	6,1	6,7
	DENSIDADE t/ m³	FRESCO	2,433	2,420	2,417	2,408
		28 DIAS	2,434	2.448	2,436	2,444
3 DIAS	RUP. (INTEGRAL) Kg/cm²		260	180	117	73
	" (PENEIRADO) "		–	–	–	–
	" (DIAMETRAL) "		26,2	–	17,5	–
	MOD. EL. INTEGRAL Kg/cm²		442.000	–	–	–
	" " PENEIRADO "		–	–	–	–
	COEF. POISSON		0,18	–	–	–
7 DIAS	RUP. (INTEGRAL) Kg/cm²		355	254	192	127
	" (PENEIRADO) "		–	–	–	–
	" (DIAMETRAL) "		35,7	–	21,2	–
	MOD. EL. INTEGRAL Kg/cm²		484.000	460.000	357.000	–
	" " PENEIRADO "		–	–	–	–
	COEF. POISSON		0,15	0,14	0,15	–
28 DIAS	RUP. INTEGRAL Kg/cm²		430	423	316	261
	" (PENEIRADO) "		–	–	–	–
	" (DIAMETRAL) "		34,9	–	30,8	–
	MOD. EL. INTEGRAL Kg/cm²		546.000	523.000	510.000	–
	" " PENEIRADO "		–	–	–	–
	COEF. POISSON		0,19	0,19	0,18	–
90 DIAS	RUP. (INTEGRAL) Kg/cm²		489	427	353	287
	" (PENEIRADO) "		–	–	–	–
	" (DIAMETRAL) "		30,4	–	30,7	–
	MOD. EL. INTEGRAL Kg/cm²		555.000	589.800	547.500	–
	" " PENEIRADO "		–	–	–	–
	COEF. POISSON		0,17	0,15	0,17	–
PERMEAB.	BUREAU cm/s (90 DIAS)		–	–	–	–
	PENETRAÇÃO (cm)	28 DIAS	–	–	–	–
		90 DIAS				

Figura 3.17 — Família de valores para diversos fatores água/cimento equivalente.

3.2 Verificação da qualidade das misturas

3.2.1 Objetivo

Não resta dúvida que, para se manter a economicidade desejada pelo adequado proporcionamento das misturas, é necessário manter um controle efetivo durante a produção do concreto. Somente dessa forma serão minimizadas as variações e será obtida a adequada segurança. Um esquema de inspeção e controle é abordado no item 4.

Os ensaios de resistência são, provavelmente, os ensaios mais importantes aplicados ao concreto, para servir de base para o julgamento do produto acabado. Correntemente é entendido que um concreto de alta resistência seja sinônimo de um concreto de boa qualidade. Mas isso não deve ser tomado indiscriminadamente pois, por exemplo: Quando se obtém uma resistência elevada através de um excessivo consumo de cimento com base em um baixo fator água/cimento, poderá ocorrer, em consequência, excessiva retração por secagem, e/ou trincas de origem térmica.

O aparecimento de fissuras de origem térmica, no caso de estruturas hidráulicas, como barragens, é um fenômeno desagradável e preocupante na maioria dos casos. Há portanto, a necessidade e conveniência, no caso das barragens, da utilização de concreto bem dosado para atender adequadamente aos parâmetros solicitados.

Para se alcançar a resistência necessária, os concretos devem ser proporcionados e controlados levando em conta tópicos tais como:

— Variações na qualidade do(s) cimento(s) usado(s) na obra;
— Possibilidade de mistura de diversos cimentos;
— Variações nas características do material pozolânico;
— Variações nas características granulométricas (e forma) dos agregados;
— Variações da(s) areia(s) utilizada(s);
— Dificuldades nos sistemas de produção do concreto;
— Dificuldades nos sistemas de transporte e lançamento do concreto;
— Uniformidade e qualidade da equipe e dos equipamentos de adensamento.

Deve-se também lembrar que outros fatos podem acarretar variações na resistência do concreto, tais como:

— Controle do teor de água;
— Variação da umidade do agregado, principalmente o agregado miúdo;
— Variação na temperatura;
— Variação no teor de ar incorporado;
— Inconsistência da amostragem;
— Variação da energia de compactação;
— Excessivo manuseio das amostras;
— Cuidados nas desmoldagens;
— Variações nas condições ambientes de cura;
— Cuidados no capeamento dos espécimes;
— Cuidados na execução dos ensaios.

É de se convir que nas construções de obras de grande porte, os volumes lançados horária ou diariamente atingem velocidades às vezes assustadoras. Em Ilha Solteira, por exemplo, lançou-se mais de 5 mil m^3 em um só dia, em Itaipu 15 mil m^3/dia com volumes ao redor de 800 m^3/hora.

A fim de acompanhar a dinâmica de produção é conveniente adotar um esquema de controle de modo a conviver com a menor possibilidade de eventos adversos à uniformidade do concreto.

Um item vital para a uniformidade do concreto é o controle das operações de produção das misturas e é aqui denominado de controle de uniformidade durante a produção. A comprovação da eficiência do controle de uniformidade pode ser feita pelo controle de qualidade do concreto, quando então são analisados os valores de resistência.

3.2.2 Controle de uniformidade durante a produção

Através dos ensaios de controle durante a produção do concreto e da verificação constante da umidade dos agregados, pode-se efetuar o ajuste do teor de água, porcentagem de aditivo para incorporação de ar, da trabalhabilidade e ainda a quantidade de frio (gelo, água gelada ou insuflações de ar frio nos agregados) a fim de se obter a temperatura adequada. A frequência dos ensaios e mais o controle sistemático dos silos-balanças das centrais, mediante aferições periódicas, tornam possível a detecção imediata de qualquer anomalia, as providências decorrentes, e consequentemente a uniformidade desejada.

O controle de uniformidade durante a produção é composto por verificações de:

3.2.2.1 Umidade e absorção dos materiais

Como observado no item 3.1 é de suma importância saber, e manter, a quantidade de água da mistura. É notória, ainda, a influência da umidade e absorção dos agregados no teor de água usada para a mistura. Tendo em vista isso, é que normalmente nas centrais de concreto deve-se trabalhar com os pesos de materiais na condição de saturada superfície seca.

Durante a produção de concreto, são efetuados ensaios, periodicamente, para determinação da umidade dos agregados.

A absorção, por ser uma característica mais própria do material, poderá ser o valor médio dos ensaios efetuados em laboratório, para cada faixa granulométrica dos materiais. Através dos valores de umidade, acompanhados pelos valores de trabalhabilidade, faz-se os ajustes na quantidade de água. A maior ou menor acuracidade no controle dessa quantidade de água está intimamente ligada à qualidade do concreto.

É importante tomar medidas visando minimizar as quantidades de umidade dos agregados. Os agregados graúdos, por terem uma boa capacidade de drenagem constituem um problema de menor gravidade quando comparados com o agregado miúdo. O agregado miúdo, então, deverá ser estocado em locais de rápida drenagem, ou em silos drenantes, por um período que garanta a redução do teor de umidade.

É comum tolerar variações do teor de água de modo a se ter variações, na relação água/cimento, menores do que a $\pm$ 0,02.

3.2.2.2 Amostragem do concreto

A não representatividade na amostragem do concreto poderá causar discrepâncias grosseiras na resistência e outras propriedades medidas nos corpos de prova. Com intuito de reduzir os erros de amostragem, a amostra deverá ser obtida na porção média da betonada. A amostra obtida no fluxo de descarga da betoneira deverá interceptar o fluxo em toda a sua seção. A amostra, de caminhões-betoneira, deverá ser obtida em três intervalos regularmente espaçados, durante a descarga da betonada evitando, no entanto, as partes inicial e final. O volume da amostra deverá ser compatível com os ensaios que se desejam.

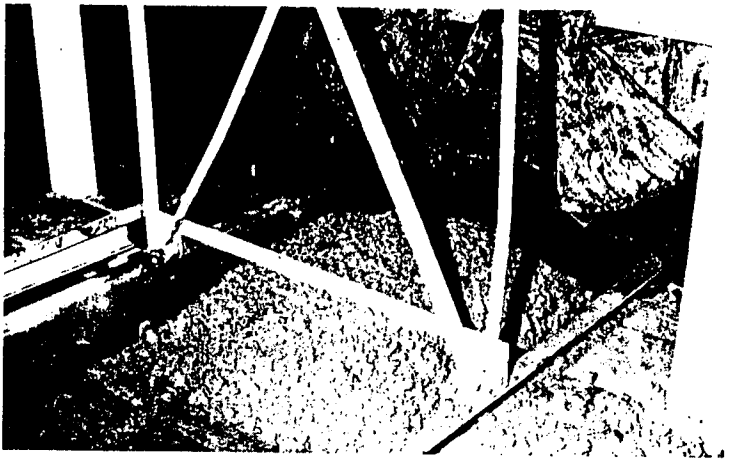


Figura 3.18 — Coleta de amostra do concreto, através de carrinho amostrador cortando o fluxo de descarga do concreto.

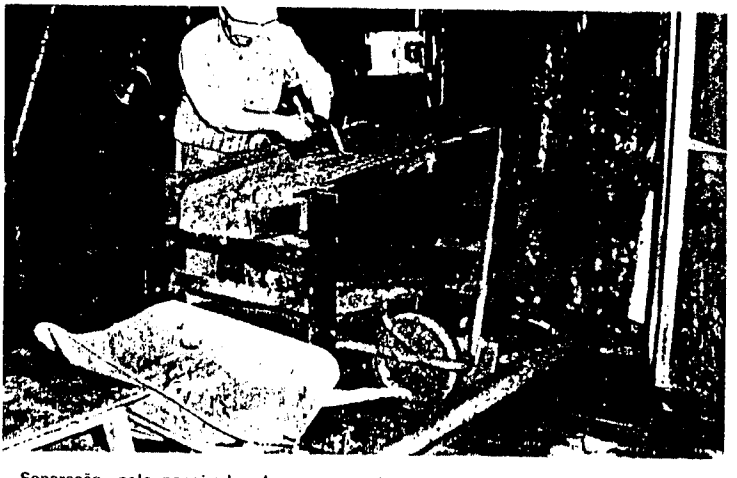


Figura 3.19 — Separação, pelo peneirador de concreto, da fração maior do que 38 mm do concreto, para ensaios de controle durante a produção e para as diversas moldagens.

3.2.2.3 Trabalhabilidade

A trabalhabilidade é o parâmetro comumente usado para efetuar o controle de mistura de concreto fresco. Os valores dos ensaios de trabalhabilidade auxiliam no controle do teor de água. Como mostra a figura 3.20, o ensaio de trabalhabilidade, pelo abatimento do tronco de cone, é um ensaio simples, rápido, e que requer uma aparelhagem elementar.



Figura 3.20 — Avaliação da trabalhabilidade pelo abatimento do tronco de cone.

3.2.2.4 Incorporação de ar

A medida da quantidade de ar incorporado, do concreto fresco, é essencial para manter a qualidade desejada. Essas medidas deverão ser efetuadas rotineiramente e permitirão ajustar a quantidade de aditivo. Para a medida da incorporação de ar, em uma sequência grande de amostras, é conveniente usar o sistema mostrado na figura 3.21, que é baseado na lei de Boyle.

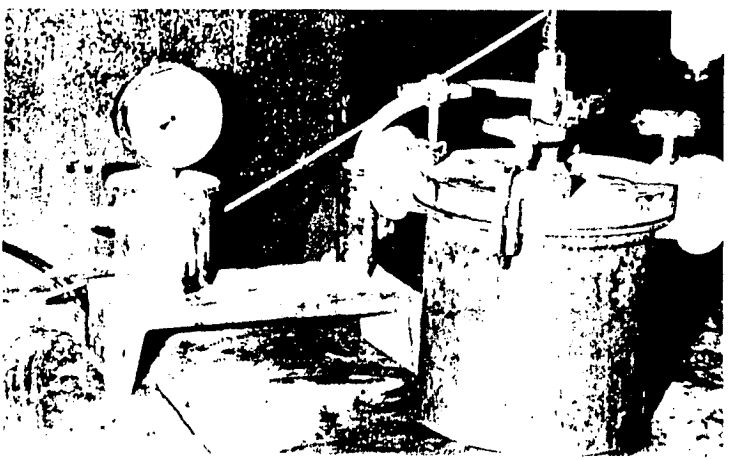


Figura 3.21 — Avaliação do teor de ar incorporado a fim de controlar a dosagem de aditivo incorporador de ar. Ensaio efetuado na fração menor do que 38 mm, a partir do concreto integral. O equipamento (baseado na lei de Boyle) utiliza a aplicação de uma pressão inicial, em um volume conhecido e que após a colocação e o adensamento do concreto é conectada à campânula (contendo o concreto), passando a uma pressão final. Através de uma curva de calibração determina-se a porcentagem de incorporação de ar.

3.2.2.5 Temperatura

Quando se trabalha com concreto a temperaturas diferentes da temperatura ambiente, há necessidade de se verificar rotineiramente mais esse parâmetro. Na produ-

ção de concreto pré-refrigerado o controle da temperatura é de suma importância e a temperatura deve ser medida durante o manuseio da amostra (Nota 15) como se observa na figura 3.22.

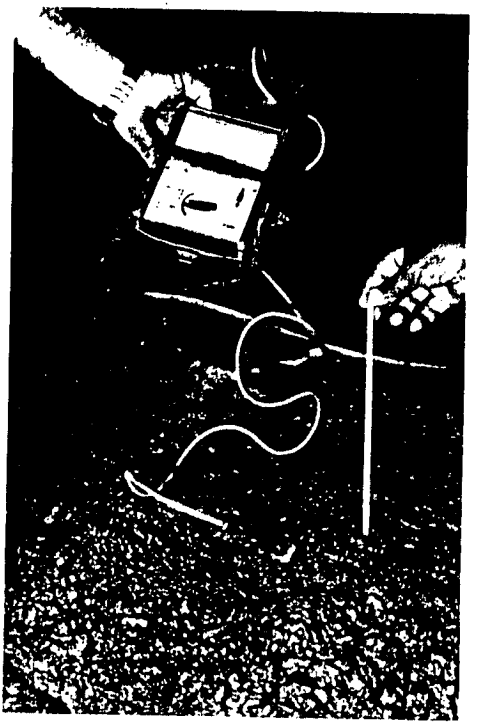


Figura 3.22 — Tomada de temperatura do concreto através de termômetro eletrônico ou de vidro, durante o manuseio da amostra.

Essas medidas permitirão ajustar a quantidade de gelo (ou outro material usado para o resfriamento).

3.2.2.6 Quantidade de água na mistura

A partir dos valores obtidos pelos controles citados nos itens 3.2.2.1 a 3.2.2.5, são efetuados os ajustes de água (e de material de resfriamento), fornecendo a quantidade correta para a utilização na mistura. Esse ajuste, evidentemente, deve ter uma limitação. Como já citado, adota-se que a variação do teor de água da mistura não deve ultrapassar a uma quantidade tal que dê uma variação superior a $\pm$ 0,02, na relação A/C (ou A/ceq). Quando a variação ultrapassar esses limites a mistura deverá ser verificada e redosada. É prudente que se mantenha durante o controle do concreto, um tabelamento dessas variações, a fim de manter a qualidade desejável do concreto.

Nota 15: O instante preciso para a medida da temperatura deverá ser orientado pelo tipo de refrigeração usado. Por exemplo quando se usa apenas água gelada e gelo, a medida de temperatura do concreto não deverá ser efetuada antes de haver decorrido aproximadamente 20 minutos, após a mistura do concreto. Isto porque as partículas dos agregados poderiam estar refrigeradas somente superficialmente.

3.2.2.7 Densidade

O controle de uniformidade do concreto seria incompleto caso não se realizassem os ensaios para determinação da massa específica do concreto. Esse controle é de grande interesse na uniformidade do concreto do tipo massa, bem como no concreto leve, e no concreto pesado (Nota 16).

3.2.2.8 Aferição da central de concreto

Um requisito vital para o controle do concreto é a fidelidade do sistema usado para a medida dos componentes do concreto. Seja o sistema por volume, normalmente usado para obras de pequeno porte ou, seja o sistema por peso que é mais preciso, devem-se efetuar aferições periódicas. Os índices obtidos nessas calibrações deverão estar em estreita concordância com as limitações impostas pelas especificações adotadas.

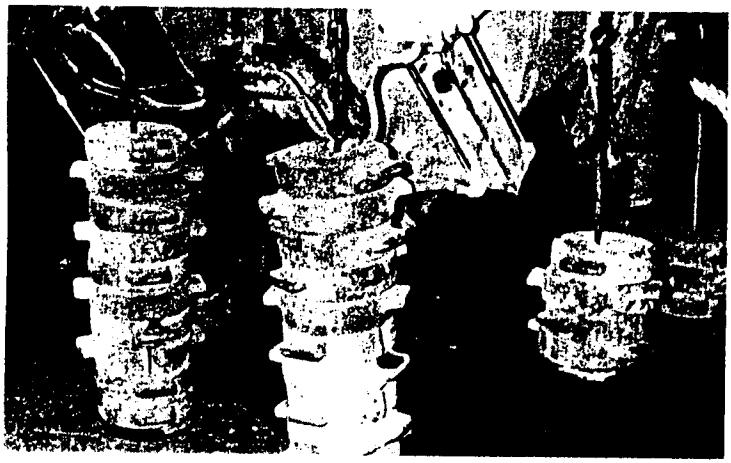


Figura 3.23 — Aferição dos silos-balança, de central de concreto, através de pesos-padrão.

3.2.2.9 Desempenho das betoneiras

Para cada tipo de equipamento de mistura é recomendado um tempo mínimo para betonagem. Considera-se que esse tempo mínimo seja suficiente para dar a uniformidade ao concreto. As recomendações técnicas, entretanto, permitem a alteração do tempo de mistura desde que se apliquem ensaios adequados para tal finalidade, e os resultados sejam comprobatórios.

Como o tempo de mistura está diretamente ligado à capacidade de produção do equipamento, é de interesse otimizar-se o tempo gasto para a mistura. É conveniente, então, exigir ensaios periódicos para verificação do desempenho do equipamento de mistura. Através dos valores obtidos poder-se-á otimizar o tempo de mistura.

Nota 16: Concreto pesado é o concreto feito com agregados de massa específica alta, como magnetita, barita etc. ...

3.2.3 Controle de qualidade

3.2.3.1 Introdução

O controle de qualidade poderá ser aplicado a qualquer propriedade do concreto ou de outro material. De maneira geral como a resistência à compressão é um índice da qualidade do concreto, o controle de qualidade é comumente aplicado sobre os seus valores.

A função primordial do ensaio de compressão axial simples é a de atestar a produção de um concreto, com determinada resistência e qualidade. Como o concreto é uma massa constituída por diversos materiais, está sujeito à influência de numerosas variáveis. As características de cada componente poderão causar variações dependendo de sua própria uniformidade. Outras variações poderão ocorrer, causadas pelas práticas usadas para dosagem, produção, transporte, lançamento e cura, ou ainda pela moldagem, cura, cuidados e ensaio dos corpos de prova. Todas as variações deverão ser esperadas, porém suas magnitudes deverão ser controladas e mantidas de acordo com as limitações impostas.

A resistência do concreto, sem sombra de dúvidas é uma das mais importantes propriedades do concreto, embora em outros casos, outras propriedades sejam mais importantes. A resistência, normalmente indica um quadro geral da situação e da qualidade do concreto.

Durante a produção de concreto deverão ser extraídas amostras de concreto fresco, para a moldagem de corpos de prova. Esse procedimento deve ser adotado tanto para obras com pequeno volume de concreto, mas de relativa importância, como é mostrado na figura 3.24, como também nas obras de maior porte (figuras 3.25 e 3.26). Nas obras das hidroelétricas utilizam-se concretos com agregados de grandes dimensões e para

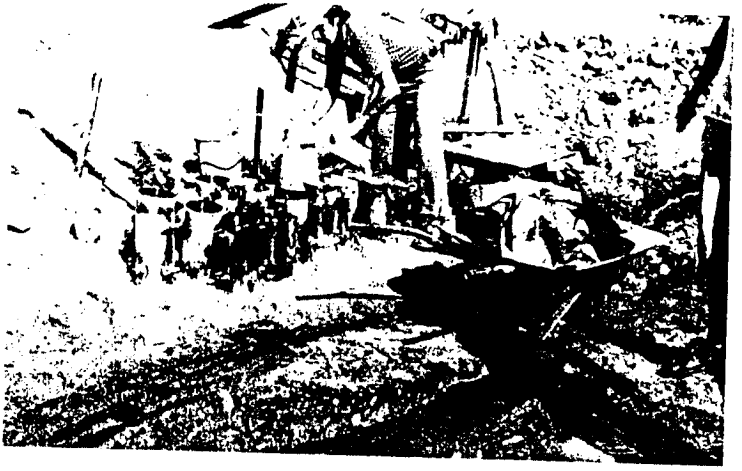


Figura 3.24 — Aspecto de controle de qualidade, efetuado em local de lançamento. Sobre o carrinho são vistos sacos (usados) umedecidos, para cobrir os corpos de prova.

a moldagem dos corpos de prova comuns (Ø 15 cm x 30 cm) há necessidade de se fazer uma separação da fração de agregados superior a D máx. 38 mm, como indica a figura 3.19, e efetuar a moldagem com a fração que passa na peneira de 38 mm. Há necessidade, entretanto, de moldagem de corpos de prova do concreto integral, para correlações das propriedades. A moldagem e a cura dos corpos de prova deverão ser cuidadosamente realizadas a fim de se evitar grandes variações, o que geralmente dificulta a interpretação dos resultados.



Figura 3.25 — Moldagem de corpos de prova cilíndricos 150 x 300 mm, com a fração peneirada (< 38 mm) a partir do concreto integral.

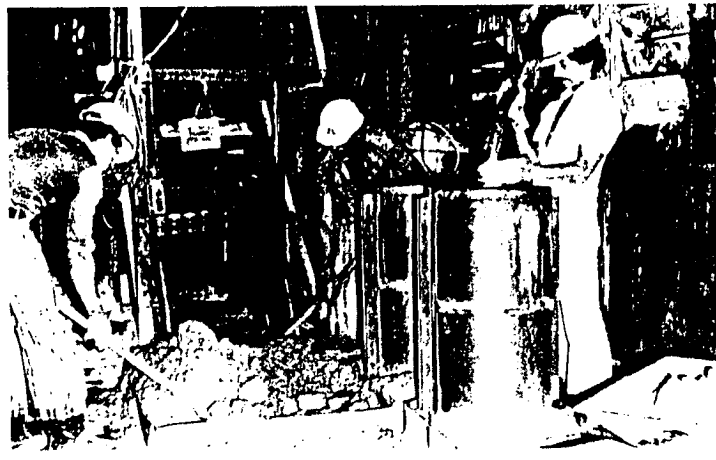


Figura 3.26 — Moldagem de corpo de prova Ø 450 mm x 900 mm agregado de D máx. de 152 mm.

O manuseio das amostras deve ser feito com máximo cuidado, dando-se preferência por transportar os espécimes dentro dos próprios moldes, fazendo-se a desforma no próprio laboratório de ensaios.



Figura 3.27 — Desforma dos espécimes no laboratório observando-se a identificação do grupo de corpos de prova (N.º 385) e da procedência (central de concreto — C-3 — Itaipu).

As operações de cura e o preparo dos corpos de prova devem ser feitos dentro de rotina e metodologia adequadas como ilustrado pelas figuras 3.28 e 3.29.

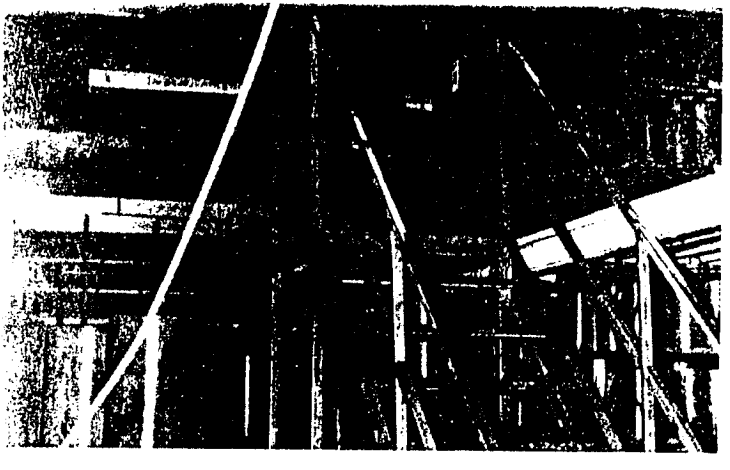


Figura 3.28 — Câmara úmida da Itaipu Binacional para sazonamento de 30 mil corpos de prova. Vê-se na foto alguns corpos de prova (Ø 450 mm x 900 mm) de concreto-massa integral com agregado D máx. de 152 mm.

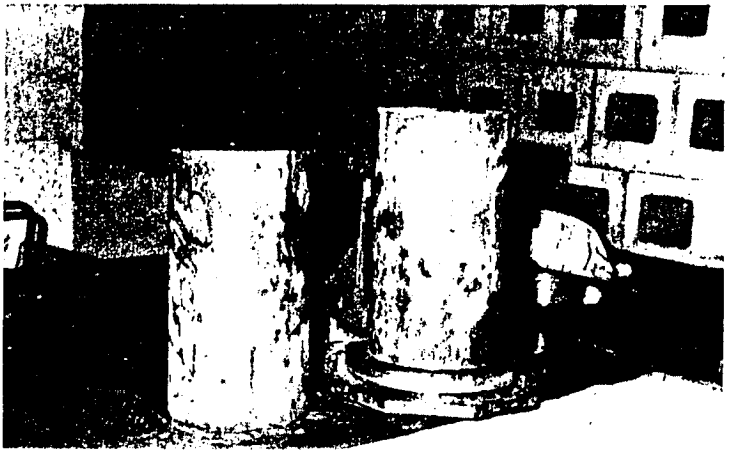


Figura 3.29 — Capeamento dos corpos de prova cilíndricos ϕ 150 mm x 300 mm de acordo com a metodologia adequada.

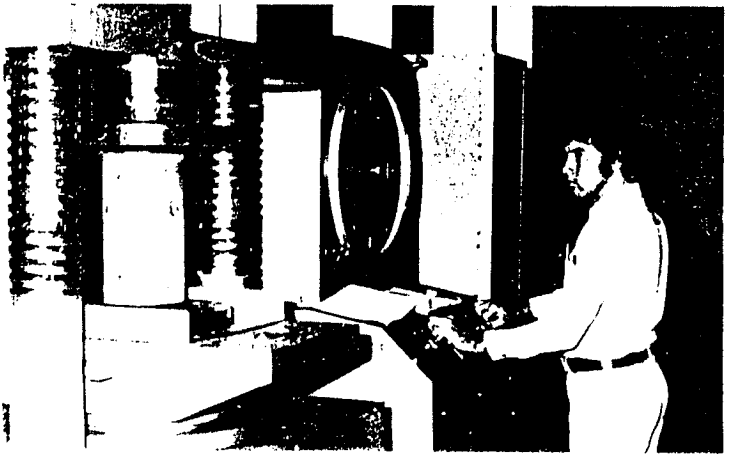


Figura 3.30 — Instante do início do ensaio de ruptura por compressão axial simples de espécime "standard" ϕ 150 mm x 300 mm (Itaipu Binacional).



Figura 3.31 — Instante de ensaio para determinação de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, com posterior ruptura por compressão axial simples, de espécime ∅ 450 mm x 900 mm com concreto integral com agregado de D máx. de 152 mm. A correlação entre as resistências do concreto peneirado e integral, fornece o valor do fator de forma (q), definido mais à frente.

O manuseio dos resultados obtidos no controle da resistência do concreto envolve conceitos matemáticos de estatística (média, desvio padrão, coeficiente de variação etc...), que são apresentados no item 3.2.3.2.

A apresentação dos valores obtidos auxilia sobremaneira na obtenção de informações rápidas e precisas. Os processos usados para apresentação variam somente quanto ao método de apresentação, visto que encerram as mesmas grandezas estatísticas.

3.2.3.2 Terminologia

A medida de posição mais adotada é a média, que é obtida pelo quociente entre a soma total dos valores de todas as observações, e o número de observações, ou seja:

$$x = \frac{\sum_{i=1}^{n} xi}{n} = \frac{x1 + x2 + x3 + \ldots + xi + \ldots + xn}{n}$$

onde:

xi = o valor observado para o elemento i
n = número de observações
x = média dos valores.

O desvio padrão "S" é igual à raiz quadrada da variância. Ou seja, é a média quadrática das diferenças dos valores observados e a média obtida.

$$S^2 = \frac{(x1 - x)^2 + (x2 - x)^2 + \ldots + (xi - x)^2 + \ldots + (xn - x)^2}{n}$$

Quando se dispõe de máquinas de calcular adequadas, "S" pode ser rearranjado sob outra disposição.

$$S = \sqrt{\frac{\Sigma^{n}_{i=1} x_i^2}{n} - X^2} \quad \text{(Nota 17)}$$

Poderá também ser usada uma medida adimensional, que é o quociente entre o desvio padrão e a média, definido como coeficiente de variação expresso em porcentagem

$$\delta = \frac{S}{x} \times 100\%$$

Amplitude "A" é a diferença entre o maior e o menor valor observado. Na tecnologia de concreto a amplitude é obtida pela subtração da menor resistência, em um grupo, do maior valor. É usada para a determinação da variação dentro do ensaio (δ_1). A variação da resistência do concreto, dentro de uma mesma betonada, poderá ser obtida calculando-se as variações do grupo de espécimes moldados para essa betonada (Nota 18). O desvio padrão dentro do ensaio S_1, e o coeficiente de variação dentro do ensaio δ_1 poderão ser calculados como se segue:

$$S_1 = \frac{1}{d_2} \times A_m$$

$$\delta_1 = \frac{S_1}{x} \times 100\% \quad \text{(Nota 18)}$$

A_m = amplitude média do grupo de corpos de prova;

$\frac{1}{d_2} = R$ = constante que depende do número de espécimes em cada grupo de acordo com a tabela abaixo (Nota 19).

Número de corpos de prova na amostra	d_2	$R = 1/d_2$
2	1,128	0,8865
3	1,693	0,5907
4	2,059	0,4857
5	2,326	0,4299
6	2,534	0,3946
7	2,704	0,3698
8	2,847	0,3512
9	2,970	0,3367
10	3,078	0,3249

Nota 17: Expressão usada para n > 30 resultados.

Nota 18: δ_1 = Coeficiente de variação dentro de uma mesma betonada.

Nota 19: Valores da tabela ASTM — STP — C — 15 [6].

Pode-se ainda avaliar as variações de betonada para betonada a partir de:

$\delta^2 = \delta^2_1 + \delta^2_2$

sendo δ_2 = coeficiente de variação betonada para betonada.

3.2.3.3 Critério

O valor médio obtido para o universo de amostras deve ser comparado com um valor mínimo especificado. É usada então, na tecnologia de concreto, a correlação:

fck = fck (1 − tδ), onde:

fck = resistência mínima requerida;

fcj = resistência média requerida determinada de acordo com a conceituação do item 3.2.3.2;

t = confiança para o universo que depende da proporção de valores inferiores a fck (ver figura 3.32);

j = idade especificada.

% de Ensaios Caindo no Limite X ± tS	Chances de Ocorrer Valores Abaixo do Limite Inferior	"t"
40	3 em 10	0,52
50	2,5 em 10	0,67
*60	2 em 10	0,84
68,27	1 em 6,3	1,00
70	1,5 em 10	1,04
*80	1 em 10	1,28
*90	1 em 20	1,65
95	1 em 40	1,96
95,45	1 em 44	2,00
98	1 em 100	2,33
99	1 em 200	2,58
99,73	1 em 741	3,00
* valores usuais		

Figura 3.32 — Valores de "t" — confiança — extraídos do ACI — 214[6].

Algumas especificações introduzem correlações determinadas pela influência de:

p = fator de velocidade de carregamento, que expressa a correlação de variação da resistência obtida em função da velocidade de carregamento utilizada no ensaio;

q = fator tamanho do agregado, sendo o quociente do valor dé compressão axial simples dos corpos de prova moldados com concreto peneirado, pelo valor de compressão axial simples dos corpos de prova moldados com concreto integral.

Essas especificações apresentam então:

$\underline{fck} = fcj\ (1 - t\delta)$

$\underline{fck} = \underline{fcj} \times px\ (1 - t\delta)$

$\overline{fck} = fck \times q = fcj \times q \times p \times (1 - t\delta)$.

A análise dos valores poderá ser feita através de várias formas de apresentação dos dados, como mostrado a seguir.

3.2.3.4 Distribuição normal de frequências

É o processo mais conhecido para apresentação de valores, podendo ser traçada a partir do histograma de dados.

O histograma é construído através do agrupamento dos valores de resistência, em determinados intervalos. Os resultados devem ser arranjados em no mínimo dez grupos. A curva de distribuição normal é então traçada a partir do cálculo das ordenadas, sobre as abscissas X, $X \pm S$, $X \pm 2S$, sendo a ordenada calculada:

Ponto $\overline{X}$ $\quad y1 = 0{,}3989\left(\frac{n \times D}{S}\right)$

$\overline{X} \pm S \quad y2 = 0{,}242\left(\frac{n \times D}{S}\right)$

$\overline{X} \pm 2S \quad y3 = 0{,}054\left(\frac{n \times D}{S}\right)$

com $\overline{X}$ = média;
n = número total de amostras;
D = dimensão do intervalo;
yi = ordenada;
S = desvio padrão

3.2.3.5 Diagrama das probabilidades

É um outro processo usado, porém com menor frequência. Para a série dos valores de resistência à compressão (sempre mais que 15 valores) a probabilidade (em porcentagem) para cada valor é calculada pela expressão:

$$P = \frac{3 \cdot r_o - 1}{3\,n + 1} \times 100\% \text{ onde}$$

P = probabilidade de ocorrência de cada valor;
r_o = número de ordem progressiva para cada valor da série, sendo $r = 1$ para o menor valor, $r = 2$ para o valor seguinte e assim sucessivamente;
n = número total da série de valores.

Os valores das probabilidades calculadas desta forma são plotados em um diagrama especial com graduação feita de maneira que toda distribuição normal e de acordo com a função de Gauss seja representada por uma reta. Um dos eixos representa a probabilidade e o outro os valores de resistência. Após o lançamento das resistências em suas respectivas probabilidades, obtém-se a reta mais representativa dos valores. A intersecção da reta e a linha de probabilidade 50% fornece o valor médio. A inclinação da reta fornece a variação. O desvio padrão (S) é a diferença entre a média (X) e o valor correspondente a 16% (84%) de probabilidade, ou seja nos pontos $X \pm S$.

3.2.3.6 Carta de controle

É o processo mais usado. Os valores são apresentados individualmente em ordenadas, e através das expressões usuais são calculados os valores estatísticos.

3.2.3.7 Tabela de valores

Quando a quantidade de valores a ser manuseada é grande, como no caso de controle de qualidade de concreto em barragens, tendo em vista uma maior familiarização com os dados (o que permite desprezar as apresentações em forma de diagramas), é aconselhável que sejam implantados sistemas dinâmicos através do tabelamento processado por computadores.

3.2.3.8 Exemplos

Neste item são apresentados exemplos para o controle de qualidade do concreto. Os valores exemplos foram obtidos durante a construção da obra da hidroelétrica de Ilha Solteira e referem-se ao controle de duas misturas utilizadas, de nomenclaturas 38ES-35 e 152ET-22.

MISTURA 38ES-35

Concreto para pré-moldados, com agregados de D máx. = 38 mm e fck 3 dias = 15 MPa, sendo p = q = 1,00.

Observa-se, então, que fck = fck = fcj (1 − tδ). As especificações recomendavam uma confiança de 95% acima de fck, logo "t" (pela figura 3.32) seria t = 1,645 para ∞ amostras.

Nas figuras de 3.33 a 3.37 são fornecidos os valores obtidos no controle para 150 resultados, cada resultado sendo obtido por dois corpos de prova.

Para ilustrar o processo, o cálculo é feito para os 30 primeiros resultados.

Para apresentação em carta de controle pode-se calcular a média móvel a cada cinco resultados ou seja:

Amostra	Valor Médio da Amostra	Média Móvel a Cinco Amostras
1	169 ●	
2	186 ● *	
3	198 ● * ≠	
4	174 ● * ≠ O	
5	208 ● * ≠ O ?	● 187
6	208 * ≠ O ?	* 194
7	237 ≠ O ?	≠ 205
8	200 O ?	O 205
9	173 ?	? 205
10	155	194 e assim sucessivamente

Os valores assim obtidos são lançados em gráficos como indica o item 3.2.3.4, e como é indicado nas figuras 3.38 — Distribuição normal de frequências, 3.39 — Diagrama de probabilidade, 3.40 e 3.41 — Carta de Controle.

ASSUNTO: CONTROLE ESTATÍSTICO PARA 30 AMOSTRAS — DATA: ___/___/___

AMOSTRA	DATA MOLDAGEM	Nº DO ESPÉCIME	TRABALHABILIDADE (cm)	AR INCORPORADO (%)	TEMPERATURA (°C)	CENTRAL	$\bar{f}cj$ MPa — IDADE (DIAS) 3	7	28	90	180	360	fck = OBSERVAÇÕES
1	09.01.72	27261/66					16,9 16,8	25,5	36,0				
2	09.01.72	27381/86					18,0 19,1	29,4	38,3				
3	13.01.72	27681/86					19,3 20,3	28,3	36,2				
4	18.01.72	28119/24					16,5 18,3	23,3	38,1				
5	19.01.72	28227/32					21,1 20,4	28,3	35,0				
6	20.01.72	28311/16					20,4 21,1	27,2	31,9				
7	20.01.72	28317/22					24,3 23,0	29,3	39,5				
8	20.01.72	28419/24					20,5 19,5	29,6	37,3				
9	24.01.72	28701/06					16,5 18,1	28,1	39,9				
10	25.01.72	28815/20					15,6 15,3	23,1	30,1				
11	30.01.72	29223/28					22,6 21,0	30,9	36,9				
12	06.02.72	29931/36					18,3 18,7	25,0	35,3				
13	19.02.72	31011/16					17,8 17,0	24,3	32,4				
14	26.02.72	31575/80					21,8 23,0	27,9	33,8				
15	26.02.72	31599/04					22,4 24,5	34,2	45,2				
16	11.04.72	35475/80					18,1 18,2	23,7	34,4				
17	11.04.72	35505/10					24,5 27,3	36,9	50,6				
18	13.04.72	35673/78					18,3 17,6	27,3	38,5				
19	13.04.72	35685/90					27,5 27,0	37,3	46,4				
20	13.04.72	35721/26					22,2 21,5	33,2	37,5				
21	14.04.72	35763/68					22,0 21,8	31,7	39,0				
22	14.04.72	35787/92					24,0 24,0	36,2	46,2				
23	15.04.72	35859/64					20,0 20,8	36,6	49,1				
24	19.04.72	36117/22					23,4 24,0	32,0	42,1				
25	19.04.72	36189/94					17,5 17,5	31,3	41,7				
26	21.04.72	36279/84					25,1 25,9	35,3	41,9				
27	22.04.72	36369/74					19,4 19,2	29,3	41,8				
28	24.04.72	36543/48					18,9 19,6	25,9	38,1				
29	26.05.72	39555/60					18,1 18,2	26,9	30,6				
30	29.06.72	43251/66					16,3 16,5	24,3	39,6				
RESISTÊNCIA MÉDIA η (Kg/cm² / Kg/m³)							20,6	29,4	38,8				
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO V%							16,3	14,6	13,2				
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO VT%													
$\bar{f}ck = \bar{f}cj\ [x(1-tV)]$													
COEFICIENTE DE FORMA (q) = COEFICIENTE DE CARGA (p).							$fck = \frac{f_{cb}}{p \cdot q}$ =						

DADOS NOMINAIS					CONSUMO Kg/m³ - s.s.s.											
TRAÇO	A/C EQ	SLUMP (cm)	AR (%)	FLY-ASH EM V.S (%)	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	CONSUMO TOTAL DE AGLOMERANTE	ÁGUA	ADITIVOS INCORPORADOR	ADITIVOS PLASTIFICANTE	AREIAS NATURAL	AREIAS ARTIFICIAL	AGREGADO GRAÚDO 1	2	3	4
38-ES-15V	0,39	±0,5	-		271	51		132		0,810	571		690	690		

Figura 3.33 — Valores de controle — Mistura 38ES35

ASSUNTO: CONTROLE ESTATÍSTICO PARA 30 AMOSTRAS — DATA: 1/ /

AMOSTRA	DATA MOLDAGEM	Nº DO ESPÉCIME	TRABALHABILIDADE (cm)	AR INCORPORADO (%)	TEMPERATURA (°C)	CENTRAL	$\bar{f}cj$ MPa — IDADE (DIAS) 3	7	28	90	180	360	fck = OBSERVAÇÕES
31	20.07.72	45405/10					25,4	31,5	48,6				
32	20.07.72	45477/02					16,3	27,7	45,7				
33	21.07.72	45501/06					18,3	24,8	36,5				
34	01.08.72	46713/18					25,2	34,7	49,0				
35	09.08.72	47523/28					25,4	36,1	43,3				
36	09.08.72	47553/58					22,8	31,9	46,2				
37	13.08.72	48045/50					20,1	32,8	47,9				
38	14.08.72	48141/46					22,3	36,3	53,1				
39	25.08.72	49083/88					21,9	33,6	45,8				
40	27.08.72	49191/96					23,7	30,7	43,3				
41	29.08.72	49407/12					17,8	34,7	51,5				
42	13.09.72	50391/96					26,6	35,4	45,5				
43	16.09.72	50643/48					25,0	39,3	46,3				
44	21.09.72	51083/88					24,0	38,2	52,2				
45	24.09.72	51257/62					29,3	38,5	50,8				
46	30.09.72	51749/56					20,0	31,8	46,3				
47	01.10.72	51857/62					22,4	32,8	47,0				
48	02.10.72	51893/98					22,8	32,8	42,5				
49	07.10.82	73913/18					23,3	27,7	43,2				
50	11.10.72	74155/60					25,3	36,2	46,0				
51	17.10.72	74701/06					19,3	29,0	43,8				
52	24.10.72	75323/28					21,9	34,3	41,3				
53	25.10.72	75401/06					20,8	29,7	43,0				
54	26.10.72	75455/60					32,5	33,4	44,4				
55	28.10.72	75643/48					23,2	33,0	47,9				
56	30.10.72	75845/50					21,4	34,6	48,2				
57	31.10.72	75863/68					26,3	33,2	53,6				
58	31.10.72	75907/12					18,9	27,9	41,0				
59	01.11.72	76013/18					22,9	35,9	46,6				
60	02.11.72	76037/42					23,9	33,6	39,2				
RESISTÊNCIA MÉDIA η (Kg/cm² / Kg/m³)							22,6	33,0	46,0				
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO Vm %							12,7	10,3	8,6				
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO VT %													
$\bar{f}ck = \bar{f}cj\ [X(1-tV^{-})]$													
COEFICIENTE DE FORMA (q): COEFICIENTE DE CARGA (p):							$fck = \frac{fck}{p \cdot q} =$						

DADOS NOMINAIS — TRAÇO	A/C EQ	SLUMP (cm)	AR (%)	FLY-ASH EM V.S (%)	CONSUMO Kg/m³ - s.s.s. — CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	CONSUMO TOTAL DE AGLOMERANTE	ÁGUA	ADITIVOS: INCORPORADOR	ADITIVOS: PLASTIFICANTE	AREIAS: NATURAL	AREIAS: ARTIFICIAL	AGREGADO GRAÚDO: 1	2	3	4
38 ES 35	0,39	5±0,5	-		371	53		132		0,810	571		690	690		

Figura 3.34 — Valores de controle — mistura 38ES35

ASSUNTO: CONTROLE ESTATÍSTICO PARA 30 AMOSTRAS — DATA: ___/___/___

AMOSTRA	DATA MOLDAGEM	Nº DO ESPÉCIME	TRABALHABILIDADE (cm)	AR INCORPORADO (%)	TEMPERATURA (°C)	CENTRAL	$\bar{f}cj$ MPa — IDADE (DIAS) 3	7	28	90	180	360	fck = OBSERVAÇÕES
61	02.11.72	76061/66					21,6	35,5	45,1				
62	04.11.72	76301/06					16,7	37,5	42,8				
63	06.11.72	76527/32					23,2	32,3	43,9				
64	07.11.72	76545/50					23,6	34,0	43,5				
65	07.11.72	76619/25					17,5	27,1	41,2				
66	09.11.72	76733/38					24,0	34,5	42,2				
67	09.11.72	76757/62					21,1	32,5	40,7				
68	20.11.72	77725/30					21,6	32,8	43,4				
69	24.11.72	78127/32					29,8	48,7	58,1				
70	25.11.72	78201/06					27,9	37,6	50,6				
71	25.11.72	78237/42					24,8	36,6	45,6				
72	27.11.72	78463/68					27,5	36,2	49,4				
73	27.11.72	78469/74					23,5	31,3	47,4				
74	28.11.72	78499/04					26,4	32,7	41,7				
75	28.11.72	78523/28					27,3	36,5	49,5				
76	28.11.72	78535/40					29,2	38,1	52,7				
77	29.11.72	78621/26					24,5	36,7	48,5				
78	05.12.72	79221/26					27,3	38,9	41,2				
79	05.12.72	79257/62					30,5	40,7	50,5				
80	07.12.72	79419/24					26,0	38,6	47,5				
81	16.12.72	80310/06					26,6	32,5	49,0				
82	20.12.72	80681/86					23,3	32,7	45,6				
83	21.12.72	80879/84					20,0	30,9	41,8				
84	05.01.73	81857/62					23,0	34,6	45,6				
85	06.01.73	81947/52					26,5	41,2	50,0				
86	30.01.73	84213/18					20,3	32,2	35,7				
87	13.02.73	85893/98					25,0	35,3	47,7				
88	16.02.73	86383/88					23,8	34,1	43,7				
89	28.02.73	87409/14					26,0	33,0	45,5				
90	02.03.73	87729/34					21,2	32,2	44,2				
RESISTÊNCIA MÉDIA η (Kg/cm² / Kg/m³)							24,3	35,2	45,8				
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO V^- %							13,9	11,4	9,6				
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO V^T %													
$\bar{f}ck = \bar{f}cj\ [x(1-fV^-)]$													
COEFICIENTE DE FORMA (q): COEFICIENTE DE CARGA (p): $fck = \frac{fck}{p \cdot q} =$													

DADOS NOMINAIS					CONSUMO Kg/m³ - s.s.s.											
TRAÇO	A/C EQ	SLUMP (cm)	AR (%)	FLY-ASH EM V.S (%)	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	CONSUMO TOTAL DE AGLOMERANTE	ÁGUA	ADITIVOS INCORPORADOR	ADITIVOS PLASTIFICANTE	AREIAS NATURAL	AREIAS ARTIFICIAL	AGREGADO GRAÚDO 1	AGREGADO GRAÚDO 2	AGREGADO GRAÚDO 3	AGREGADO GRAÚDO 4
38-ES-35	0,39	5± 0,5			271	53		132		0,810	571		690	690		

Figura 3.35 — Valores de controle — mistura 38ES35

ASSUNTO: CONTROLE ESTATÍSTICO PARA 30 AMOSTRAS — DATA ____/____/____

AMOSTRA	DATA MOLDAGEM	Nº DO ESPÉCIME	TRABALHABILIDADE (cm)	AR INCORPORADO (%)	TEMPERATURA (°C)	CENTRAL	$\bar{f}cj$ MPa IDADE (DIAS) 3	7	28	90	180	360	fck = OBSERVAÇÕES
91	25.03.73	89947/52					20,8	33,9	47,3				
92	26.03.73	89995/00					27,7	37,0	50,8				
93	27.03.73	90101/06					19,2	27,4	50,1				
94	28.03.73	90197/02					20,6	30,7	46,9				
95	29.03.73	90227/32					26,1	35,7	50,1				
96	29.03.73	90291/96					25,4	35,5	50,9				
97	29.03.73	90297/02					24,3	36,5	50,2				
98	30.03.73	90315/20					28,3	38,2	53,9				
99	30.03.73	90321/86					28,9	39,4	55,5				
100	30.03.73	90345/50					30,3	38,6	54,3				
101	30.03.73	90383/88					22,7	31,3	46,9				
102	30.03.73	90395/00					25,4	35,9	52,8				
103	31.03.73	90455/60					22,5	32,7	44,8				
104	01.04.73	90467/72					24,2	35,7	46,4				
105	01.04.73	90597/38					20,9	32,1	45,1				
106	01.04.73	90539/44					23,2	34,8	47,5				
107	01.04.73	90557/62					22,4	34,1	52,9				
108	02.04.73	90593/98					28,8	41,3	47,9				
109	03.04.73	90669/74					25,0	32,5	46,7				
110	03.04.73	90693/96					22,3	31,9	46,2				
111	03.04.73	90719/34					24,5	35,6	48,9				
112	06.04.73	90953/58					23,6	33,1	46,0				
113	07.04.73	90989/94					23,2	30,4	40,4				
114	07.04.73	91049/54					19,8	29,5	43,5				
115	08.04.73	91123/28					21,0	35,7	53,0				
116	10.04.73	91213/18					24,5	31,1	44,2				
117	12.04.73	91387/92					21,0	36,5	47,0				
118	13.04.73	91437/42					27,8	37,3	53,4				
119	14.04.73	91515/20					26,1	37,4	52,0				
120	14.04.73	91551/56					28,1	32,2	53,1				
RESISTÊNCIA MÉDIA							24,2	34,7	48,9				
η (Kg/cm² / Kg/m³)													
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO V^- %							12,4	9,5	7,6				
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO V^T %													
$fck = \bar{f}cj\ [X(1-tV^-)]$													
COEFICIENTE DE FORMA (q): COEFICIENTE DE CARGA (p):							$fck = \frac{fcj}{p \cdot q} =$						

DADOS NOMINAIS					CONSUMO Kg/m³ - s.s.s.											
TRAÇO	A/C EQ	SLUMP (cm)	AR (%)	FLY-ASH EM V.S (%)	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	CONSUMO TOTAL DE AGLOMERANTE	ÁGUA	ADITIVOS INCORPORADOR	ADITIVOS PLASTIFICANTE	AREIAS NATURAL	AREIAS ARTIFICIAL	AGREGADO GRAÚDO 1	AGREGADO GRAÚDO 2	AGREGADO GRAÚDO 3	AGREGADO GRAÚDO 4
38-ES-35	0,39	5± 0,5			271	53		132		0,810	571		690	690		

Figura 3.36 — Valores de controle — Mistura 38ES35

ASSUNTO: CONTROLE ESTATÍSTICO PARA 30 AMOSTRAS — DATA: ___/___/___

AMOSTRA	DATA MOLDAGEM	Nº DO ESPÉCIME	TRABALHABILIDADE (cm)	AR INCORPORADO (%)	TEMPERATURA (°C)	CENTRAL	$\bar{f}_{cj}$ MPa — IDADE (DIAS) 3	7	28	90	180	360	fck = OBSERVAÇÕES
121	15.04.73	91623/28					27,6	37,3	47,9				
122	15.04.73	91737/46					22,8	35,2	44,8				
123	16.04.73	91755/60					25,7	36,1	47,3				
124	17.04.73	91827/32					24,2	33,7	37,3				
125	17.04.73	91857/62					21,3	31,5	44,1				
126	18.04.73	91887/92					25,0	32,8	45,0				
127	18.04.73	91893/98					26,7	36,0	46,6				
128	19.04.73	91957/62					20,6	33,3	43,9				
129	19.04.73	91963/68					21,1	35,5	49,7				
130	19.04.73	91993/98					20,3	34,9	46,6				
131	22.04.73	92101/06					24,9	32,8	49,2				
132	22.04.73	92125/30					25,0	34,3	47,7				
133	24.04.73	92231/36					31,0	36,8	54,5				
134	24.04.73	92261/66					27,1	34,7	46,2				
135	24.04.73	92299/04					27,3	37,9	50,2				
136	26.04.73	92457/62					22,0	34,6	43,9				
137	30.04.73	92791/86					24,0	34,0	47,1				
138	03.05.73	92915/20					24,0	39,5	49,0				
139	04.05.73	92971/76					27,4	38,8	49,5				
140	05.05.73	93031/36					23,6	32,7	38,7				
141	05.05.73	93043/48					28,9	32,1	50,4				
142	05.05.73	93061/66					25,5	35,6	46,9				
143	05.05.73	93079/84					22,9	34,6	44,0				
144	06.05.73	93183/88					25,1	33,3	43,6				
145	08.05.73	93303/08					24,2	33,7	49,3				
146	10.05.73	93529/34					19,5	35,7	50,9				
147	10.05.73	93541/46					16,6	34,1	50,0				
148	11.05.73	93553/58					26,9	37,3	52,3				
149	12.05.73	93675/80					18,9	35,5	50,6				
150	14.05.73	93809/14					10,4	22,9	41,4				
RESISTÊNCIA MÉDIA							23,7	34,6	46,9				
η (Kg/cm² / Kg/m³)													
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO $\bar{V}$ %							17,0	8,4	8,1				
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO $\bar{V}T$ %													
$\bar{f}_{ck} = \bar{f}_{cj}\,[X(1-t\bar{V})]$													
COEFICIENTE DE FORMA (q) = COEFICIENTE DE CARGA (p) =							$f_{ck} = \frac{\bar{f}_{ck}}{p \cdot q} =$						

DADOS NOMINAIS					CONSUMO Kg/m³ - sss.											
TRAÇO	A/CEQ	SLUMP (cm)	AR (%)	FLY-ASH EM V.S (%)	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	CONSUMO TOTAL DE AGLOMERANTE	ÁGUA	ADITIVOS INCORPORADOR	ADITIVOS PLASTIFICANTE	AREIAS NATURAL	AREIAS ARTIFICIAL	AGREGADO GRAUDO 1	2	3	4
38-ES-35	0,39	5± 0,5			271	53		132		0,810	571		690	690		

Figura 3.37 — Valores de controle — Mistura 38ES35

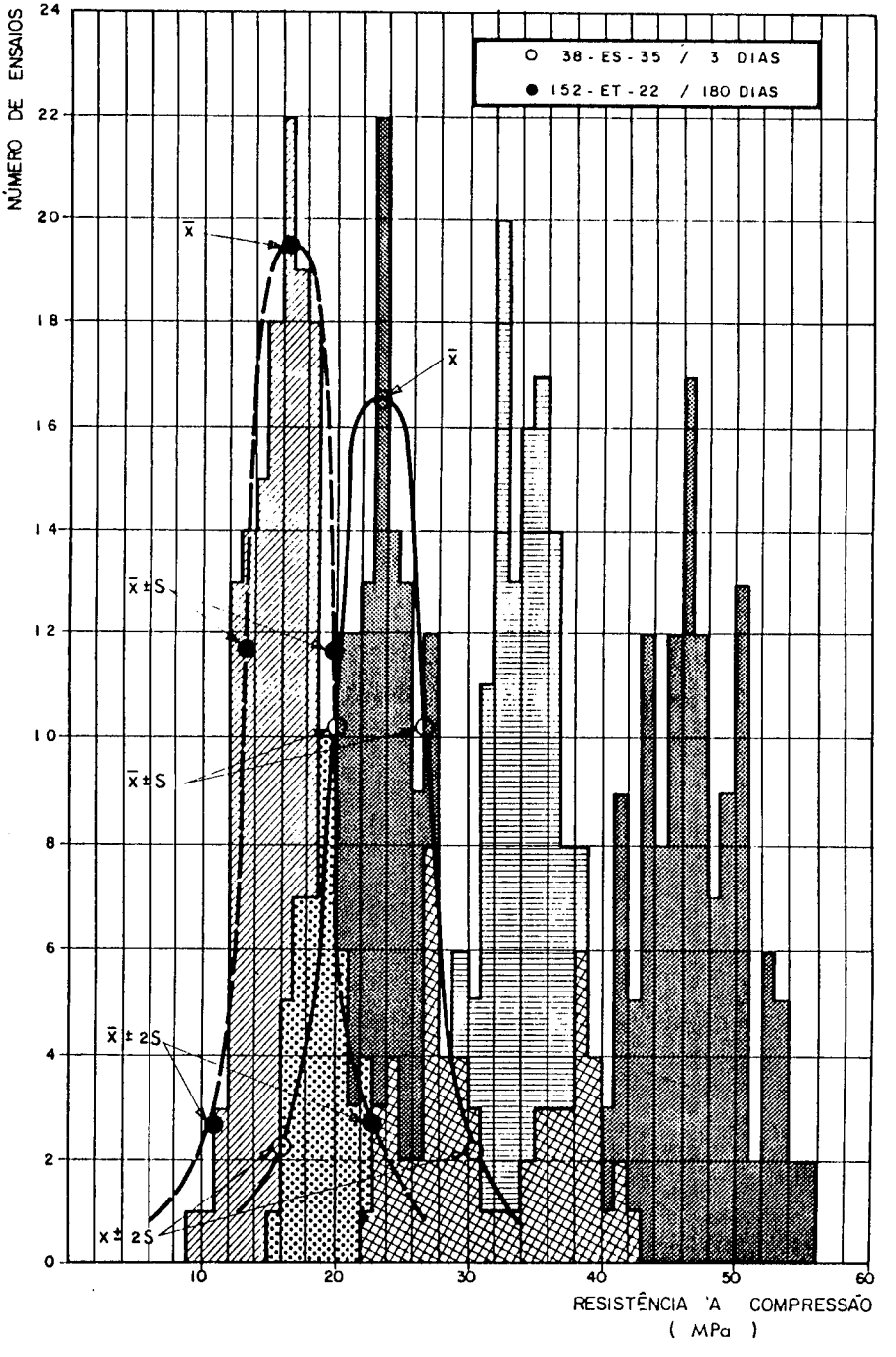


Figura 3.38 — Distribuição normal.

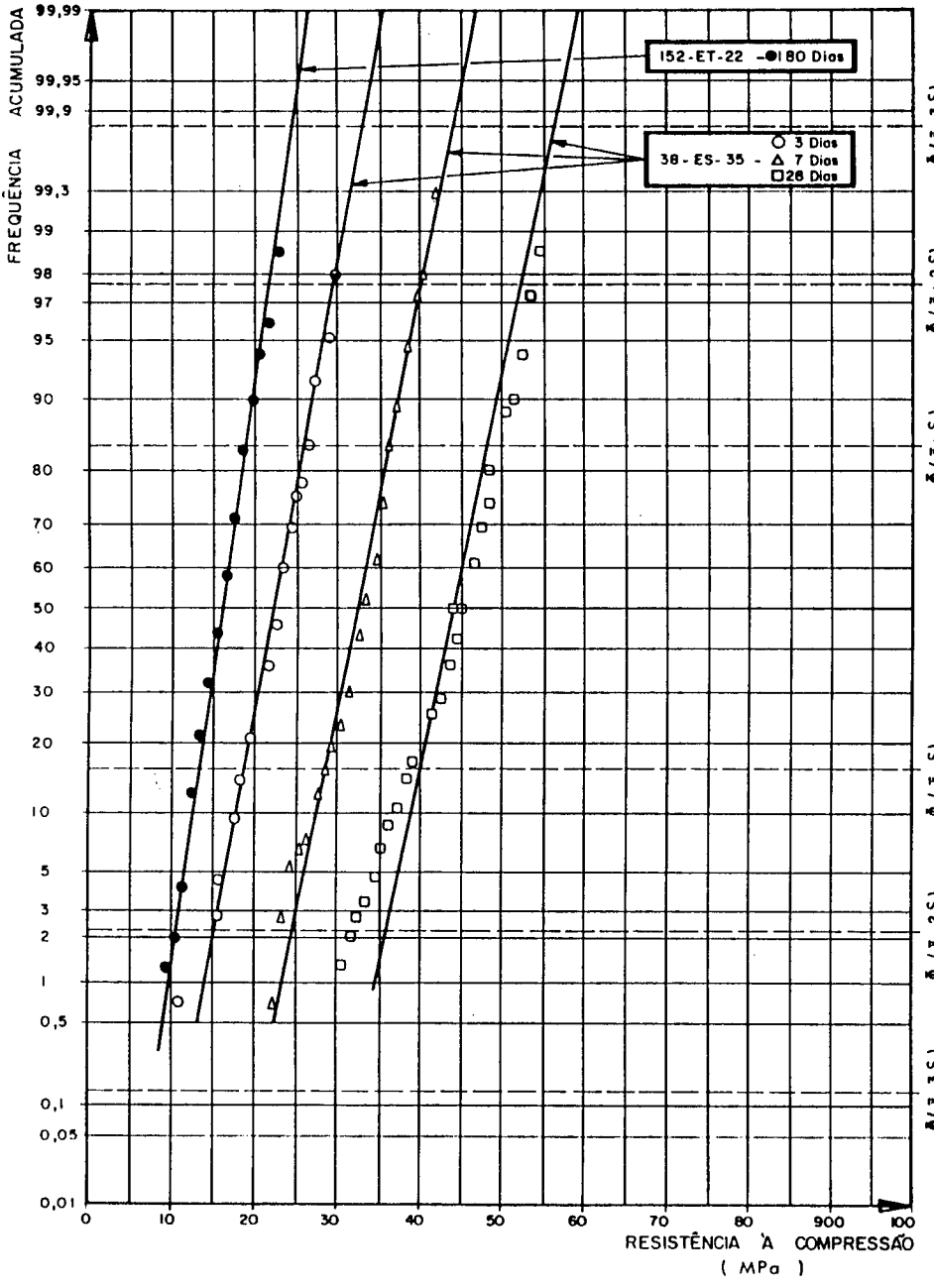


Figura 3.39 — Diagrama de probabilidades.

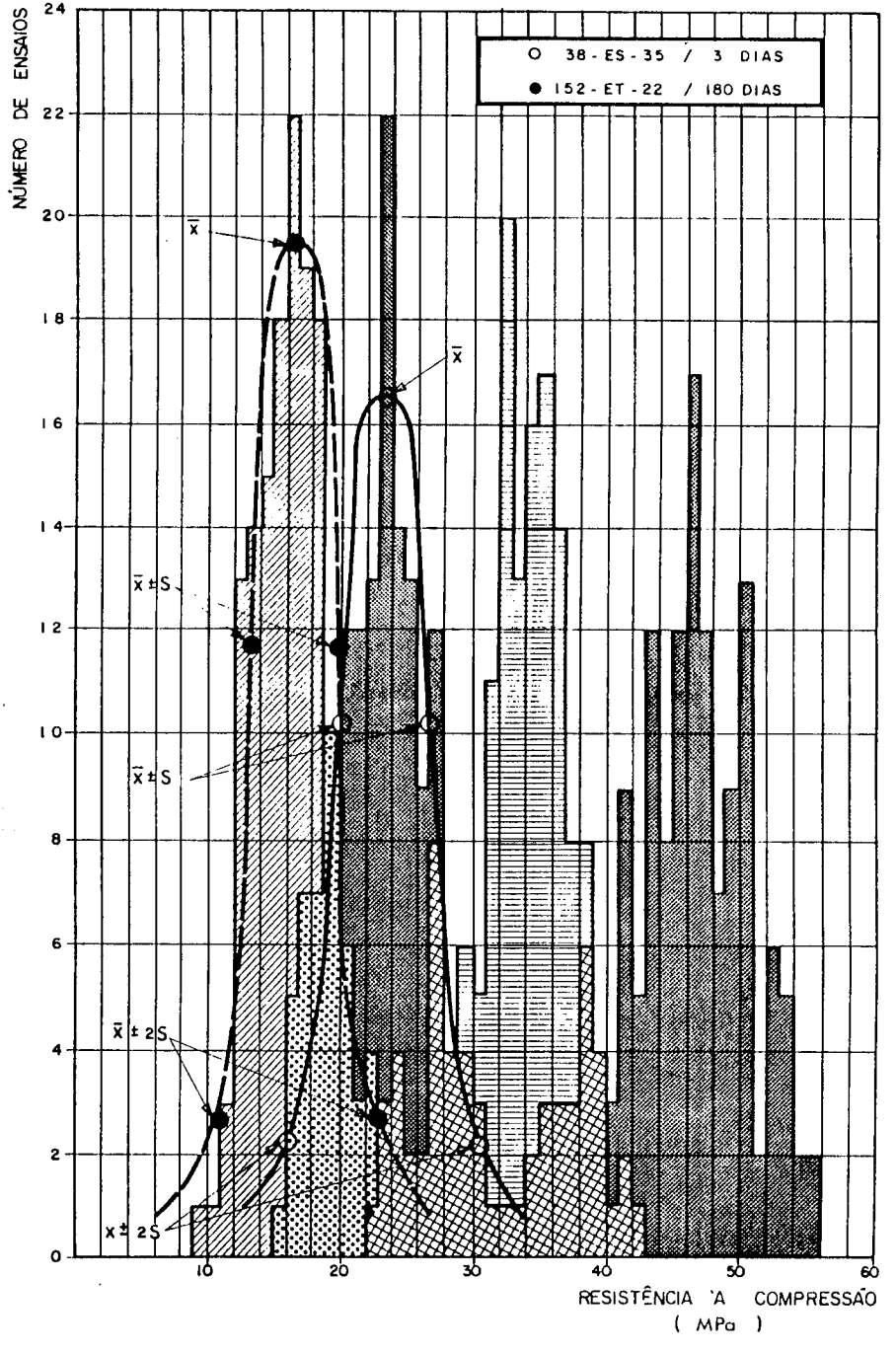


Figura 3.38 — Distribuição normal.

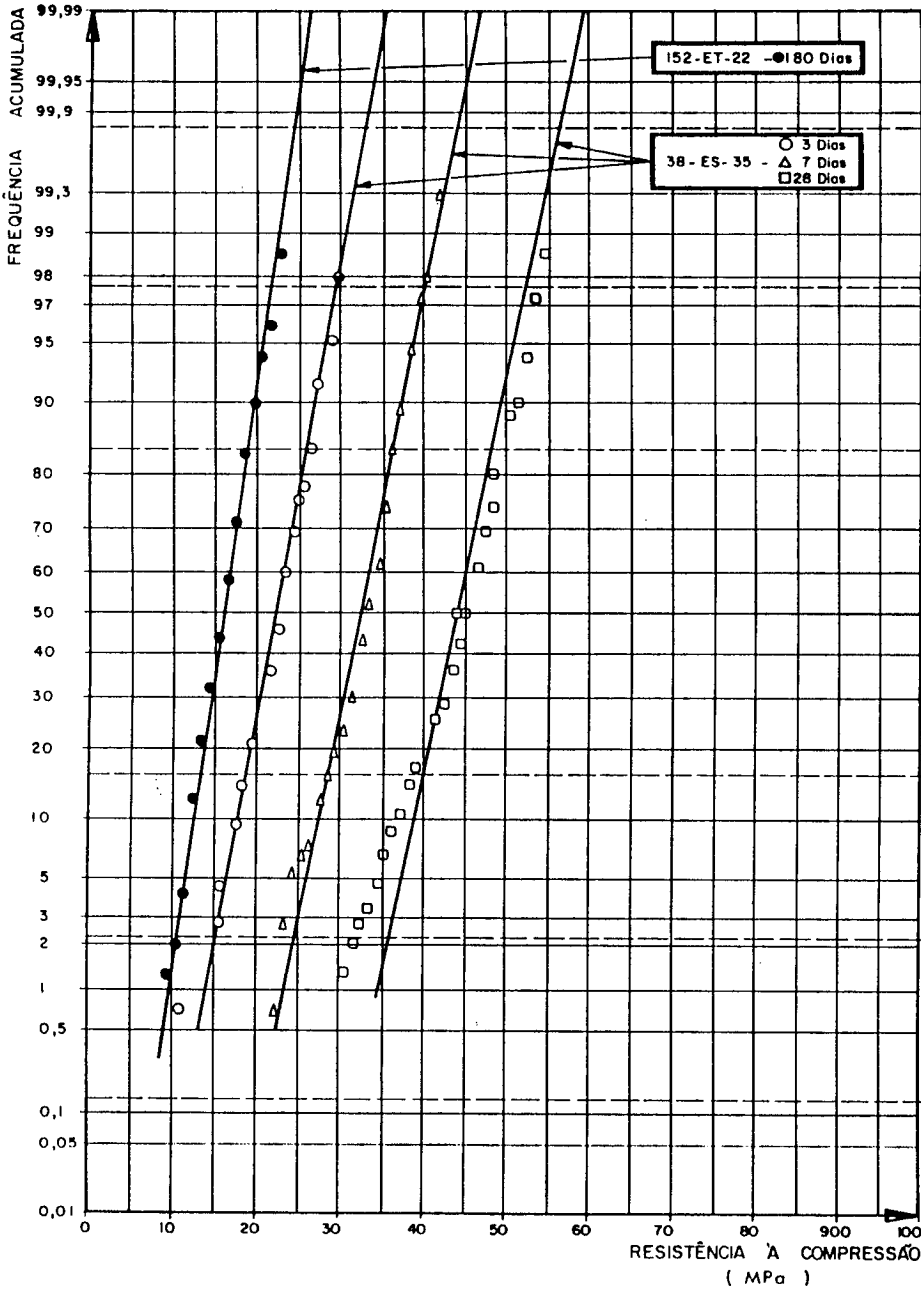


Figura 3.39 — Diagrama de probabilidades.

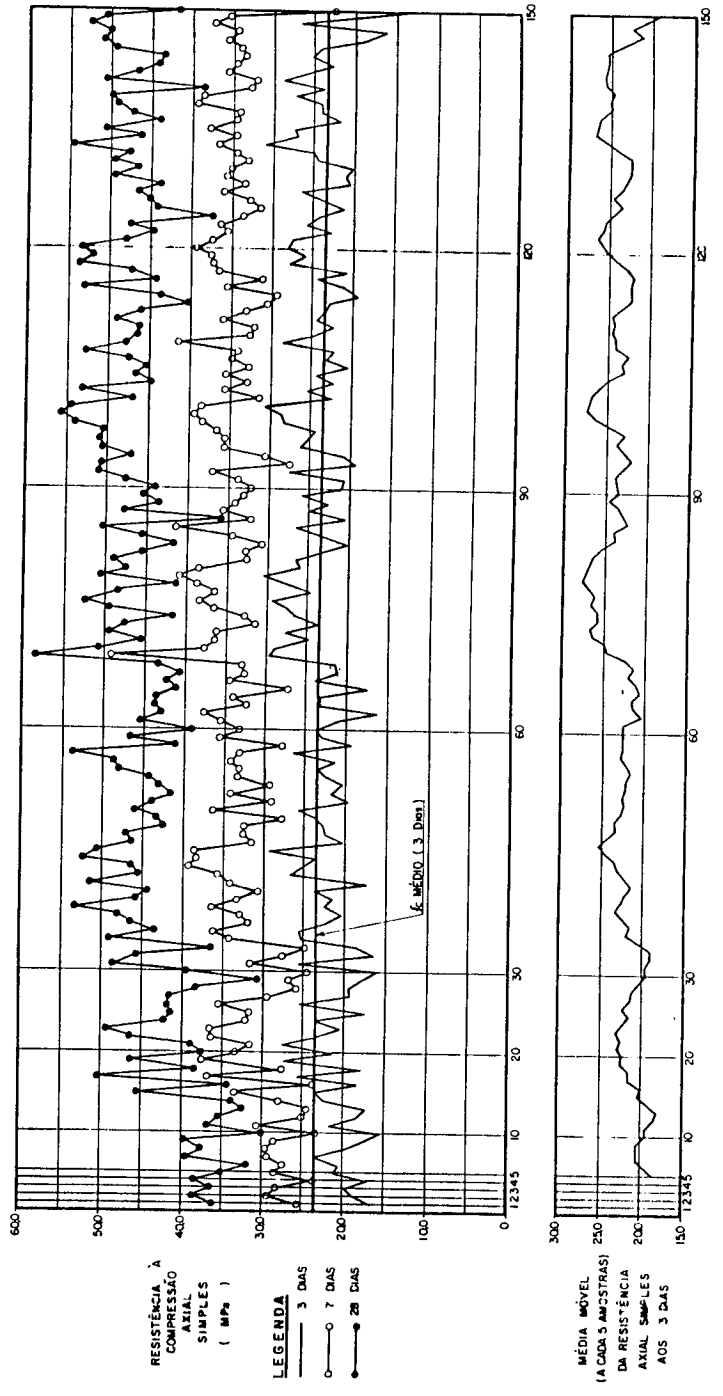


Figura 3.40 — Carta de controle para a mistura 38ES-35.

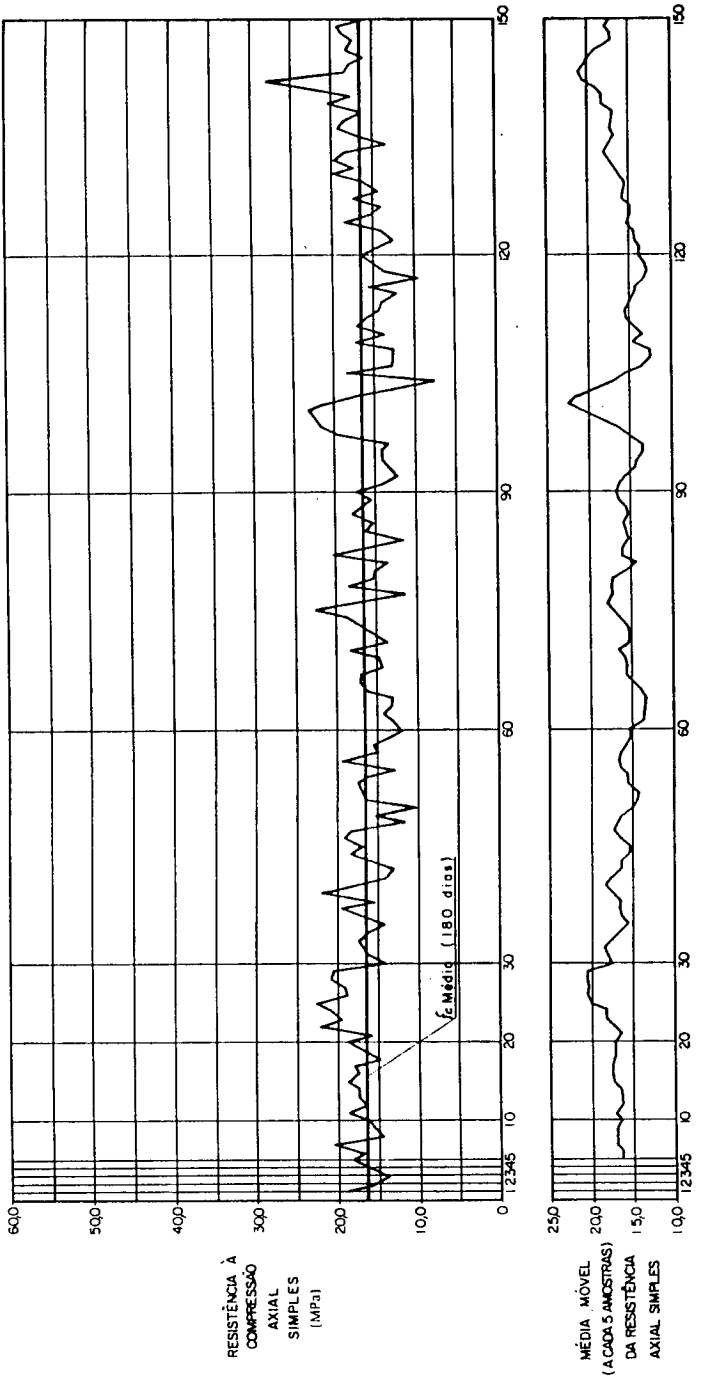


Figura 3 41 — Carta de controle para a mistura 152ET-22.

Para a obtenção das figuras 3.38 e 3.39 os valores foram tabelados como segue:

38-ES-35 (28 dias)			
VALORES OBTIDOS ENTRE (MPa)	QUANTIDADE	QUANTIDADE ACUMULADA	FREQUÊNCIA ACUMULADA (%)
30,1 - 31,0	2	2	1,33
31,1 - 32,0	1	3	2,00
32,1 - 33,0	1	4	2,67
33,1 - 34,0	1	5	3,33
34,1 - 35,0	2	7	4,67
35,1 - 36,0	3	10	6,67
36,1 - 37,0	3	13	8,67
37,1 - 38,0	3	16	10,67
38,1 - 39,0	6	22	14,67
39,1 - 40,0	4	26	17,33
40,1 - 41,0	3	29	19,33
41,1 - 42,0	9	38	25,33
42,1 - 43,0	5	43	28,67
43,1 - 44,0	12	55	36,67
44,1 - 45,0	8	63	42,00
45,1 - 46,0	12	75	50,00
46,1 - 47,0	17	92	61,33
47,1 - 48,0	12	104	69,30
48,1 - 49,0	7	111	74,00
49,1 - 50,0	9	120	80,00
50,1 - 51,0	13	133	88,67
51,1 - 52,0	2	135	90,00
52,1 - 53,0	6	141	94,00
53,1 - 54,0	5	146	97,33
54,1 - 55,0	2	148	98,67
55,1 - 56,0	2	150	100,00
152-ET-22 (180 dias)			
7,1 - 8,0	1	1	0,66
8,1 - 9,0	–	1	0,66
9,1 - 10,0	1	2	1,33
10,1 - 11,0	1	3	2,00
11,1 - 12,0	3	6	4,00
12,1 - 13,0	13	19	12,67
13,1 - 14,0	14	33	22,00
14,1 - 15,0	15	48	32,00
15,1 - 16,0	18	66	44,00
16,1 - 17,0	22	88	58,67
17,1 - 18,0	19	107	71,33
18,1 - 19,0	18	125	83,33
19,1 - 20,0	10	135	90,00
20,1 - 21,0	6	141	94,00
21,1 - 22,0	3	144	96,00
22,1 - 23,0	4	148	98,00
23,1 - 24,0	2	150	100,00

38-ES-35 (3 dias)			
VALORES OBTIDOS ENTRE (MPa)	QUANTIDADE	QUANTIDADE ACUMULADA	FREQUÊNCIA ACUMULADA (%)
14,1 - 15,0	1	1	0,67
15,1 - 16,0	1	2	1 ,33
16,1 - 17,0	5	7	4,66
17,1 - 18,0	7	14	9,33
18,1 - 19,0	7	21	14,00
19,1 - 20,0	10	31	20,66
20,1 - 21,0	12	43	28,66
21,1 - 22,0	12	55	36,66
22,1 - 23,0	13	68	45,33
23,1 - 24,0	22	90	60,00
24,1 - 25,0	14	104	69,33
25,1 - 26,0	13	117	78,00
26,1 - 27,0	9	126	84,00
27,1 - 28,0	12	138	92,00
28,1 - 29,0	5	143	95,33
29,1 - 30,0	4	147	98,00
30,1 - 31,0	3	150	100,00
38-ES-35 (7 dias)			
22,1 - 23,0	1	1	0,67
23,1 - 24,0	3	4	2,66
24,1 - 25,0	4	8	5,33
25,1 - 26,0	2	10	6,66
26,1 - 27,0	2	12	8,00
27,1 - 28,0	8	20	13,33
28,1 - 29,0	4	24	16,00
29,1 - 30,0	6	30	20,00
30,1 - 31,0	5	35	23,33
31,1 - 32,0	11	46	30,66
32,1 - 33,0	20	66	44,00
33,1 - 34,0	13	79	52,67
34,1 - 35,0	16	95	63,33
35,1 - 36,0	17	112	74,67
36,1 - 37,0	14	126	84,00
37,1 - 38,0	8	134	89,33
38,1 - 39,0	8	142	94,67
39,1 - 40,0	4	146	97,33
40,1 - 41,0	1	147	98,00
41,1 - 42,0	2	149	99,33
42,1 - 43,0	1	150	100,00

AMOSTRAS	IDADE (dias)	RESISTÊNCIA MÉDIA (MPa)	δ (%)	t* CRITÉRIO ACI-214(65)	RESISTÊNCIA MÍNIMA OBTIDA (MPa)
1 a 30	180	17,8	13, 2	0,854	15,8
31 a 60	180	16,0	16, 5	0,854	13,7
61 a 90	180	15,9	15, 8	0, 854	13,8
91 a 120	180	15,4	25, 3	0, 854	12,1
121 a 150	180	17,7	16, 9	0,854	15,2
1 a 150	180	16,5	18, 5	0,842	13,9

AMOSTRAS	IDADE (dias)	RESISTÊNCIA MÉDIA (MPa)	δ (%)	t* CRITÉRIO ACI-214(65)	RESISTÊNCIA MÍNIMA OBTIDA (MPa)
1 a 30	3	20,6	16,3	1,697	15,0
	7	29,4	14,6	1,697	22,1
	28	38,8	13,2	1,697	30,1
31 a 60	3	22,6	12,7	1,697	17,7
	7	33,0	10,3	1,697	27,2
	28	46,0	8,6	1,697	39,3
61 a 90	3	24,3	13,9	1,697	18,6
	7	35,2	11,4	1,697	28,4
	28	45,8	9,6	1,697	38,3
91 a 120	3	24,2	12,4	1,697	19,1
	7	34,7	9,5	1,697	29,1
	28	48,9	7,6	1,697	42,6
121 a 150	3	23,7	17,0	1,697	16,7
	7	34,6	8,4	1,697	29,7
	28	46,9	8,1	1,697	40,4
1 a 150	3	23,1	15,6	1,645	17,0

*PELO ACI-214/75 — PARA QUANTIL DE 20% t = 0,84
— PARA QUANTIL DE 5% t = 1,65

Tabela 3.47 — Resumo de valores dos exemplos.

Para o cálculo dos pontos da curva tem-se:
— 38ES 35/3 dias fc médio = 23,1 MPa, S = 3,6 MPa

$$y1 = 0{,}3989 \times \frac{n \times D}{S} = 0{,}3989 \times \frac{150 \times 10}{36} = 0{,}3989 \times 41{,}6667 = 16{,}62$$

$$y2 = 0{,}242 \times \frac{n \times D}{S} = 0{,}242 \times 41{,}6667 = 10{,}08$$

$$y3 = 0{,}054 \times \frac{n \times D}{S} = 0{,}054 \times 41{,}6667 = 2{,}25$$

— 152ET 22/180 dias fc médio = 16,5 MPa, S = 3,06 MPa kgf/cm²

$$y1 = 0{,}3989 \times \frac{n \times D}{S} = 0{,}3989 \times \frac{150 \times 10}{30{,}6} = 0{,}3989 \times 49{,}0196 = 19{,}56$$

$$y2 = 0{,}242 \times \frac{n \times D}{S} = 0{,}242 \times 49{,}0196 = 11{,}86$$

$$y3 = 0{,}054 \times \frac{n \times D}{S} = 0{,}054 \times 49{,}0196 = 2{,}65$$

As figuras 3.33 a 3.37 fornecem também os valores estatísticos a cada 30 resultados. Procedendo-se da mesma maneira como indicado pode-se obter os valores estatísticos para o universo dos 150 resultados. Do universo todo de resultados obteve-se o resumo da figura 3.47.

Observa-se que em todos os casos, foi atendido o fck três dias indicado, e a média móvel a cada cinco resultados, sempre acima do fck mínimo = 150 kgf/cm² = 15 MPa

MISTURA 152ET-22

Concreto para núcleo de barragem, com agregados de Ø máx. = 152 mm e fck 180 dias = 10,0 MPa.

Para D máx. = 152 mm foi adotado o valor q = 1,2 e como a tensão mínima era fck, já fora computado o valor de "p". Tendo-se então:
fck 180 = $\overline{fck}$ 180 dias x 1,2 = fck x 1,2 ou fck 18,0 = 12,0 MPa = fcj 18,0 (1 − tδ).

Como se tratava de concreto-massa, recomendava-se uma confiança de 80% acima do fck, logo t (a partir da figura 3.32) seria
t = 0,842 para ∞ resultados.

Nas tabelas de 3.42 a 3.46 são mostrados os valores obtidos no controle para 150 amostras, cada amostra sendo representada por dois corpos de prova. Os cálculos foram efetuados para a idade de 180 dias, a cada 30 resultados e posteriormente para o universo das 150 amostras dando:

fc médio 180 dias = 16,5 MPa
S (desvio padrão) = 3,06 MPa
δ (coeficiente de variação) = 18,5%.
Do universo todo de amostra pode-se obter a tabela resumo 3.47.

Pelos dados obtidos encontra-se para o universo todo fck 180 dias = 13,9 MPa, superior a 12,0 MPa, ou seja fck 180 dias = $\overline{fck}$ 180 dias/ 1,2 = 13,9/1,2 = 11,6 MPa é superior a 10,0 MPa. Neste caso, também, a média móvel a cada cinco amostras esteve acima de 12,0 MPa, que era o mínimo estipulado. Os valores individuais encontram-se plotados na carta de controle da figura 3.41.

As figuras 3.48 a 3.50 ilustram o tabelamento de valores de controle obtidos na obra da hidrelétrica de Itaipu; utilizando-se de processamento dos dados por computador.

ASSUNTO: CONTROLE ESTATÍSTICO PARA 30 AMOSTRAS — DATA: ___/___/___

AMOSTRA	DATA MOLDAGEM	Nº DO ESPÉCIME	TRABALHABILIDADE (cm)	AR INCORPORADO (%)	TEMPERATURA (°C)	CENTRAL	$\bar{f}_{cj}$ MPa — IDADE (DIAS) 3	7	28	90	180	360	fck = OBSERVAÇÕES
1	22.05.72	39117/22						8,8			19,0	19,7	
2	22.05.72	39129/34							14,0	16,9	15,5		
3	22.05.72	39135/40						5,7			13,9	14,2	
4	22.05.72	39153/58							13,8	14,6	16,2		
5	22.05.72	39159/64						7,3			18,2	18,3	
6	22.05.72	39165/70							13,9	15,7	16,5		
7	22.05.72	39171/76						7,7			20,3	20,8	
8	23.05.72	39177/82							12,4	15,1	14,5		
9	23.05.72	39189/94						6,3			15,5	17,3	
10	23.05.72	39213/18							12,9	14,6	15,9		
11	23.05.72	39225/30						7,9			18,7	19,2	
12	23.05.72	39237/42							14,1	15,8	16,6		
13	23.05.72	39249/54						16,7			17,7	25,9	
14	24.05.72	39261/66						12,4	15,4	17,1			
15	24.05.72	39279/84						6,9			18,7	19,5	
16	24.05.72	39285/90							15,1	17,8	17,4		
17	24.05.72	39315/20						7,8			18,0	18,6	
18	24.05.72	39333/38							9,4	14,1	14,9		
19	25.05.72	39839/44						6,2			16,9	15,4	
20	25.05.72	39351/56							16,0	19,0	18,8		
21	25.05.72	39357/62						5,4			15,1	15,3	
22	25.05.72	39375/80							18,3	21,7	22,1		
23	25.05.72	39381/86						9,1			19,4	19,4	
24	25.05.72	39435/40							17,7	20,2	20,8		
25	25.05.72	39441/46						10,3			22,6	23,3	
26	25.05.72	39447/52							15,0	18,8	18,9		
27	25.05.72	39453/58						7,8			19,1	20,7	
28	25.05.72	39465/70							12,9	17,5	20,7		
29	26.05.72	39477/82						8,4			20,3	22,9	
30	26.05.72	39489/94							11,5	13,3	13,7		
RESISTÊNCIA MÉDIA								8,2	14,0	16,7	17,8	19,7	
η (Kg/cm² / Kg/m³)											13,2		
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO V^- %													
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO V^- %													
$\bar{f}_{ck} = \bar{f}_{cj}\,[x(1-tV^-)]$													
COEFICIENTE DE FORMA (q) = / COEFICIENTE DE CARGA (p) =							fck = [illegible]						

DADOS NOMINAIS					CONSUMO Kg/m³ - sss.											
TRAÇO	A/CEQ	SLUMP (cm)	AR (%)	FLY-ASH EM V.S (%)	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	CONSUMO TOTAL DE AGLOMERANTE	ÁGUA	ADITIVOS: INCORPORADOR	ADITIVOS: PLASTIFICANTE	AREIAS: NATURAL	AREIAS: ARTIFICIAL	AGREGADO GRAUDO: 1	2	3	4
152-ET-22	0,85	4± 0,5	6±0,5		63	21		82	0,101		424		373	411	566	531

Figura 3.42 — Valores de controle — Mistura 152ET22

ASSUNTO: CONTROLE ESTATÍSTICO PARA 30 AMOSTRAS — DATA ___/___/___

AMOSTRA	DATA MOLDAGEM	Nº DO ESPÉCIME	TRABALHABILIDADE (cm)	AR INCORPORADO (%)	TEMPERATURA (°C)	CENTRAL	$\bar{f}cj$ MPa — IDADE (DIAS) 3	7	28	90	180	360	fck = OBSERVAÇÕES
31	26.05.72	39501/06						4,7			16,0	11,5	
32	29.05.72	39867/72							13,3	15,1	17,0		
33	29.05.72	39879/84						8,9			17,2	19,2	
34	30.05.72	39885/90							13,8	15,5	16,7		
35	30.05.72	39891/96						6,1			14,1	15,1	
36	30.05.72	39897/02							14,4	15,6	16,8		
37	30.05.72	39903/08						9,1			19,8	20,1	
38	30.05.72	39951/56							12,8	14,1	15,4		
39	30.05.72	39975/80						9,0			22,0	22,3	
40	31.05.72	39999/04							14,6	16,3	17,1		
41	31.05.72	40011/16						5,4			14,0	15,3	
42	31.05.72	40023/28							9,9	13,5	12,8		
43	31.05.72	40029/34						6,7			16,0	17,1	
44	31.05.72	40053/58							17,6	18,3	18,5		
45	31.05.72	40059/64						6,3			17,0	18,1	
46	31.05.72	40071/76							16,7	18,3	19,1		
47	01.06.72	40095/00						8,4			18,2	18,7	
48	01.06.72	40113/18							9,0	10,3	11,7		
49	01.06.72	40125/30						5,5			15,4	16,5	
50	01.06.72	40197/02							8,0	9,0	10,1		
51	01.06.72	40209/14						6,3			16,9	19,0	
52	02.06.72	40227/32							13,1	15,1	17,2		
53	02.06.72	40245/50						7,0			17,6	17,7	
54	02.06.72	40251/56							12,3	14,6	16,4		
55	02.06.72	40257/62						5,1			12,8	14,0	
56	02.06.72	40269/74							14,3	12,7	19,6		
57	02.06.72	40323/28						5,8			15,0	16,2	
58	02.06.72	40341/46							11,4	14,0	15,5		
59	03.06.72	40359/64						6,1			13,2	15,5	
60	03.06.72	40371/76							10,1	13,5	12,1		
RESISTÊNCIA MÉDIA								6,7	12,8	14,7	16,0	17,1	
η (Kg/cm² / Kg/m³)											16,5		
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO V %													
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO VT %													
$fck = \bar{f}cj\,[x(1-tV)]$													
COEFICIENTE DE FORMA (α): COEFICIENTE DE CARGA (β):								$fck = \frac{\alpha \cdot \beta}{\beta \cdot t}$ =					

DADOS NOMINAIS					CONSUMO Kg/m³ - s.s.s.											
TRAÇO	A/C EQ	SLUMP (cm)	AR (%)	FLY-ASH EM V.S (%)	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	CONSUMO TOTAL DE AGLOMERANTE	ÁGUA	ADITIVOS INCORPORADOR	ADITIVOS PLASTIFICANTE	AREIAS NATURAL	AREIAS ARTIFICIAL	AGREGADO GRAÚDO 1	AGREGADO GRAÚDO 2	AGREGADO GRAÚDO 3	AGREGADO GRAÚDO 4
152-ET-22	0,85	4±0,5	6±0,5	63	21			82	0,101		424		373	411	566	531

Figura 3.43 — Valores de controle — Mistura 152ET22

ASSUNTO: CONTROLE ESTATÍSTICO PARA 30 AMOSTRAS — DATA: ___/___/___

AMOSTRA	DATA MOLDAGEM	Nº DO ESPÉCIME	TRABALHABILIDADE (cm)	AR INCORPORADO (%)	TEMPERATURA (°C)	CENTRAL	$\bar{f}cj$ MPa — IDADE (DIAS) 3	7	28	90	180	360	fck = OBSERVAÇÕES
61	03.06.72	40389/94						5,0			13,0	14,6	
62	03.06.72	40395/00							13,1	14,9	14,6		
63	03.06.72	40413/18						5,1			13,2	14,7	
64	03.06.72	40437/72							12,0	13,2	13,0		
65	04.06.72	40461/66						7,1			16,3	22,2	
66	04.06.72	40473/78							12,4	15,7	17,1		
67	04.06.72	40479/84						8,1			17,0	19,5	
68	04.06.72	40539/44							11,2	13,7	14,2		
69	04.06.72	40557/62						6,1			14,9	15,5	
70	04.06.72	40563/68							12,3	15,5	18,2		
71	05.06.72	40581/86						5,6			13,8	14,9	
72	05.06.72	40587/92							12,0	13,5	15,0		
73	05.06.72	40593/98						6,6			16,3	17,2	
74	05.06.72	40665/10							13,9	17,5	18,2		
75	05.06.72	40611/16						9,9			22,9	23,3	
76	05.06.72	40617/22							15,5	16,6	18,0		
77	05.06.72	40629/34						4,9			11,1	11,6	
78	05.06.72	40635/40							15,2	16,7	18,5		
79	05.06.72	40659/64						5,0			15,3	15,3	
80	06.06.72	40665/70							11,6	12,8	15,1		
81	06.06.72	40683/88						6,1			13,9	15,2	
82	06.06.72	40689/94							16,1	18,4	20,4		
83	06.06.72	40737/42						7,1			15,6	16,6	
84	06.06.72	40749/54							10,2	12,8	11,5		
85	16.06.72	41703/08						5,8			16,6	16,9	
86	16.06.72	41769/74							10,3	13,7	15,4		
87	16.06.72	41781/86						5,4			17,8	18,7	
88	16.06.72	41787/92							12,9	15,2	16,6		
89	16.06.72	41799/84						5,1			15,3	15,8	
90	16.06.72	41805/10							11,7	15,5	17,5		
RESISTÊNCIA MÉDIA								6,2	12,7	15,0	15,9	16,8	
η (Kg/cm² / Kg/m³)											15,8		
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO Vm %													
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO Vt %													
$\bar{f}ck = \bar{f}cj\ [x(1-tV_m)]$													
COEFICIENTE DE FORMA (α): COEFICIENTE DE CARGA (β): $f_{ck} = \frac{f_{cb}}{\beta\alpha}$													

DADOS NOMINAIS					CONSUMO Kg/m³ - s.s.s											
TRAÇO	A/C EQ	SLUMP (cm)	AR (%)	FLY-ASH EM V S (%)	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	CONSUMO TOTAL DE AGLOMERANTE	ÁGUA	ADITIVOS: INCORPORADOR	ADITIVOS: PLASTIFICANTE	AREIAS: NATURAL	AREIAS: ARTIFICIAL	AGREGADO GRAÚDO: 1	2	3	4
152-ET-22	0,85	4±0,5	6±0,5		63	21		82	0,101		424		373	411	566	531

Figura 3.44 — Valores de controle — Mistura 152ET22

ASSUNTO: CONTROLE ESTATÍSTICO PARA 30 AMOSTRAS — DATA ___/___/___

AMOSTRA	DATA MOLDAGEM	Nº DO ESPÉCIME	TRABALHABILIDADE (cm)	AR INCORPORADO (%)	TEMPERATURA (°C)	CENTRAL	$\bar{f}cj$ MPa — IDADE (DIAS) 3	7	28	90	180	360	fck = OBSERVAÇÕES
91	17.06.72	41829/34						4,0			14,2	13,6	
92	17.06.72	41835/40							9,0	10,8	12,2		
93	17.06.72	41853/58						5,2			13,5	13,9	
94	17.06.72	41871/76							10,8	14,0	14,2		
95	18.06.72	41889/94						4,7			14,2	15,5	
96	18.06.72	41907/12							9,7	13,0	13,3		
97	18.06.72	41979/84						5,9			19,3	18,9	
98	19.06.72	41997/02							14,7	20,0	21,9		
99	19.06.72	42009/14						7,5			22,5	22,9	
100	19.06.72	42015/20							19,4	24,3	26,1		
101	19.06.72	42021/26						7,9			21,4	24,0	
102	19.06.72	42045/50							11,5	15,5	17,8		
103	26.06.72	42801/06						4,7			12,2	12,8	
104	26.06.72	42807/12							5,2	7,2	7,7		
105	26.06.72	42825/30						6,6			18,5	18,7	
106	26.06.72	42831/36							9,6	12,2	12,8		
107	26.06.72	42849/54						4,3			12,7	14,3	
108	26.06.72	42856/60							9,4	12,3	12,7		
109	26.06.72	42867/72						5,8			17,1	18,8	
110	26.06.72	42873/78							10,2	13,4	13,8		
111	27.06.72	42879/84						6,0			17,0	16,4	
112	27.06.72	42885/90							11,0	14,8	16,1		
113	27.06.72	42909/14						5,1			14,7	14,3	
114	27.06.72	42951/56							10,2	13,2	14,0		
115	27.06.72	43017/22						4,6			12,1	13,5	
116	27.06.72	43023/28							10,8	14,9	15,7		
117	28.06.72	43035/40						3,7			9,8	12,0	
118	28.06.72	43053/58							10,3	13,3	13,7		
119	28.06.72	43077/82						5,8			15,2	17,1	
120	28.06.72	43095/00							11,3	15,4	16,8		
RESISTÊNCIA MÉDIA								5,5	10,9	14,3	15,4	16,4	
η (Kg/cm² / Kg/m³)											25,3		
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO $\sqrt{\ }$ %													
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO $\sqrt{T}$ %													
$\bar{f}ck = \bar{f}cj\,[X(1-t\sqrt{\ })]$													
COEFICIENTE DE FORMA (q) = COEFICIENTE DE CARGA (p) =							$fck = \frac{fck}{p+q} =$						

DADOS NOMINAIS					CONSUMO Kg/m³ - sss											
TRAÇO	A/CEQ	SLUMP (cm)	AR (%)	FLY-ASH EM V.S (%)	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	CONSUMO TOTAL DE AGLOMERANTE	ÁGUA	ADITIVOS INCORPORADOR	ADITIVOS PLASTIFICANTE	AREIAS NATURAL	AREIAS ARTIFICIAL	AGREGADO GRAUDO 1	2	3	4
152-ET-22	0,85	4±0,5	6±0,5		63	21		82	0,101		424		373	411	566	531

Figura 3.45 — Valores de controle — Mistura 152ET22

ASSUNTO CONTROLE ESTATÍSTICO PARA 30 AMOSTRAS — DATA: ___/___/___

AMOSTRA	DATA MOLDAGEM	Nº DO ESPÉCIME	TRABALHABILIDADE (cm)	AR INCORPORADO (%)	TEMPERATURA (°C)	CENTRAL	$\bar{f}cj$ MPa — IDADE (DIAS) 3	7	28	90	180	360	fck = OBSERVAÇÕES
121	28.06.72	43143/48						5,3			14,6	15,3	
122	28.06.72	43149/54							8,5	12,1	12,9		
123	29.06.72	43167/72						5,6			14,0	16,3	
124	29.06.72	43191/96							14,5	17,2	18,4		
125	29.06.72	43239/44						5,3			15,9	18,7	
126	29.06.72	43257/62							10,9	13,9	14,1		
127	30.06.72	43275/80						6,9			17,5	18,2	
128	30.06.72	43287/92							10,1	13,0	14,8		
129	30.06.72	43323/28						5,7			16,0	16,6	
130	30.06.72	43347/52							13,5	17,3	20,0		
131	01.07.72	43371/76						7,1			17,1	20,1	
132	19.07.72	45315/20							14,3	18,4	19,8		
133	19.07.72	45333/38						7,7			18,4	21,0	
134	19.07.72	45387/92							9,9	12,6	13,4		
135	20.07.72	45411/16						6,7			17,0	18,0	
136	20.07.72	45433/38							13,7	17,3	19,4		
137	22.07.72	45573/78						6,7			18,7	18,4	
138	22.07.72	45603/08							12,7	16,1	16,5		
139	22.07.72	45609/14						7,7			20,4	21,2	
140	22.07.72	45621/26							13,1	15,8	17,6		
141	22.07.72	45633/38						7,9			22,1	23,3	
142	23.07.72	45639/44							22,7	24,0	28,5		
143	23.07.72	45645/50						7,2			18,3	19,0	
144	23.07.72	45663/68							14,0	15,7	17,9		
145	23.07.72	45681/86						5,5			16,5	16,7	
146	23.07.72	45705/10							16,2	18,0	18,2		
147	23.07.72	45717/22						6,5			17,8	17,8	
148	24.08.72	45765/70							14,0	17,2	18,7		
149	02.08.72	46761/66						7,6			19,1	18,6	
150	02.08.72	46779/84							12,3	15,4	16,1		
RESISTÊNCIA MÉDIA								6,6	13,4	16,3	17,7	18,6	
η (Kg/cm² / Kg/m³)											16,9		
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO $\bar{V}$ %													
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO $\bar{V}T$ %													
$\bar{f}ck = \bar{f}cj\,[x(1-t\bar{V})]$													
COEFICIENTE DE FORMA (q) = COEFICIENTE DE CARGA (p) =							$fck = \frac{\bar{f}ck}{p \cdot q} =$						

DADOS NOMINAIS					CONSUMO Kg/m³ - s.s.s.											
TRAÇO	A/CEQ	SLUMP (cm)	AR (%)	FLY-ASH EM VS (%)	CIMENTO	MATERIAL POZOLÂNICO	CONSUMO TOTAL DE AGLOMERANTE	ÁGUA	ADITIVOS INCORPORADOR	ADITIVOS PLASTIFICANTE	AREIAS NATURAL	AREIAS ARTIFICIAL	AGREGADO GRAUDO 1	2	3	4
152-ET-22	0,85	4± 0,5	6± 0,5		63	21		82	0,101		424		373	411	566	531

Figura 3.46 — Valores de controle — Mistura 152ET22

ITAIPU BINACIONAL

ASSISTENCIA CONSTRUCAO CONCRETO
DIVISAO DE LABORATORIO E INSTRUMENTACAO DE CONCRETO

CER04 - CONTROLE ESTATISTICO PARA 30 AMOSTRAS VALORES INDIVIDUAIS 19/11/80

DADOS NOMINAIS	CONSUMO I (KG/M**3)	CONSUMO II (KG/M**3)
TRACO 152-EC1 FCK 140/360 CENTRAL 3	CIMENTO ICS	AREIA N 154 BRITA 2 366
A/CEC 0.600	FLY-ASH 33	AREIA A 394 BRITA 3 459
AR(%) 6.00+-0.50 SLUMP 4.0+- 0.5 (CM)	AGUA 163	AREIA 1 383 BRITA 4 642
	INCORPORADOR VAR	
	RETARDADOR 0.00	
	PLASTIFICANTE 0.00	

AMOSTRA	DATA DA MOLDAGEM	NUMERO DO ESPECIME	TRAB (CM)	AR (%)	TEMP (C)	CENS. (T/M**3)	IDADE FCJ (KG/CM**2) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	90 DIAS	180 DIAS	360 DIAS	2 ANOS	5 ANOS
00122	14/03/78	005333 A 005339	3.8	5.3	6.C				131 147		250 260	2o3 258		
00123	14/03/78	005340 A 005346	4.6	7.C	7.C			53 50		189 156		229 211		
00124	14/03/78	005347 A 005353	3.7	5.8	5.0				108 104		204 200	207 200		
00125	14/03/78	005379 A 005385	4.C	7.C	4.5			44 41		151 154		187 196		
00126	15/03/78	005386 A 005392	4.7	6.C	8.C				99 97		181 178	206 203		
00127	15/03/78	005393 A 005399	4.8	6.5	6.C			70 67		156 155		270 256		
00128	15/03/78	005400 A 005406	4.2	6.6	4.5				166 157		268 281	301 302		
00129	15/03/78	005407 A 005413	3.7	7.0	6.5			49 49		192 196		234 233		
00130	15/03/78	005414 A 005420	5.0	6.E	7.C				107 100		190 191	201 204		
00131	15/03/78	005421 A 005427	4.0	6.4	7.C			49 51		184 181		230 227		
00132	15/03/78	005435 A 005441	5.0	7.C	7.C				111 102		203 205	250 238		
00133	16/03/78	005544 A 005550	3.6	7.C	7.5			46 51		175 156		221 207		
00134	16/03/78	005551 A 005557	3.6	6.7	6.5				104 100		178 188	205 180		
00135	16/03/78	005565 A 005571	4.4	5.7	6.C			74 68		242 224		269 265		
00136	16/03/78	005635 A 005641	4.6	6.C	4.C				128 123		229 229	250 252		
00137	17/03/78	005666 A 005672	4.3	5.7	6.C			62 59		195 212		258 248		
00138	17/03/78	005680 A 005686	4.2	6.4	4.C				137 137		270 261	268 279		
00139	21/03/78	006104 A 006110	4.8	6.5	3.5			64 62		212 208		248 256		
00140	21/03/78	006111 A 006117	4.0	5.5	6.C				139 134		236 223	256 252		
00141	21/03/78	006118 A 006124	4.0	5.9	4.C			77 73		255 254		349 329		
00142	22/03/78	006169 A 006175	3.C	5.C	6.C				195 184		307 317	325 346		
00143	22/03/78	006183 A 006189	4.8	6.C	4.C			84 90		315 286		331 340		
00144	22/03/78	006197 A 006203	3.7	6.0	4.0				143 159		269 280	325 304		
00145	27/03/78	006485 A 006491	3.8	5.5	4.5		106 113			297 282		331		
00146	27/03/78	006499 A 006505	4.5	5.9	5.5				287 300		385 399	418 406		
00147	27/03/78	006513 A 006519	4.5	6.C	6.C		105 113			357 354		366 364		
00148	27/03/78	006527 A 006533	5.0	6.C	6.C				177 197		309 324	342 343		
00149	28/03/78	006571 A 006577	3.5	5.4	5.8			97 106		293 294		349 351		
00150	28/03/78	006578 A 006584	4.4	5.4	3.3				238 261		323 334	350 341		
00151	28/03/78	006585 A 006591	3.9	6.5	7.C			125 135		289 291		350 352		
VALOR MEDIC (KG/CM**2)			4.2	6.1	5.7			74	152	234	256	277		
COEF. DE VARIACAO			12.1	9.1	24.4			35.2	36.3	24.6	23.5	21.7		
VARIACAO NA AMOSTRA								5.6	5.5	3.2	2.9	2.7		
FCK (PENEIRADO NA 38MM)								52	104	134	204	225		

Figura 3.48 — Tabelamento de valores a cada 30 amostras processados por computador.

I T A I P U B I N A C I O N A L ASSISTENCIA CONSTRUCAO CONCRETO CIVISAO DE LABORATORIO E INSTRUMENTACAO DE CONCRETO PAG. 16

CEROS - RESUMO DO CONTROLE ESTATISTICO 18/04/80

TRACO 152-E01 A/C 0.600 AR(%) 6.0+-0.5 SLUMP(CM) 4.0+- 0.5 CIMENTO 109 FLY-ASH 31 AGUA 93 AD.INC. VAR AD.RET. 0.00
FCK = 140/360 AD.PLAST 0.00 AREIA NAT. 154 AREIA ART. 394 BRITA 1 363 BRITA 2 366 BRITA 3 459 BRITA 4 642
OBTIDO - AR(%) 5.7 SLUMP(CM) 4.1 TEMPERATURA(C) 6.3 DENSIDADE(T/M**3) VOLUME APLICADO(M**3)

	3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	90 DIAS	180 DIAS	360 DIAS	720 DIAS	1800 DIAS
FCJ (KG/CM**2) - NUM. AMOSTRAS	-	64 - 376	150 - 369	217 - 374	240 - 372	254 - 745	-	-
RENDIMENTO(KG/CM**2/KG/M**3)		.46	1.07	1.55	1.71	1.81		
VARIACAO(%) - FCK (KG/CM**2)	-	28.41 - 49	23.44 - 121	18.16 - 184	15.45 - 201	15.12 - 222	-	-

TRACO 152-E02 A/C 0.600 AR(%) 7.0+-0.5 SLUMP(CM) 4.0+- 0.5 CIMENTO 104 FLY-ASH 30 AGUA 89 AD.INC. 0.000 AD.RET. 0.00
FCK = 140/360 AD.PLAST 0.00 AREIA NAT. 388 AREIA ART. 166 BRITA 1 364 BRITA 2 365 BRITA 3 465 BRITA 4 641
OBTIDO - AR(%) 7.2 SLUMP(CM) 4.1 TEMPERATURA(C) 5.8 DENSIDADE(T/M**3) VOLUME APLICADO(M**3)

	3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	90 DIAS	180 DIAS	360 DIAS	720 DIAS	1800 DIAS
FCJ (KG/CM**2) - NUM. AMOSTRAS	-	69 - 428	127 - 423	209 - 333	232 - 422	-	-	-
RENDIMENTO(KG/CM**2/KG/M**3)		.51	1.02	1.56	1.73			
VARIACAO(%) - FCK (KG/CM**2)	-	21.22 - 57	16.50 - 116	15.94 - 181	13.76 - 206	-	-	-

TRACO 152-F01 A/C 0.650 AR(%) 6.0+-0.5 SLUMP(CM) 4.0+- 0.5 CIMENTO 100 FLY-ASH 29 AGUA 94 AD.INC. 0.000 AD.RET. 0.00
FCK = 140/360 AD.PLAST 0.00 AREIA NAT. 402 AREIA ART. 156 BRITA 1 363 BRITA 2 366 BRITA 3 459 BRITA 4 642
OBTIDO - AR(%) 6.0 SLUMP(CM) 4.0 TEMPERATURA(C) 5.8 DENSIDADE(T/M**3) VOLUME APLICADO(M**3)

	3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	90 DIAS	180 DIAS	360 DIAS	720 DIAS	1800 DIAS
FCJ (KG/CM**2) - NUM. AMOSTRAS	-	59 - 133	111 - 132	193 - 122	234 - 129	248 - 211	-	-
RENDIMENTO(KG/CM**2/KG/M**3)		.45	.86	1.50	1.81	1.92		
VARIACAO(%) - FCK (KG/CM**2)	-	26.97 - 46	26.16 - 87	23.02 - 156	16.11 - 202	16.36 - 214	-	-

TRACO 152-F02 A/C 0.610 AR(%) 7.5+-0.5 SLUMP(CM) 3.5+- 0.5 CIMENTO 120 FLY-ASH 14 AGUA 86 AD.INC. 0.000 AD.RET. 0.00
FCK = 140/360 AD.PLAST 0.00 AREIA NAT. 400 AREIA ART. 171 BRITA 1 400 BRITA 2 329 BRITA 3 465 BRITA 4 643
OBTIDO - AR(%) 7.5 SLUMP(CM) 3.7 TEMPERATURA(C) 6.2 DENSIDADE(T/M**3) VOLUME APLICADO(M**3)

	3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	90 DIAS	180 DIAS	360 DIAS	720 DIAS	1800 DIAS
FCJ (KG/CM**2) - NUM. AMOSTRAS	-	93 - 65	157 - 62	215 - 38	215 - 63	-	-	-
RENDIMENTO(KG/CM**2/KG/M**3)		.69	1.17	1.60	1.60			
VARIACAO(%) - FCK (KG/CM**2)	-	21.68 - 76	15.36 - 137	11.96 - 193	12.55 - 192	-	-	-

TRACO 152-G01 A/C 0.670 AR(%) 7.5+-0.5 SLUMP(CM) 3.5+- 0.5 CIMENTO 108 FLY-ASH 13 AGUA 85 AD.INC. 0.000 AD.RET. 0.00
FCK = 140/360 AD.PLAST 0.00 AREIA NAT. 405 AREIA ART. 174 BRITA 1 400 BRITA 2 329 BRITA 3 465 BRITA 4 643
OBTIDO - AR(%) 7.5 SLUMP(CM) 3.7 TEMPERATURA(C) 6.3 DENSIDADE(T/M**3) VOLUME APLICADO(M**3)

	3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	90 DIAS	180 DIAS	360 DIAS	720 DIAS	1800 DIAS
FCJ (KG/CM**2) - NUM. AMOSTRAS	-	73 - 1330	131 - 254	175 - 665	179 - 192	-	-	-
RENDIMENTO(KG/CM**2/KG/M**3)		.60	1.08	1.45	1.48			
VARIACAO(%) - FCK (KG/CM**2)	-	23.97 - 59	21.14 - 108	18.10 - 149	16.95 - 154	-	-	-

TRACO 152-H01 A/C 0.720 AR(%) 6.0+-0.5 SLUMP(CM) 4.0+- 0.5 CIMENTO 91 FLY-ASH 26 AGUA 94 AD.INC. 0.000 AD.RET. 0.00
FCK = 100/360 AD.PLAST 0.00 AREIA NAT. 418 AREIA ART. 163 BRITA 1 363 BRITA 2 366 BRITA 3 459 BRITA 4 642
OBTIDO - AR(%) 6.2 SLUMP(CM) 4.2 TEMPERATURA(C) 5.5 DENSIDADE(T/M**3) VOLUME APLICADO(M**3)

	3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	90 DIAS	180 DIAS	360 DIAS	720 DIAS	1800 DIAS
FCJ (KG/CM**2) - NUM. AMOSTRAS	-	62 - 9	143 - 8	154 - 9	197 - 7	-	-	-
RENDIMENTO(KG/CM**2/KG/M**3)		.53	.96	1.66	1.68			
VARIACAO(%) - FCK (KG/CM**2)	-	22.86 - 50	27.71 - 85	26.82 - 159	18.22 - 165	-	-	-

******* PARA OS DADOS DE CONSUMO DOS TRACOS, A UNIDADE CONSIDERADA E KG/M**3 *******

VALORES PROVISÓRIOS EM IMPLANTAÇÃO PELO COMPUTADOR

Figura 3.49 — Resumo de valores, das amostras, para o controle de cada "traço" (mistura)

ITAIPU BINACIONAL

ASSISTENCIA CONSTRUCAO CONCRETO
DIVISAO DE CONTROLE DE CONCRETO

CER06 - CONTROLE DO CONCRETO POR APLICACAO

01/04/80

LOCAL DE APLICACAO				CONCRETAGEM		VOLUME APLICADO (M**3)	CURA		TRACO	NUMEROS DOS C.P.	IDADE DIAS	TENSAO MEDIA MPa
ESTR	BLOCO	CAMADA	COTAS	INICIO	TERMINO		INICIO	TERMINO				
A	H1	36	141,50 A 144,00	11/05/78 05:00	11/05/78 21:00	0665,00	11/05/78	20/05/78	152-001	017413/017414	7	9,3
										017415/017416	90	20,1
										017417/017419	360	29,2
				11/05/78 05:00	11/05/78 21:00	0675,00	11/05/78	20/05/78	152-001	017435/017436	7	9,6
										017437/017438	90	20,2
										017439/017441	360	29,4
				11/05/78 05:00	11/05/78 21:00	0685,00	11/05/78	20/05/78	152-001	017457/017458	7	9,9
										017459/017460	90	20,3
										017461/017463	360	29,6
				11/05/78 05:00	11/05/78 21:00	0695,00	11/05/78	20/05/78	152-001	017479/017480	7	10,2
										017481/017482	90	20,4
										017483/017485	360	29,8
A	H1	37	144,00 A 146,50	11/05/78 05:00	11/05/78 21:00	0705,00	11/05/78	20/05/78	152-001	017501/017502	7	10,5
										017503/017504	90	20,5
										017505/017507	360	30,0
				11/05/78 05:00	11/05/78 21:00	0715,00	11/05/78	20/05/78	152-001	017523/017524	7	10,8
										017525/017526	90	20,6
										017527/017529	360	30,2

Figura 3.50 — Resumo de valores das amostras agrupadas, por local de aplicação

4 Esquema organizacional para inspeção e controle

4.1 Introdução

Neste item será apresentado um plano de atividades para inspeção e controle dos materiais e do concreto.

Esse esquema organizacional foi implantado para controle das construções de concreto da obra da hidrelétrica de Itaipu, com base em esquemas parciais, anteriormente utilizados nas obras das hidrelétricas de Ilha Solteira e Água Vermelha.

O esquema aqui apresentado pode ser aplicado a outras construções de concreto, além das hidrelétricas, através de pequenos ajustes nas operações. O plano de controle visa:

— usar materiais conhecidos ou pré-qualificados, de acordo com as especificações adotadas;

— combinar (dosar) os materiais em proporções adequadas, atendendo aos parâmetros de projeto;

— manter a uniformidade das misturas dosadas;

— preparar adequadamente as áreas a receber concreto;

— cuidar para que o concreto seja transportado e colocado com um mínimo de segregação e seguramente identificado;

— inspecionar a estrutura de acordo com a rotina adequada;

— medir, interpretar e avaliar os característicos de tensões e deformações instalados na estrutura, comparando-os com as estimativas de projeto;

— efetuar ensaios de apoio e pesquisa com antecedência adequada;

— relatar, informar e criticar os dados obtidos, com a dinâmica compatível com as proporções e velocidades da obra.

A figura 4.1 fornece um diagrama funcional de esquema de controle, pelo qual se observa que após a obtenção de qualquer dado ou informação o evento deve ser convenientemente compilado e reportado às áreas de interesse.

4.2 Controle sobre os materiais básicos

Como materiais básicos entendem-se aqueles que se incorporam ao concreto durante a betonagem ou durante o lançamento sendo, portanto, considerados como materiais básicos:

— água;
— aglomerantes (cimento e material pozolânico) (Nota 20);
— aditivos;
— agregados;
— aços e emendas;
— elastômeros.

A seguir são citadas as rotinas para inspeção e controle de cada um desses materiais.

Nota 20: As bibliografias, de maneira geral, conceituam os materiais pozolânicos como um aditivo, porém para efeito de controle, considerou-se como aglomerante.

4.2.1 Água

O controle de qualidade da água tem por objetivo manter as características de pH, sólidos, cloretos, sulfatos, ferro, álcalis, dentro dos valores aceitáveis e de acordo com as especificações.

Esse controle deve ser feito sobre a água de amassamento, e de fabricação de gelo, junto à saída de cada depósito.

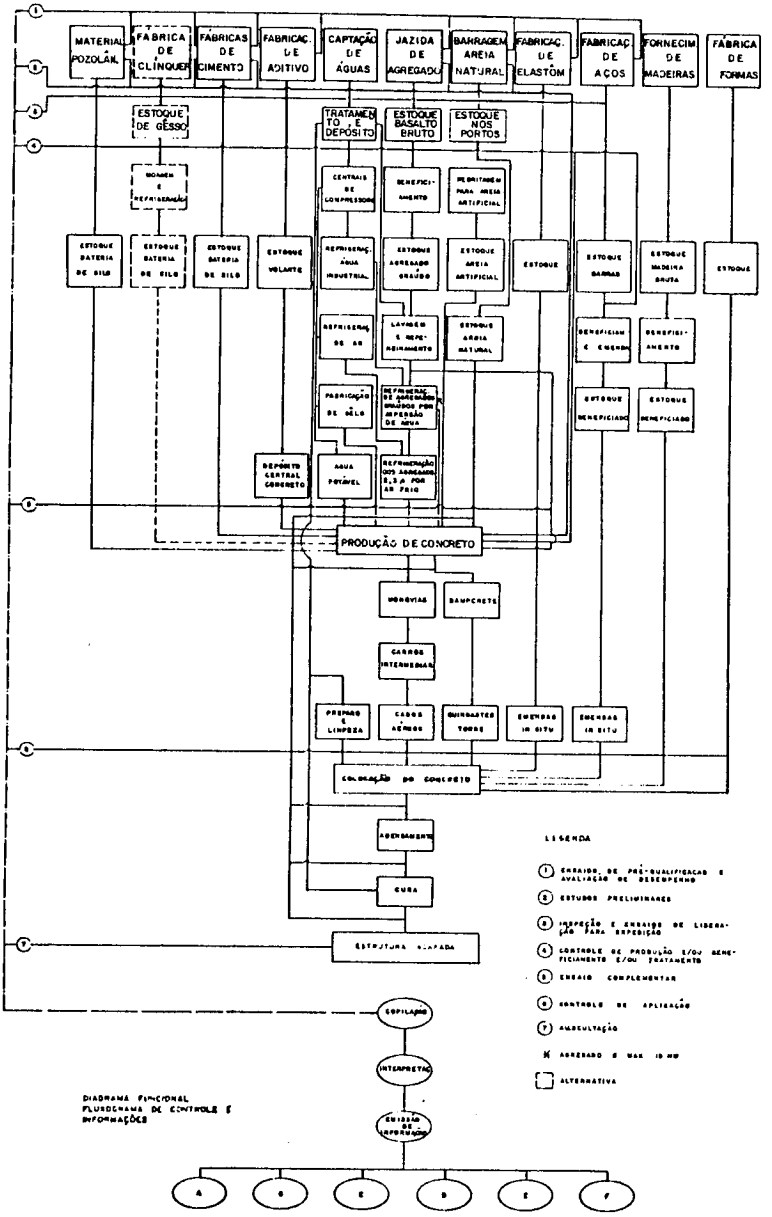


Figura 4.1 — Fluxograma de controle e informações.

4.2.2 Aglomerantes

Como se observa pelo diagrama da figura 4.1 o aglomerante, por se constituir no ingrediente principal da mistura do concreto, deve ser largamente inspecionado. O ciclo de controle do aglomerante engloba desde os estudos de pré-qualificação e desempenho, até a aplicação.

Ao se trabalhar com aglomerantes de várias fontes produtoras é conveniente manter o sistema de inspeção na fonte fornecedora liberando as partidas para a obra.

O cimento produzido para a obra pode ser estocado, na fábrica, em silo isolado. Quando do embarque o material deve ser devidamente identificado.

Ao chegar na obra o aglomerante deve ser recepcionado através de uma rotina de amostragens e ensaios.

Após ensilado, na obra, o material é conduzido às centrais de concreto, quando então devem ser verificadas algumas propriedades através de amostragens efetuadas imediatamente antes da mistura do concreto.

4.2.3 Aditivos

Os aditivos para concreto devem ser pré-qualificados através de amostras enviadas pelos fornecedores interessados.

Durante os ensaios, de cada uma das amostras, deve ser retirada uma alíquota, que permanece adequadamente armazenada, para ser comparada com as primeiras amostras durante o fornecimento, se o produto for convenientemente qualificado.

De maneira especifica, os aditivos incorporadores de ar, de uso mais geral nos concretos de barragem, são comparados com um aditivo padrão com base em determinada resina. Essa comparação traduz a eficiência do aditivo em ensaio. Esse rendimento faz a aferição econômica do aditivo, podendo-se avaliar técnica e economicamente o material.

Após a pré-qualificação e a contratação do fornecedor, imediatamente depois da produção do aditivo, devem ser retiradas amostras, com base em rotina estabelecida, e enviadas ao laboratório, para análise e comparação com a alíquota da pré-qualificação. Havendo coincidência de valores o aditivo pode ser liberado para embarque.

Ao chegar à obra o aditivo deve ser novamente inspecionado, e liberado para estocagem. Durante a utilização, nas centrais de concreto, o material deve ser reanalisado, verificando-se desta maneira suas características imediatamente antes da produção do concreto.

4.2.4 Agregados

Os derrames rochosos ou as jazidas existentes devem ser pré-qualificados antes do início da obra. Através dessa avaliação é possível fazer uma compatibilização das extrações e os consumos previstos para aplicação na produção de agregados.

A partir da adequação das jazidas à produção de agregados, durante a execução das extrações o material deve ser designado para estoques definidos. Nessa etapa, ainda, devem ser coletadas amostras para confirmação das características para uso como agregado.

Após a estocagem do material bruto, este poderá ser enviado aos sistemas de beneficiamento, quando são feitos ensaios para verificar determinadas características do material, durante o beneficiamento. Os parâmetros assim obtidos permitem orientar os procedimentos durante o beneficiamento.

Nas centrais de concreto os agregados devem sofrer verificação nas suas características.

A areia natural poderá ser dragada, de jazidas previamente estudadas e definidas. Durante a dragagem deve ser feito um acompanhamento granulométrico que permita orientar a melhor posição para dragagem. Após a dragagem a areia natural pode ser armazenada em estoques volantes e posteriormente enviada às centrais de concreto, onde é verificada, novamente, antes da entrada nas betoneiras.

4.2.5 Aços e emendas para armadura

4.2.5.1 Aços

As partidas de aços para a obra podem ser inspecionadas nas fábricas, antes do embarque. Após liberadas, as partidas são enviadas para a obra.

Ao chegar no canteiro da obra, cada partida deve ser submetida a uma verificação, após o que pode ser adequadamente estocada no pátio de armação. Os valores entre as inspeções devem ser rotineiramente comparados.

Durante o beneficiamento os aços devem ser também inspecionados, cuidando-se nessa oportunidade de se observar as dimensões de projeto. Ao sair do pátio de armação os lotes de barras beneficiadas devem ser convenientemente identificados, caracterizando-se o local e posição de aplicação.

Ao se preparar a armadura no local de aplicação deve ser feita uma última inspeção sobre o material. Cuidando-se nessa oportunidade de verificar a colocação das barras com respeito às posições de projeto e recobrimentos especificados. Nessa situação deve ser observada, também, a qualidade da armadura suporte para a armadura principal.

4.2.5.2 Emendas

Os processos e tipos de emendas, propostos para a obra, devem ser pré-qualificados, antes de sua aplicação.

No caso de utilização de emendas com deposição de elétrodos, os soldadores deverão ser, também pré-qualificados.

Após a aprovação do tipo, processo, ou soldador, todo conjunto de emendas de barras de aço efetuado poderá ser subdividido em lotes correspondentes a determinadas amostras tomadas aleatoriamente. Essas amostras coletadas em bancadas ou "in situ" controlarão a qualidade das emendas.

4.2.6 Elastômeros

4.2.6.1 Elementos de vedação

Inicialmente, os mata-juntas devem ser pré-qualificados através de uma coleta de amostras, efetuada junto aos fornecedores.

Após a aprovação dos materiais de um conjunto de fornecedores o material pode ser adquirido.

Durante a fabricação deve ser feita uma coleta de amostras para ensaios.

Para a confecção das emendas, na obra, são selecionados os operadores através de "emendas-prova".

4.2.6.2 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio devem ser inspecionados nos próprios fornecedores, após o que serão liberados para embarque para a obra. Na obra, esse material deve ser submetido às rotinas de recepção por meio de amostragens aleatórias.

4.3 Acompanhamento dos preparativos para concretagem

O acompanhamento dos preparativos para as concretagens engloba praticamente todas as atividades anteriores à concretagem, tais como: colocação de fôrmas, armaduras, embutidos, tratamento da superfície, drenos, elementos de vedação e outros detalhes.

É conveniente manter uma equipe verificando e liberando todas essas operações.

Essa equipe será responsável pela análise dos detalhes executivos de projetos, e propostos pelo construtor.

Dos preparativos anteriores à concretagem cabe ressaltar a importância de serem verificados e aprovados pontos tais como:

— condição de drenagem da área, preocupando-se com situações eventuais, como chuva;

— condições de fixação, estabilidade, qualidade, aberturas (janelas), limpeza e untamento de fôrmas;

— condição de suporte (escoramento), bitola, aderência, categoria, espaçamento, quantidade e recobrimento das armaduras;

— condição de posição e qualidade das emendas;

— condição dos embutidos, elementos de vedação e suas emendas;

— condição do tratamento e limpeza da superfície a receber concreto;

— condição e quantidade dos equipamentos para colocação, espalhamento, adensamento, cura e proteção contínua do concreto;

— condição e quantidade de mão-de-obra para a concretagem adequada;

— condição de qualidade para desforma e carregamento.

Essas verificações permitirão um desenvolvimento contínuo e uniforme dos trabalhos.

4.4 Controles e medições durante a produção do concreto

O controle durante a produção do concreto pode ser composto basicamente por dois tipos de controles a saber:

4.4.1 Controle de qualidade do concreto

Engloba as diversas moldagens de espécimes para ensaios elastomecânicos e de outras propriedades de interesse. Essas moldagens devem ser baseadas em rotinas estabelecidas em função dos volumes de concreto e das confianças e característicos estatísticos estimados e/ou obtidos pelos ensaios. Esse tipo de controle é sobejamente conhecido e empregado em obras, e foi abordado no item 3.2.3.

4.4.2 Controle de uniformidade durante a produção do concreto

Engloba a verificação das condições dos equipamentos de produção, dos materiais componentes do concreto e do próprio concreto.

Através desse controle podem ser feitas determinações da umidade dos agregados, por meio da qual são feitas correções das quantidades dos materiais. Esse tipo de controle foi abordado no item 3.2.2.

4.5 Controles durante a concretagem

Os controles durante a concretagem devem englobar as verificações a respeito da qualidade nas seguintes operações:

— transporte do concreto;

— lançamento (colocação) do concreto;

— espalhamento do concreto;

— adensamento do concreto;

— acabamento do concreto;

— cura do concreto;

— reparos (quando necessários).

Através de inspetores posicionados em cada frente de concretagem, munidos de intercomunicadores portáteis, o fluxo, tipologia e característica do concreto podem ser orientados adequadamente.

Os pontos de transbordo e descarga devem ser, também, inspecionados. O inspetor na frente de concretagem deverá verificar as condições de colocação, espalhamento, adensamento, acabamento e posterior cura do concreto. O desempenho dos vibradores poderá ser avaliado através de tacômetro de bolso.

Essa sequência de verificações e observações permitirá minimizar problemas de segregação, colocação inadequada, vibração deficiente e acabamento impróprio do concreto. Com esse controle poderão ser minimizadas as inseguranças e os reparos que oneram e desfiguram as estruturas.

4.6 Auscultação das estruturas de concreto

Através de um instrumental de auscultação poderá ser verificado o desempenho da estrutura, ao longo das diversas etapas de vida dessa estrutura.

O adequado manuselo e interpretação de informações, fornecidas pelos instrumentos, podem reorientar providências, permitindo obter economia e segurança.

4.7 Registro das informações

É importante, e necessário, que todas as informações obtidas nas inspeções e controles sejam devidamente armazenadas e relatadas dentro de um planejamento adequado. O acervo de informações poderá facilitar as interpretações e etapas de construção.

5 Propriedades do concreto

5.1 Trabalhabilidade

A trabalhabilidade de um concreto pode ser entendida como sendo a facilidade com a qual o concreto pode ser misturado, manuseado, transportado, colocado e compactado com a menor perda de homogeneidade. Termos como consistência, plasticidade, coesão e fluidez, expressam elementos de trabalhabilidade.

A trabalhabilidade de uma betonada de concreto depende, sobretudo, das características e da proporção relativa dos vários componentes, ao passo que o grau de trabalhabilidade, necessário para o lançamento e adensamento adequados a uma estrutura, dependerá dessa estrutura, como se refere no item 3.1.2.2 — figura 3.4. Seções delgadas, relativamente densas ou com muitas peças embutidas, requerem concreto de elevada trabalhabilidade. Por outro lado, misturas com baixa trabalhabilidade poderão ser lançadas em estruturas massivas, e adensadas por vibradores adequados. Isto quer dizer que o grau de trabalhabilidade depende do tipo e condições da estrutura e de lançamento, e a capacidade de trabalhabilidade do concreto depende dos materiais e de como eles são dosados.

O elemento da trabalhabilidade que indica a maior ou menor aspereza de um concreto é a coesão, concretos finos (com pequeno D máx.) são normalmente mais consistentes do que concretos grossos. Os concretos com agregados britados são mais ásperos do que concretos com seixos arredondados, e tendem a segregar mais facilmente. A areia grossa também causa aspereza ao concreto. A água de exsudação é um índice que demonstra a maior ou menor capacidade de segregação.

Vários fatores podem alterar consideravelmente a trabalhabilidade das misturas. Dentre os fatores comumente controláveis pode-se citar:

— quantidade de água;
— quantidade e qualidade dos aglomerantes;
— temperatura;
— quantidade e qualidade dos agregados;
— tipos e quantidades de aditivos.

O aumento ou diminuição do teor de água de mistura do concreto poderá alterar significativamente a trabalhabilidade e a consistência do concreto. Aumentando-se indiscriminadamente a quantidade de água, na mistura, poder-se-á estar aumentando o abatimento (que é um índice de trabalhabilidade) e estar tornando a mistura áspera, facilmente segregável, e com grande capacidade para sofrer retração por secagem. O acerto da trabalhabilidade e consistência adequadas não deverá ser, então, feito indiscriminadamente somente pelo aumento do teor de água.

Uma mistura com baixo teor de aglomerante, chamada de concreto pobre, normalmente é áspera. Diferenças na finura do aglomerante afetam a trabalhabilidade e consistência do concreto. Como já comentado no item 2.2.5.1 e 2.2.5.2 a adição de material pozolânico, que normalmente é um material fino, vem melhorar a trabalhabilidade e reduzir a exsudação.

A trabalhabilidade poderá ser reduzida de forma significativa devido à insolação e ao aumento de temperatura. A perda de trabalhabilidade é severa durante os dias ensolarados, devido à perda de água por evaporação. A temperatura de produção do concreto também afeta a trabalhabilidade.

Os agregados, tanto miúdo como graúdo, afetam a trabalhabilidade tanto pelo seu teor como pela qualidade. Agregados com grande quantidade de partículas chatas e alongadas produzem concretos de baixa trabalhabilidade. Areias com módulo de finura ao redor de 2,75 geralmente produzem concreto com trabalhabilidade adequada. Areias com deficiência de material fino, passante pelas peneiras de malhas n.° 50 (0,30 mm) e n.° 100 (0,15 mm) causam prejuízos quanto à trabalhabilidade e consistência.

De acordo com o que foi citado no item 2.5.2, os aditivos também contribuem para a alteração da trabalhabilidade, como exemplo pode-se citar que durante a construção da hidrelétrica de Itaipu foram feitas verificações [7] a respeito da atuação dos aditivos incorporadores de ar na trabalhabilidade do concreto, tendo-se observado que ao se elevar de 1% o teor de ar incorporado (da fração passante pela peneira de malha 38 mm) dos concretos-massa, para se manter o mesmo nível de trabalhabilidade, reduziu-se o teor de água em aproximadamente 3%. Observou-se, também, uma sensível melhora da consistência.

5.2 Peso específico

A massa específica é também uma das características importantes do concreto, principalmente levando-se em conta sua aplicabilidade em estruturas quer do tipo barragem gravidade, quer sejam peças estruturais leves, quer sejam peças divisórias etc.... Como outras propriedades, a massa específica também é afetada pela qualidade e pela composição granulométrica dos agregados. Pode-se observar que os concretos com britas de basalto têm massa específica sensivelmente maior do que concretos com seixos rolados. Isto porque os agregados britados a partir do basalto (ver tabela 2.35) têm massa específica maior (γ SSS = 2.900 kg/m³) do que o seixo rolado (γ SSS = 2.600 kg/m³). Observa-se também que à medida que se aumenta o tamanho máximo do agregado se eleva a massa específica do concreto. Isto devido aos concretos mais grossos possuírem menor quantidade de vazios a ser preenchido por argamassa que, normalmente, tem menor massa específica do que o agregado. De uma maneira geral os concretos apresentam-se dentro do seguinte quadro de valores:

Tamanho Máximo do Agregado (mm)	Peso Específico do Concreto Integral (kg/m³)	
	Basalto (*)	Seixos Rolados Quartzíticos (**)
19	2.400	2.380
38	2.470	2.400
76	2.550	2.430
152	2.670	2.520

* Basalto de Itaipu (obra Itaipu) — γ = 2.900 kg/m³
** Cascalhos de Jupiá-Ilha Solteira-Água Vermelha γ = 2.600 kg/m³

Concretos pesados, com agregados metálicos apresentam uma densidade ao redor de 4.000 kg/m³.

Concretos leves, por outro lado, contendo agregados leves ou expandidos, poderão apresentar massa específica baixa. Nestes casos o aumento do teor de argamassa aumenta a massa específica. Como exemplo de concreto leve pode-se citar o traço 20 BT 2, usado pela Cesp em Ilha Solteira, com agregado de argila expandida com D máx.

= 20 mm, que apresentou para um universo de 75 amostras uma massa específica média = 1.750 kg/m³, e coeficiente de variação de 10%.

Com essa massa específica, entretanto, foram obtidas as seguintes resistências:

Idade dias	Resistência à Compressão MPa	Coeficiente de Variação %
5	27,2	10,7
7	29,9	9,1
28	35,7	6,6

Para painéis e divisórias poderá ser usado concreto leve a partir de plásticos expandidos, tipo estiropor, podendo-se obter concretos com massas específicas menores do que a 1.000 kg/m³, e de resistências consideráveis, como por exemplo:

— usando-se esferas de estiropor expandido com diâmetro de 1 mm a 3 mm de massa unitária 12 kg/m³ pode-se obter concretos com:

Massa Específica (Aproximada) kg/m³	Resistência à Compressão 28 dias (MPa)
800	3,5
950	6,0
1.150	8,5
1.400	14,5
1.600	20,0

A incorporação de ar em excesso também reduz a massa específica do concreto.

O adensamento insuficiente também diminui a massa específica, além de afetar outras propriedades.

5.3 Resistências

Os ensaios de resistência são, provavelmente, os ensaios mais importantes aplicados ao concreto, para servir de base para o julgamento do produto acabado. Um concreto de alta resistência normalmente é tomado como sinônimo de boa qualidade. Mas isso não deve ser tomado indiscriminadamente, pois por exemplo: quando se obtém uma resistência elevada através de um excessivo consumo de cimento mantendo-se um baixo fator água/cimento, pode ocorrer, em consequência, uma excessiva retração por secagem e até trincas.

Todas as resistências do concreto — compressão, tração, flexão, cisalhamento — podem ser relacionadas e, normalmente, a magnitude de uma é refletida pelas demais. Exemplificando:

— Resistência à tração por compressão diametral normalmente varia de 6% a 15% do valor da resistência à compressão sendo que o menor percentual refere-se às altas resistências à compressão e o maior percentual às baixas resistências à compressão. Essa comparação é válida, também, para as idades, ou seja, baixas idades (baixas resistências) maior percentual e altas idades, menor percentual.

— A resistência à tração por flexão em vigas e a resistência de tração por compressão diametral podem se apresentar dentro das seguintes relações:

		Idade em Dias		
Relação entre (obtidas a partir de [8])	3	7	28	90
Resistência à tração por flexão / Resistência à tração por compressão diametral	= 1,7	1,3	1,1	1,1

A cura e a temperatura têm efeitos marcantes na resistência do concreto. Cura é o nome do procedimento usado para propiciar a hidratação do cimento e consiste em manter um controle de temperatura, e a superfície saturada, evitando a perda de umidade. Em época de inverno rigoroso é notória a influência da temperatura na resistência do concreto, causando uma sensível queda de resistência, principalmente às baixas idades.

5.3.1 Resistência à compressão axial simples

A resistência à compressão é comumente determinada pela ruptura axial de corpos de prova cilíndricos de dimensões Ø 150 mm x 300 mm como pode ser observado na figura 3.30. Alguns países, principalmente na Europa, adotam corpos de prova cúbicos.

A resistência, aparente, do concreto é razoavelmente afetada pela dimensão e forma do corpo de prova. Estudos efetuados pela ASTM, pelo Bureau of Reclamation e pela British Standard recomendam os seguintes valores do fator de correção para corpos de prova cilíndricos.

Relação: Comprimento / Diâmetro	Fator de Correção		
	BR	ASTM	BS
2,00	1,00	1,00	1,00
1,75	—	0,98	0,98
1,50	0,96	0,97	0,96
1,25	—	0,94	0,94
1,00	0,85	0,91	0,92

Corpos de prova obtidos a partir de testemunhos extraídos do concreto, usualmente indicam resistências superiores [9] (ao redor de 5% a 20%) em relação aos corpos de prova moldados.

Os corpos de prova padrões — cilindros de Ø 150 mm x 300 mm indicam valores de aproximadamente 75% quando comparados com os corpos de prova cúbicos de aresta 20 cm, moldados com o mesmo concreto.

É fato conhecido que a resistência do concreto aumenta com a idade. Dados obtidos entre as maiores obras do Brasil forneceram os seguintes valores percentuais de evolução da resistência, tomando-se a idade de 28 dias como básica:

D Máx. do Agregado (mm)	Percentuais de Evolução de Resistência à Compressão Idade (Dias)				
	3	7	28	90	180
19	40-50	65-85	100	105-120	—
38	40-50	65-85	100	105-135	120-140
76	35-50	55-80	100	110-140	125-145
152	—	55-80	100	125-155	130-150

Com intuito de uniformizar a linguagem e facilitar a correlação e interpretação de resultados de várias procedências é interessante introduzir o conceito da eficiência da dosagem — η — definido como sendo:

$$\eta = \frac{\text{resistência média (MPa)}}{\text{consumo total de aglomerante} - \left(\text{kg/m}^3\right)}$$

que expressa a resistência fornecida por determinada quantidade de aglomerante (cimento + material pozolânico) usado.

O gráfico da figura 5.1 fornece valores de η — eficiência de dosagens — obtidos pelos concretos das obras de Ilha Solteira e Itaipu.

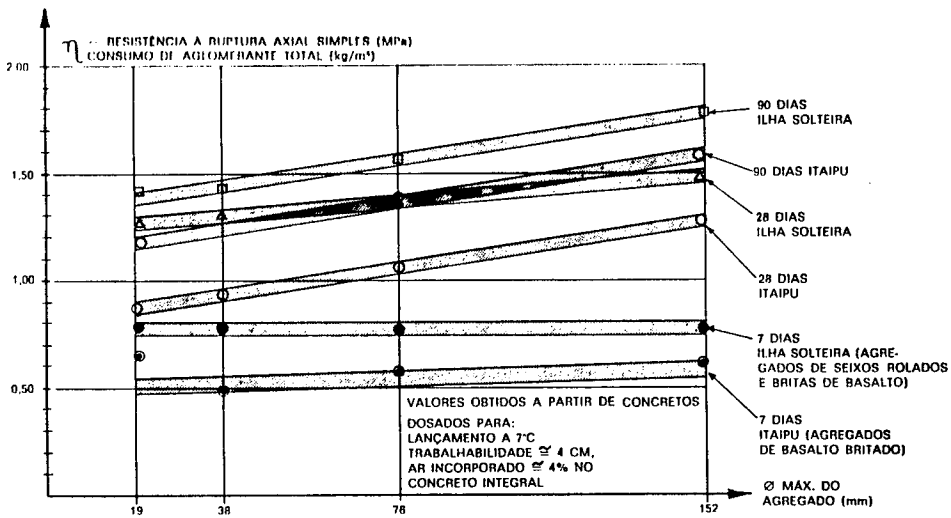


Figura 5.1 — Eficiência de dosagens referentes à resistência à compressão axial simples.

Quando se utiliza concreto-massa, as dimensões dos agregados impedem a utilização dos moldes convencionais (150 mm x 300 mm) para o controle de resistência. Há então necessidade de se fazer um correlacionamento entre o concreto integral (tal qual produzido — ver figura 3.26) e aquele usado para a moldagem dos corpos de prova 150 mm x 300 mm, que é a fração passando do peneiramento na malha 38 mm.

Para moldagem de corpos de prova é comum se utilizar dos seguintes moldes cilíndricos:

Ø Máx. do Agregado (mm)	Espécime com Concreto Integral (mm)	Espécime com Concreto Peneirado na Malha 38 mm (mm)
19 e 38	Ø 150 x 300	
76	Ø 250 x 500	Ø 150 x 300
152	Ø 450 x 900	Ø 150 x 300

Deve-se então determinar o "fator de forma = q", conforme citado no item 3.2.3.3 e definido como sendo a relação entre a resistência dos corpos de prova moldados com concreto peneirado e a dos espécimes moldados com concreto integral. Os valores normalmente encontrados no Brasil situam-se ao redor de

q (D máx. = 76 mm) = 1,20 a 1,30
q (D máx. = 152 mm) = 1,05 a 1,25.

5.3.2 Resistência à tração por flexão

A resistência à tração por flexão é de grande importância para o projeto de pavimentos. A resistência de ruptura por flexão é obtida pelo ensaio de flexão em vigas.



Figura 5.2 — Ensaio de flexão em vigas de dimensões 450 mm x 450 mm x 1.800 mm, moldada com concreto-massa integral com agregado de D máx. = 152 mm.

A resistência à tração por flexão apresenta variações à medida que se varia o tamanho máximo do agregado, como ilustra a figura 5.3.

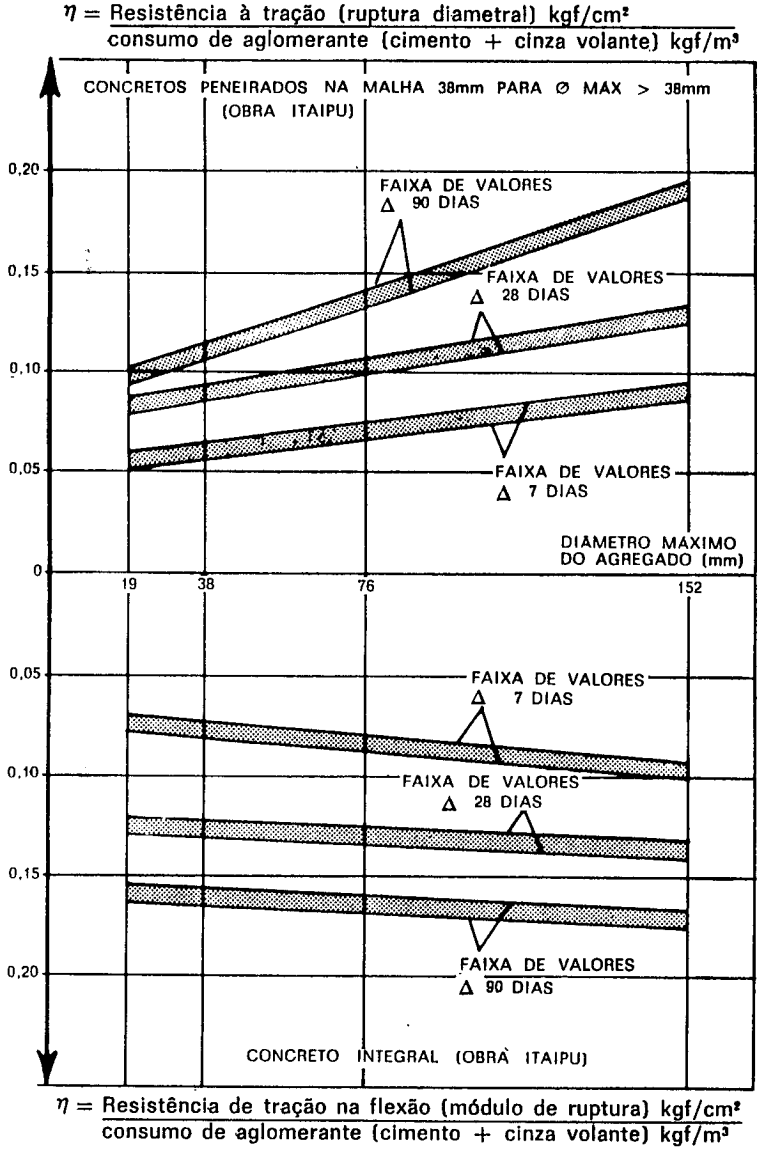


Figura 5.3 — Eficiência de dosagens referentes à resistência de tração.

5.3.3 Resistência à tração por compressão diametral

A resistência à tração por compressão diametral é obtida normalmente pela ruptura de corpos de prova cilíndricos 15 cm x 30 cm, através da aplicação de carga ao longo de duas geratrizes diametralmente opostas.

É internacionalmente conhecido como "Método Brasileiro", originado de estudos do prof. F.L. Lobo Carneiro.

É um índice usado para controle, podendo manter correlação direta com a resistência de tração por flexão em vigas, como comentado anteriormente.

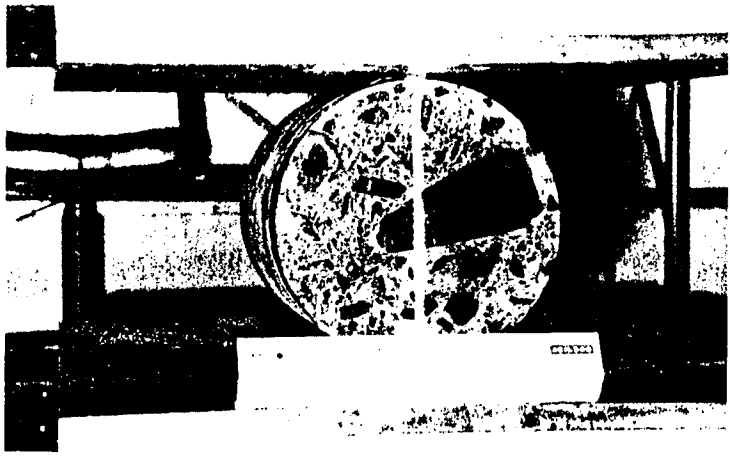


Figura 5.4 — Ruptura por compressão diametral de testemunho extraído (Ø 250 mm x 500 mm) do concreto-massa.

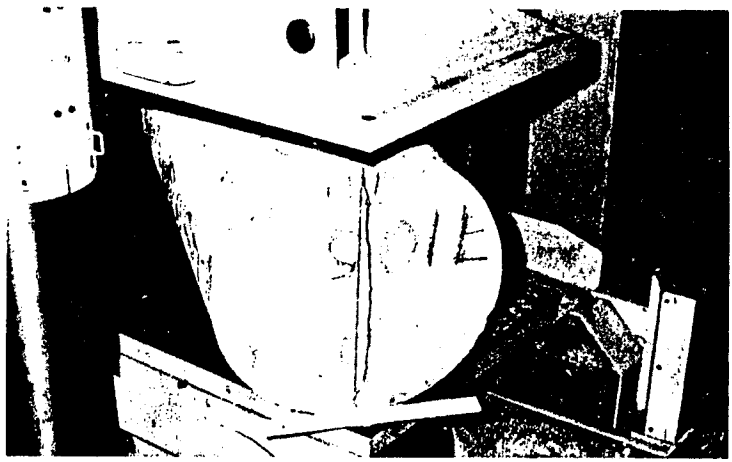


Figura 5.5 — Ruptura por compressão diametral de corpo de prova (Ø 450 mm x 900 mm) moldado com concreto-massa integral com agregado D máx. = 152 mm.

De maneira semelhante à resistência por compressão axial simples, a resistência à tração por compressão diametral é afetada pelo efeito de peneiramento, tendo sido observados valores [10] semelhantes àqueles citados para o fator de forma "q", da resistência à compressão axial simples.

5.3.4 Resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento do concreto não é comumente determinada, mas pode ser obtida através de dois tipos de ensaios:

— determinação da resistência ao cisalhamento longitudinal em um plano sem confinamento, com base no método CRD-C-89/64 do Corps of Engineers, e

— determinação da resistência ao cisalhamento sob aplicação de tensão normal, semelhante ao ensaio de cisalhamento em rochas (mecânica das rochas).

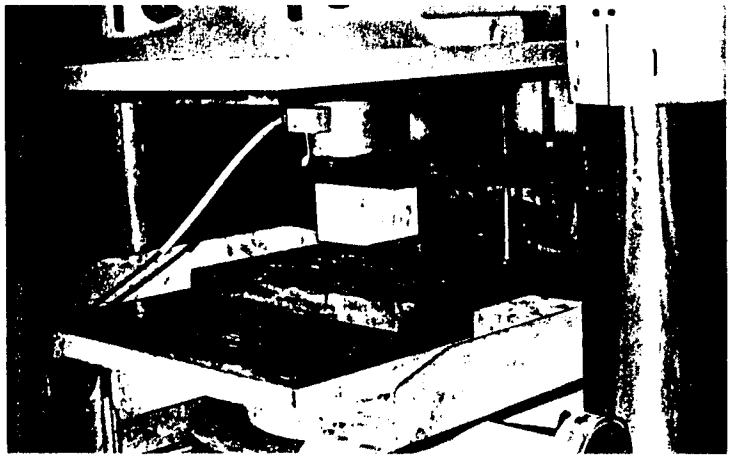


Figura 5 6 — Instante de ensaio de cisalhamento longitudinal em um plano, sem confinamento.

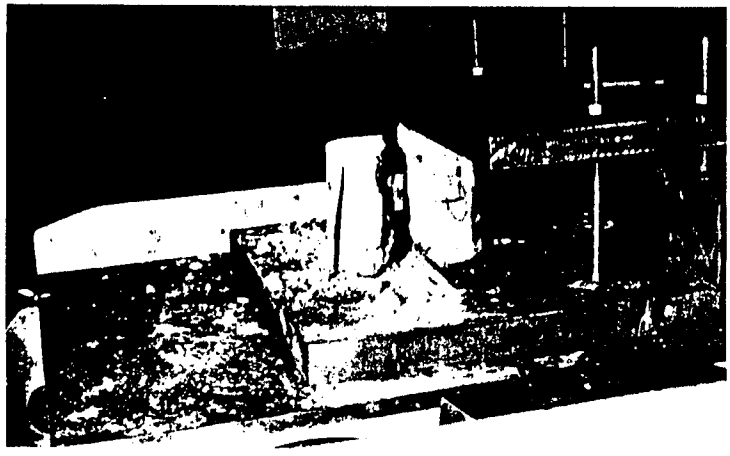


Figura 5 7 — Corpo de prova ensaiado ao cisalhamento sem confinamento.

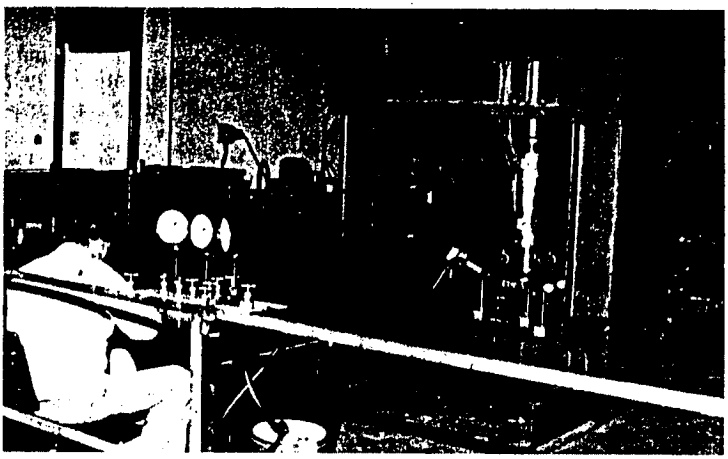


Figura 5 8 — Instante de um ensaio de cisalhamento com aplicação de tensão normal.

Embora o ensaio de cisalhamento com aplicação de tensão normal não seja padronizado ainda, pode-se obter uma avaliação da resistência ao cisalhamento devido a diferentes níveis de carregamento normal ao plano de cisalhamento.

Estudos efetuados pelo laboratório de concreto da Itaipu Binacional [11] mostraram os valores citados na figura 5.9.

Características do concreto		Resistências ao Cisalhamento sem Confinamento		Sob Aplicação de Tensão Normal	
Ø Máx. (mm) de Agregados de Britas de Basalto	Consumo Aglomerante kg/m³ Aproximado	Idade do Concreto		Idade do Concreto	
		180 dias	1 ano	180 dias	1 ano
19	430	$\tau \cong 45$ kgf/cm²	$\tau \cong 65$ kgf/cm²	$\sigma_n \cong 28$ kgf/cm² $\tau' \cong 75$ kgf/cm²	$\sigma_n \cong 28$ kgf/cm² $\tau' \cong 80$ kgf/cm²
38	400	$\tau \cong 50$ kgf/cm²	$\tau \cong 55$ kgf/cm²	$\sigma_n \cong 28$ kgf/cm² $\tau' \cong 70$ kgf/cm²	$\sigma_n \cong 28$ kgf/cm² $\tau' \cong 75$ kgf/cm²

Figura 5.9 — Valores aproximados de resistência ao cisalhamento de alguns concretos (Itaipu Binacional).

Os resultados de resistência ao cisalhamento obtidos pelo ensaio de cisalhamento em um plano sem confinamento, mostram estar entre 10% e 20% da resistência à compressão axial simples, dos mesmos concretos.

5.3.5 Resistência à ruptura triaxial

A resistência à ruptura triaxial pode ser determinada através do sistema mostrado na figura 5.10, onde a pressão confinante é aplicada hidraulicamente na campânula e a carga axial é aplicada pela prensa. A figura 5.11 mostra um corpo de prova rompido, após o ensaio.

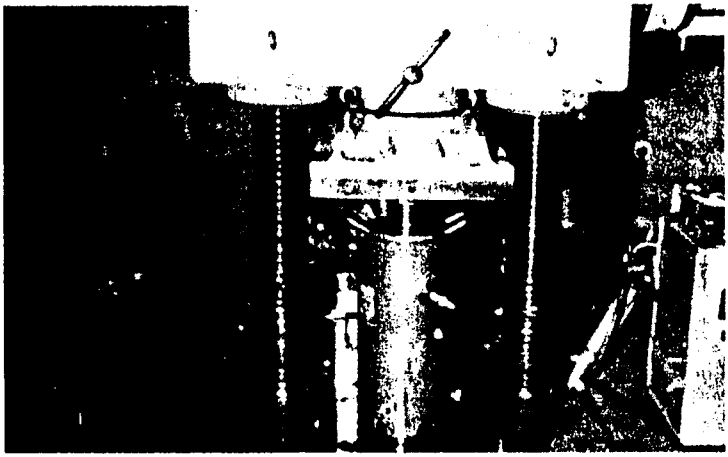


Figura 5.10 — Esquema para ensaio triaxial. O corpo de prova encontra-se alojado dentro da campânula, a fim de receber o confinamento (pressão confinante). A câmara é colocada em uma prensa que aplica a tensão normal.



Figura 5.11 — Corpo de prova rompido no ensaio triaxial.

Os laboratórios de concreto da Cesp-Ilha Solteira [12] e da Itaipu Binacional [13] desenvolveram estudos de ruptura do concreto sob carregamento triaxial encontrando-se:

D Máx. do Agregado (mm)	Tipo do Agregado	Ângulo de Atrito	Coesão
19 e 38	Britas de basalto (Itaipu)	35-40	70-80 kgf/cm²
19 e 38	Seixos rolados (Ilha Solteira)	31-44	50-70 kgf/cm²

5.4 Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

5.4.1 Módulo de elasticidade

Ao se aplicar uma carga a um material, como por exemplo a carga de compressão aplicada ao corpo de prova de concreto, a lei de Hooke indica que dentro dos limites elásticos, a deformação produzida é proporcional à tensão aplicada. O módulo de deformação "E" é a relação entre o incremento de tensão e o incremento de deformação. É a medida da rigidez ou da resistência à deformação do material. O concreto não é verdadeiramente um material elástico e o gráfico, tensão-deformação para incrementos contínuos de carga, tem geralmente a forma de uma linha suavemente curva. Entretanto, para fins práticos, é considerado constante, dentro do campo das tensões normalmente adotadas. O módulo de deformação estático é obtido, carregando-se o corpo de prova e observando-se a deformação elástica correspondente a cada incremento de carga.

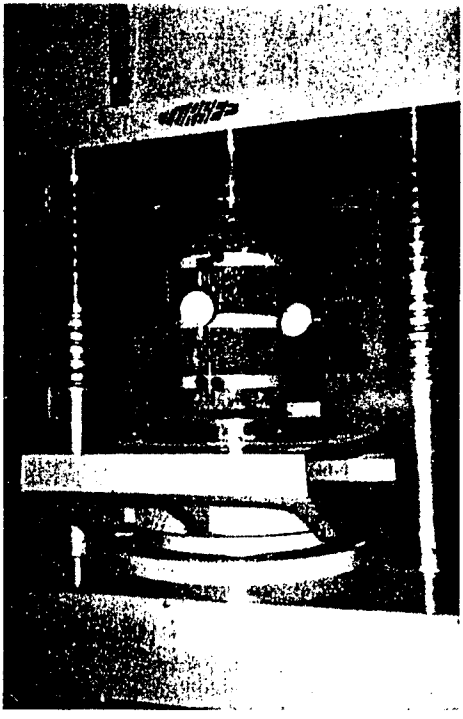


Figura 5.12 — Instante de ensaio para determinação do módulo de deformação e coeficiente de Poisson em corpo de prova padrão (Ø 150 mm x 300 mm), através de sistema com relógios comparadores

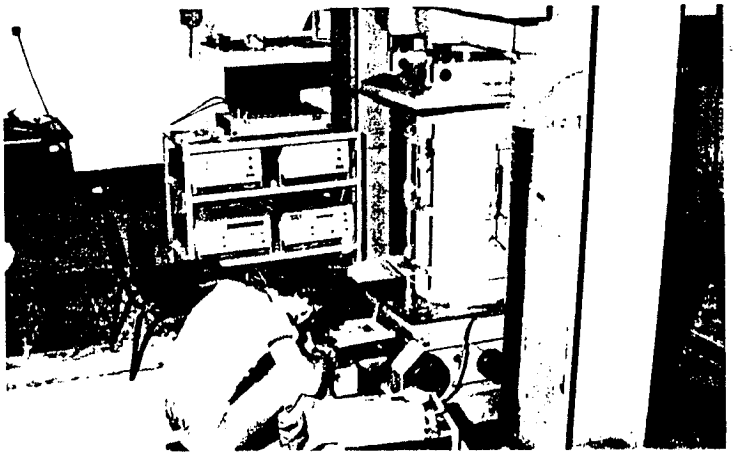


Figura 5.13 — Instante do ensaio para determinação do módulo de deformação e coeficiente de Poisson em corpo de prova moldado com concreto-massa integral (Ø 450 mm x 900 mm) através de vários tipos de medidores.

Devido à suave curvatura do diagrama tensão-deformação, a relação tensão-deformação em qualquer ponto é a secante (ou a corda) entre a origem (ou outro ponto próximo da origem) e o ponto no qual o módulo é determinado. Normalmente o módulo de deformação é determinado na primeira metade com referência no valor da carga de ruptura do corpo de prova.

Em alguns casos, o módulo de deformação poderá ser obtido determinando-se o coeficiente angular da tangente da curva, a uma dada tensão. Esse valor, porém, é limitado a certos critérios e é praticamente pouco usado.

A figura 5.14 apresenta uma curva tensão-deformação típica, ilustrando a determinação do módulo de deformação e coeficiente de Poisson.

Os valores do módulo de deformação na flexão podem ser calculados a partir das deflexões obtidas pelo carregamento no ensaio de flexão (ver item 5.5). O módulo de deformação na flexão poderá ser sensivelmente afetado quando se despreza indiscriminadamente as deformações de cisalhamento, especialmente para vigas de grande altura e pequena "luz" (vão entre apoios).

Os mesmos fatores que causam variações nas resistências também provocam variações no módulo de deformação não havendo, porém, uma proporcionalidade direta entre as duas propriedades mas, apenas, um mesmo sentido de variação. Desta forma, concretos ricos (baixa relação água/cimento), com baixos teores de ar, e nas altas idades, têm aumento na resistência e no módulo de deformação. O módulo de deformação do concreto, de certa maneira, depende do módulo de deformação do agregado. Com base em resultados, à idade de 28 dias (Nota 21), o módulo de deformação pode apresentar normalmente o quadro da evolução da figura 5.15

Nota-se, então, que a evolução do módulo de deformação é maior (ou mais rápida) do que a da resistência à compressão (ver item 5.3.1). Isto ocorre pois, quando o módulo de deformação do agregado é muito alto (como no caso do quartzito, por exemplo, ver item 2.3.5.5), é a grande elasticidade da pasta que determina a rigidez a baixas idades, mas à medida que a pasta ganha rigidez, o módulo de deformação do concreto, gradativamente, tende a se aproximar daquele do agregado, que ocupa, porcentualmente, o maior volume.

Nota 21 Valores obtidos de: "Concretos para a obra da usina de Água Vermelha — Cesp" [8].

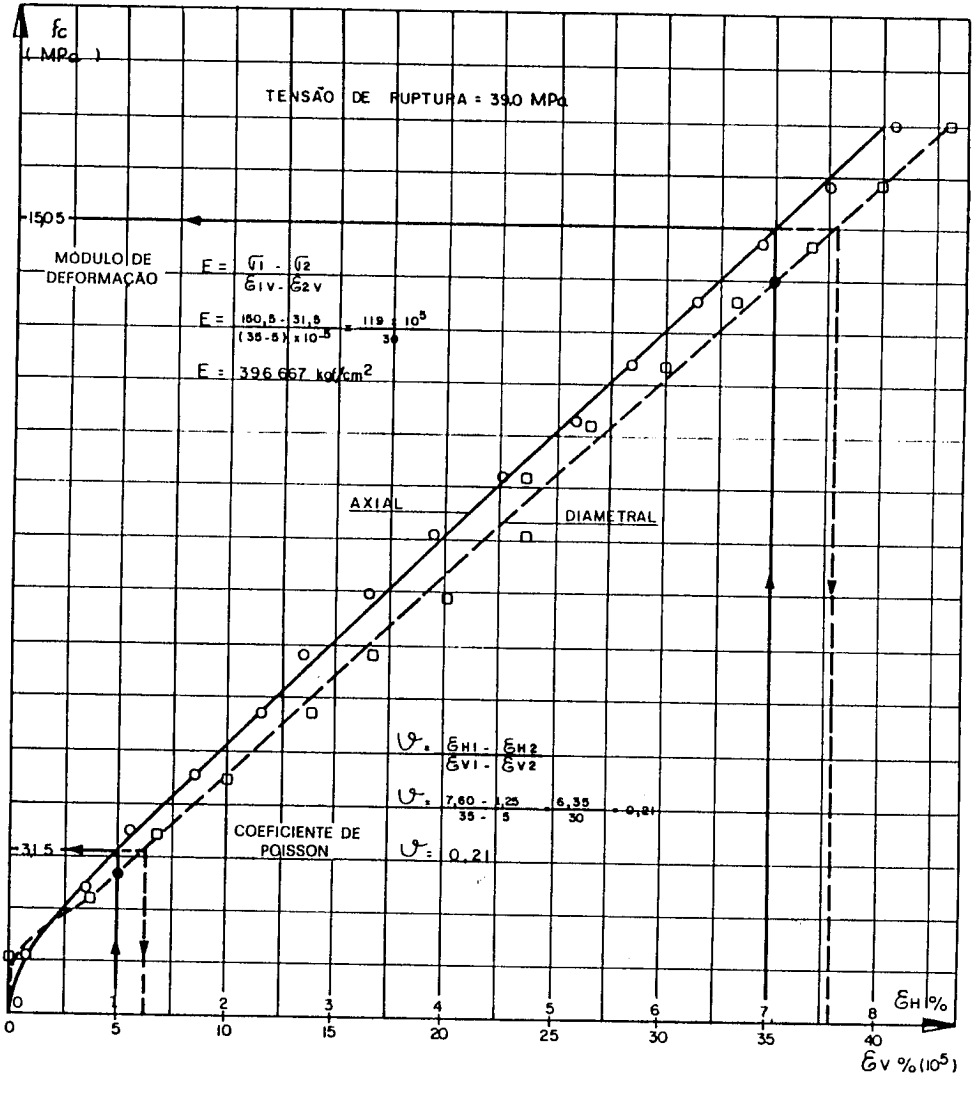
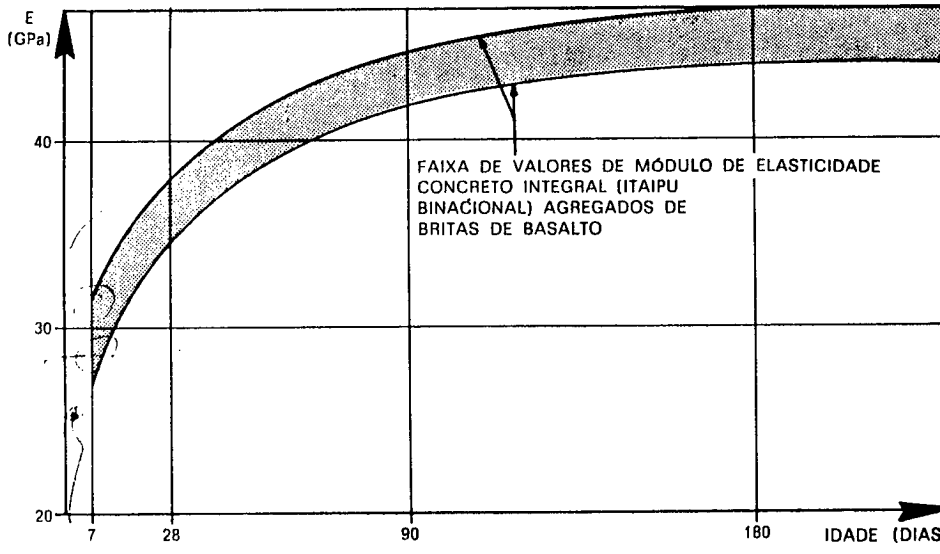


DIAGRAMA TENSÃO - DEFORMAÇÃO PARA CONCRETO

Figura 5.14 — Diagrama típico da tensão-deformação para concreto.



Ø máx. (mm) de agregados de seixos rolados e britas de basalto	Idade (Dias)		
	7	28	90
19 a 38	70 a 90%	100%	105 a 115%
76 a 152	65 a 85%	100%	105 a 120%

Figura 5.15 — Valores de evolução do módulo de deformação com idade.

Para o controle do módulo de deformação também devem ser consideradas as dimensões do corpo de prova, conforme indicado no item 5.3.1. Normalmente concreto da fração penetrada, à idade de três dias, apresenta-se com valor correspondente a aproximadamente 80% do módulo de deformação do concreto integral, sendo que há uma tendência a equipararem-se a idades superiores a 28 dias.

O controle do módulo de deformação do concreto é bastante útil para a fixação das idades de descimbramento e desmoldagens, bem como para o acompanhamento das operações necessárias em concreto protendido.

5.4.2 Coeficiente de Poisson

A relação entre deformação lateral e deformação longitudinal, dentro dos limites elásticos, para cargas axiais, é denominada de coeficiente de Poisson, e pode ser determinada como mostra a figura 5.14.

O coeficiente de Poisson e o módulo de deformação indicam o comportamento elástico dos materiais. Esses dois parâmetros são de grande valia nos projetos estruturais.

De maneira geral o coeficiente de Poisson apresenta valores na faixa de 0,15 m a 0,25 m, sendo que concretos com agregados basálticos apresentam-se com coeficientes de Poisson superiores ao dos concretos com seixos quartzíticos. Há também de se observar que existe uma ligeira tendência de diminuir o coeficiente de Poisson à medida que se aumenta o tamanho máximo do agregado. Isto é explicado pela variação do teor de argamassa, maior nos concretos finos (menores D máx. dos agregados).

5.5 Capacidade de alongamento à tração

Com a evolução dos estudos térmicos do concreto fez-se necessário conhecer a capacidade de alongamento do concreto à tração, com intuito de se aquilatar a resistência do concreto aos abaixamentos de temperatura.

Desta forma, em conjunto com os estudos térmicos, é interessante determinar a capacidade de deformação por tração dos concretos. Os valores dessa propriedade podem ser determinados através do ensaio de flexão em vigas.

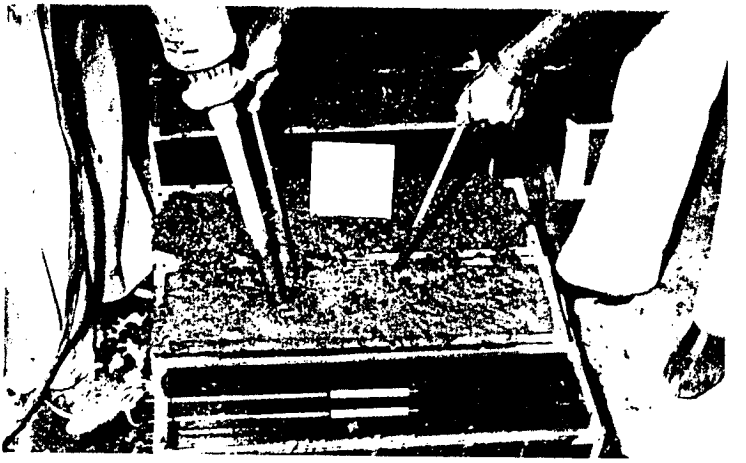


Figura 5.16 — Moldagem de viga com concreto de agregado D máx. 19 mm para determinação da capacidade de alongamento à ruptura por tração. Os alongamentos são medidos por extensômetros elétricos embutidos no concreto (ver molde do primeiro plano).

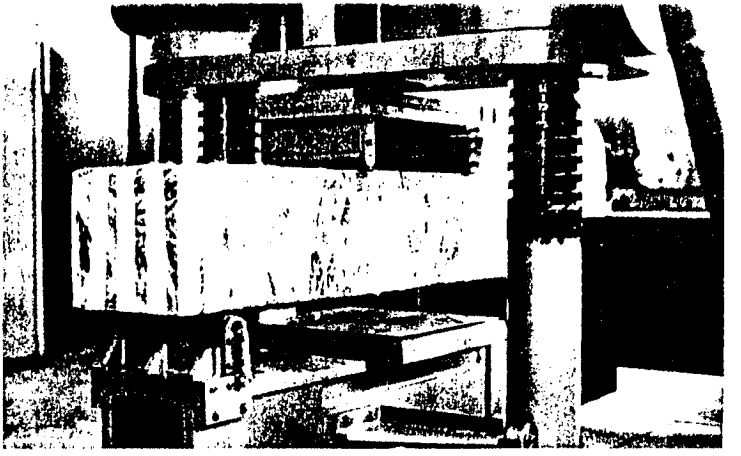


Figura 5.17 — Instante de ensaio de flexão em viga para determinação da capacidade de alongamento. O corpo de prova deve ser protegido contra perda de umidade.

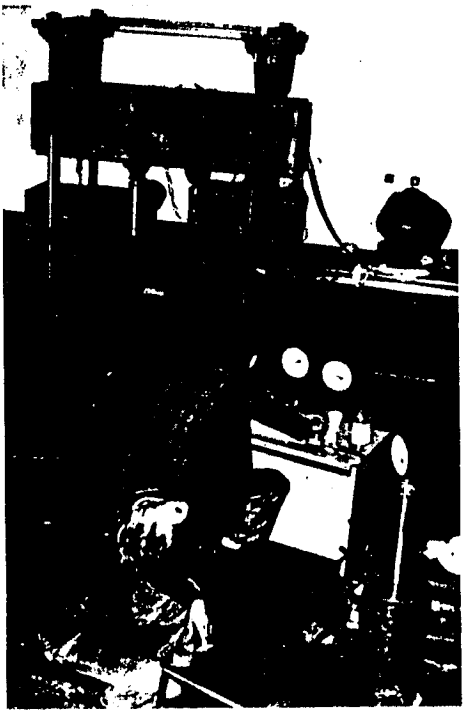


Figura 5.18 — Instante de ensaio de flexão em viga (450 mm x 450 mm x 1 800 mm) moldada com concreto-massa integral (agregado ⌀ máx. 152 mm). O carregamento está sendo feito de baixo para cima com o objetivo de minimizar os efeitos do peso próprio e respectiva flexa, nas medições dos alongamentos.

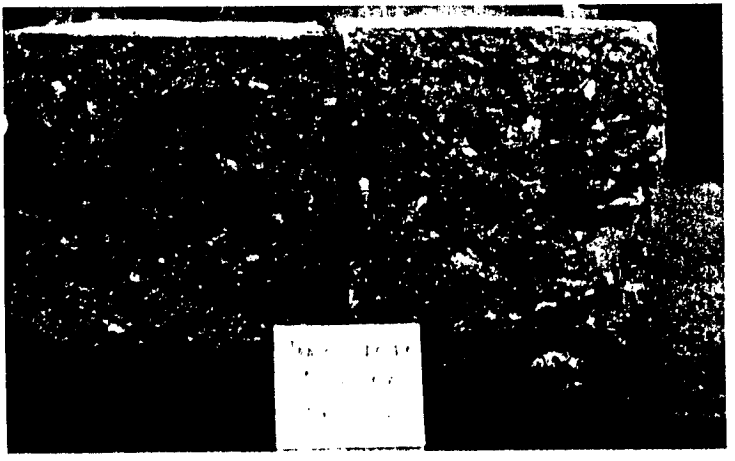


Figura 5.19 — Aspecto de uma superfície de ruptura do concreto, após ensaio de flexão. Nota-se o extensômetro (strain-meter) Carlson usado para as medidas das deformações específicas.

A capacidade de alongamento acompanha, de modo semelhante, as variações do módulo de deformação e da resistência. Ou seja, aumentando-se o D máx. do agregado diminui-se a capacidade de deformação. Aumentando-se a relação A/C também há uma diminuição da capacidade de deformação, como é mostrado na figura 5.20.

Diâmetro Máximo do Agregado (mm)	Tipo do Agregado	Consumo de Aglomerante (Cimento + Material Pozolânico) kg/m³	Idade (Dias)	Resistência de Tração por Flexão de Vigas-Concreto Integral MPa	Capacidade de Alongamento a 95% da Ruptura por Tração (Concreto Integral) ε x 10⁶
19	Seixos rolados (Nota 22)	270	7	2,6	84
			28	3,0	117
			90	3,9	142
38	Seixos rolados (Nota 22)	299	7	2,7	88
			28	3,3	105
			90	4,2	114
76	Seixos rolados e britas de basalto (Nota 22)	188	7	2,3	70
			28	2,8	101
			90	3,2	113
76	Seixos rolados e britas de basalto (Nota 22)	150	7	1,7	53
			28	2,4	94
			90	2,5	110
152	Seixos rolados e britas de basalto (Nota 22)	124	28	2,7	57
			90	2,9	89
152	Seixos rolados e britas de basalto (Nota 22)	91	28	1,7	41
			90	2,0	68
152	Britas de basalto (Nota 23)	114	28	1,7	54
			90	2,0	67
152	Britas de basalto (Nota 23)	181	28	2,6	64
			90	3,0	94
152	Britas de basalto (Nota 23)	121	28	1,8	65
			90	2,1	95

Nota 22: de [8] — Concretos para a obra de Água Vermelha — Cesp
Nota 23: de [11] — Relatório especial 01/80 — Itaipu Binacional

Figura 5.20 — Valores de capacidade de alongamento à tração

A capacidade de alongamento à tração pode ser estimada, com razoável confiabilidade [14] pela relação entre a resistência à tração por compressão diametral e o módulo de deformação à compressão axial simples.

5.6 Deformações limites na ruptura

No item 3.2.3.3, foi comentada a existência do parâmetro "p" - - "fator velocidade de carregamento", que determina a influência do fator tempo no valor da resistência, a influência do carregamento e a influência do comportamento elastoplástico. Em um ensaio rápido convencional obtém-se a tensão de ruptura em aproximadamente cinco a dez minutos. Interrompendo-se o ensaio ligeiramente abaixo do redor do ensaio rápido e mantendo-se a tensão constante, observa-se uma ruptura após um tempo maior com uma deformação também maior. Esse processo não caminha indefinidamente pois existe uma tensão mínima, na qual o material só se rompe após tempo infinitamente grande, representada pela tensão que é a resistência sob carga constante, como ilustrado na figura 5.21.

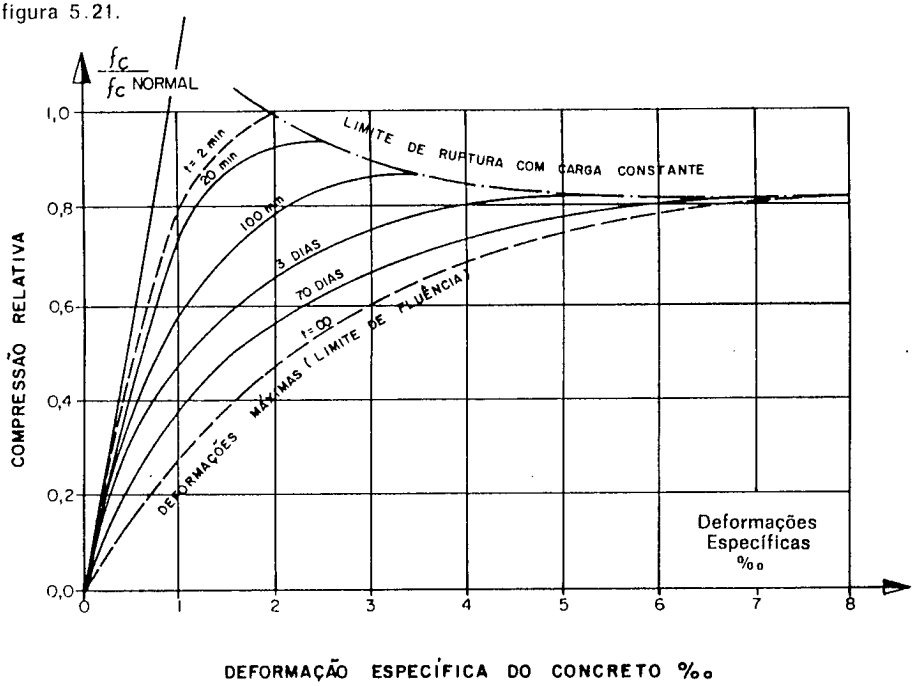


Figura 5.21 — Ilustração do fenômeno de variação de velocidade de carregamento.

5.7 Variações de volume

O concreto, como uma série de outros materiais, está sujeito a variações de volume, algumas vezes induzidas e outras vezes autógenas.

A variação do volume do concreto poderá ocorrer no estado plástico e/ou no concreto endurecido.

Tão logo a água entre em contato com o cimento, na betoneira, iniciam-se processos físico-químicos relativamente complexos. Pode, então, haver uma variação do volume ocupado pela água e pelo cimento. Essa variação autógena, causada pela ação química do cimento-água é de difícil controle no campo. A utilização de cimento com elevada finura poderá originar um gel com grande tendência à retração. Esta e outras propriedades do cimento poderão ser controladas durante a moagem.

5.7.1 Retração plástica

A retração desse tipo é aquela que se manifesta tão logo o concreto tenha sido lançado nas fôrmas. É a retração da pasta, que envolve as partículas dos agregados, que ocorre enquanto o concreto está mais ou menos fluido ou quando o concreto começa a enrijecer-se, mas possui pouca resistência, ainda. Nessa oportunidade, poderão ocorrer trincas. Para controlar a retração plástica do concreto é necessário controlar a retração da pasta, visto que o agregado não está sujeito a esse tipo de alteração volumétrica (Nota 24).

Para minimizar esse tipo de retração é recomendável minimizar a quantidade de água, evitar misturas de abatimento elevado, utilizando-se mais adequadamente o equipamento de adensamento. Podem também ser usados aditivos redutores de água e retardadores, de maneira a reduzir a quantidade de água e manter a trabalhabilidade. O lançamento de concreto a baixas temperaturas também é fator minimizador do fenômeno.

5.7.2 Exsudação

Após o concreto ter sido lançado e adensado, ocorre um fenômeno conhecido como exsudação ou sedimentação, quando as partículas sólidas (cimento e agregado) tendem a se mover para baixo (sedimentação) e a água tende a exsudar, atingindo a superfície. A quantidade e a velocidade da exsudação dependem da dosagem do concreto, teor de água, temperatura, finura do cimento, finura do material pozolânico, granulometria do agregado e a ação de certos aditivos. O acabamento é afetado pela exsudação excessiva. A água de exsudação pode afetar a aderência entre os agregados e a pasta, bem como entre a armadura e a pasta.

Há um certo número de providências que tendem a minimizar a exsudação, como:
- — utilização de incorporadores de ar;
- — areia graduada;
- — redução do teor de água na mistura;
- — utilização de cimento e material pozolânico, com finuras adequadas;
- — utilização de mistura de baixo abatimento.



Figura 5.22 — Concreto-massa com excesso de exsudação devido à utilização de uma inadequada (baixa) porcentagem de ar incorporado.

Nota 24. O agregado, são, sofre variação de volume devido aos efeitos térmicos.

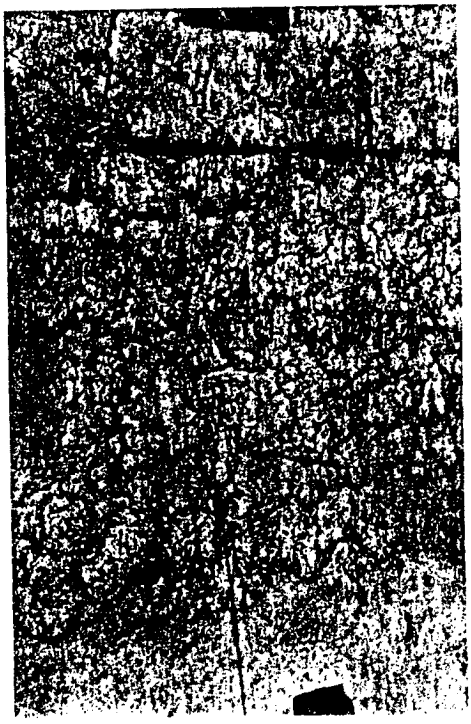


Figura 5.23 — Concreto com excesso de água de exsudação, mostrando exsudação junto à fôrma, através de fluxo de água ascendente.

5.7.3 Retração hidráulica (por secagem)

Esta retração pode ocorrer durante a fase de endurecimento se houver uma secagem rápida. A cura adequada é uma providência minimizadora do fenômeno.



Figura 5.24 — Retração hidráulica, acarretando fissuras.

A retração hidráulica é afetada primeiramente pelo teor de água usado no concreto. Outros fatores que incluem a composição do cimento, quantidade e qualidade da pasta, características e quantidades dos aditivos usados, dosagem, condições de cura, umidade, podem causar retração hidráulica. De maneira geral cimentos com elevada finura, e com alto teor de C_3A, contribuem para aumentar a retração hidráulica.

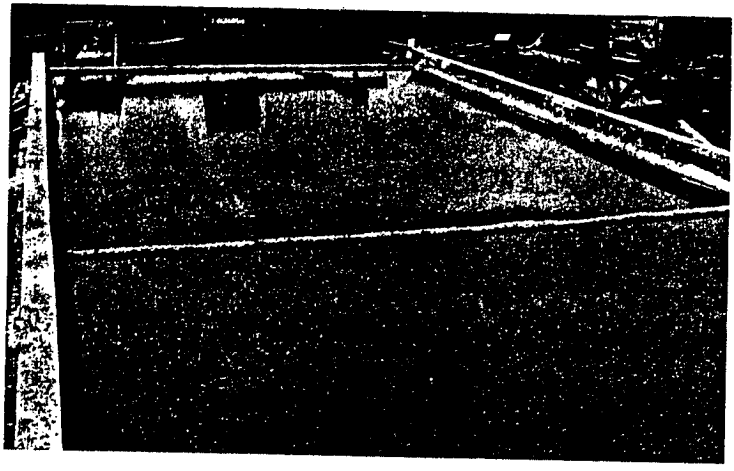


Figura 5.25 — Maneira de combater a retração hidráulica utilizando-se cura adequada, com uma lâmina d'água.

5.7.4 Fluência plástica (creep)

A fluência plástica pode ser definida como a deformação do concreto sob carga constante, diferentemente da deformação elástica que ocorre imediatamente após a aplicação da carga no concreto, e que desaparece após o descarregamento.

Com o crescimento das obras em concreto protendido muita atenção tem sido dada ao fenômeno da fluência plástica. Em função dos resultados obtidos, alguns controles de campo têm levado em conta as deformações devido ao "creep". A fluência plástica é também muito importante para acompanhamento das estruturas massivas.

A fluência diferentemente da retração que normalmente é indesejável, pode ser desejável ou indesejável dependendo das circunstâncias. Pode ser desejável para permitir uma melhor distribuição dos esforços da estrutura e indesejável, no caso das protensões, se causar deformações e deflexões de tal monta e que seja necessário reparar as perdas de protensão.

O "creep" do concreto cresce com o aumento da relação A/C, e do teor de argamassa, e diminui com o aumento do tamanho máximo do agregado. A utilização de agregados densos de baixa absorção e alto módulo de deformação provocam uma fluência baixa.

A fluência do concreto pode ser medida ensaiando-se corpos de prova conforme é mostrado nas figuras 5.26 a 5.28. O fenômeno é expresso pela equação:

$$\varepsilon = \frac{1}{E} + F(K) \log_{\bullet} (t+1), \text{ sendo:}$$

ε = deformação/tensão total

E = módulo de deformação instantâneo

$F(K)$ = coeficiente de fluência, calculado como a evolução linear, através da curva de fluência obtida graficamente

t = tempo de aplicação da carga, em dias.

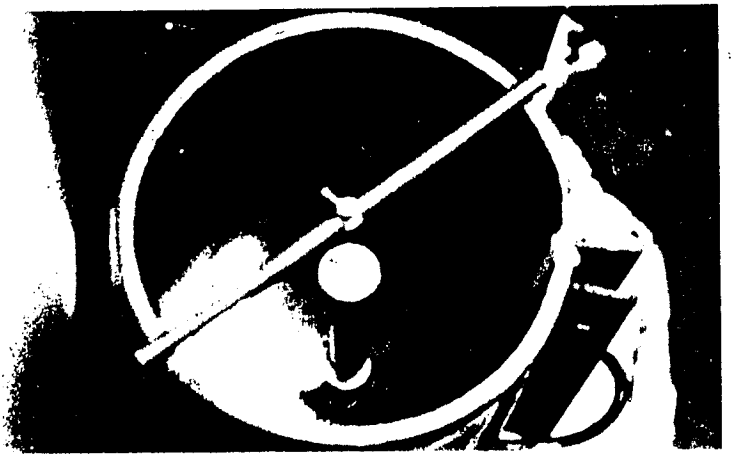


Figura 5 26 — **Preparação para moldagem de corpo de prova para ensaio de fluência. Observa-se o extensômetro elétrico (tipo Carlson) instalado axialmente no centro do molde.**

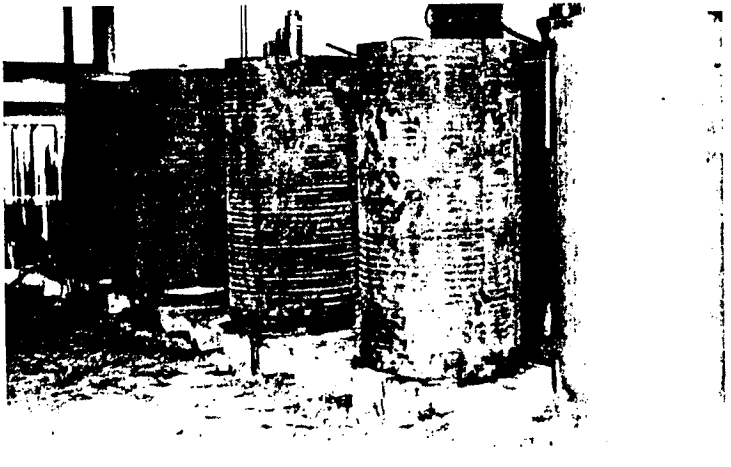


Figura 5 27 — **Proteção dos corpos de prova (⌀ 450 mm) de concreto-massa, contra a perda de umidade, para ensaio de fluência.**

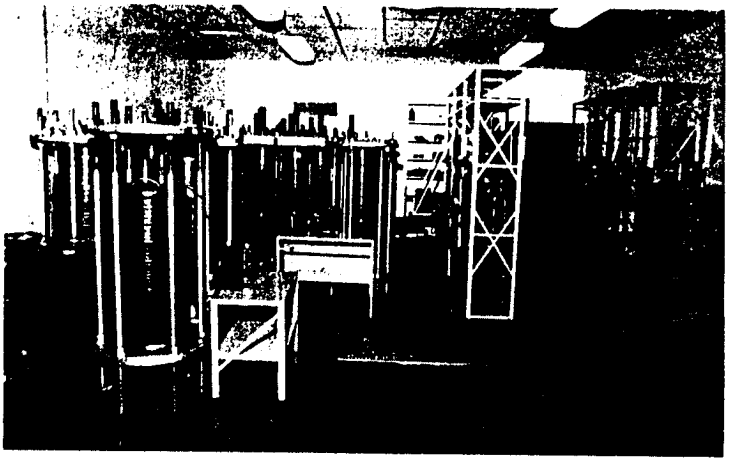


Figura 5 28 — Condições de ensaio de fluência de concreto, em sala climatizada. São vistos ensaios de espécimes de concreto-massa integral (◊ 450 mm) e de outras dimensões.

A figura 5.29 mostra uma família de curvas de fluência plástica de concreto-massa da obra de Itaipu [15].

O valor 1/E é a deformação/tensão inicial e é obtida no ensaio, pelas leituras de deformação efetuadas imediatamente antes e depois do carregamento.

De maneira geral há uma boa correlação entre os módulos de deformação instantâneos usados e aqueles obtidos da deformação instantânea durante o carregamento como mostram os valores citados abaixo, obtidos para concretos da obra de Itaipu.

Mistura	D Máx. do Agregado (mm)	Idade Dias	Módulo de Deformação (GPa)	
			Determinado Ensaio	Obtido da Deformação Instantânea
76D-04	76	7	27,8	28,9
		28	36,9	41,6
		90	44,4	44,4
		360	46,0	46,2

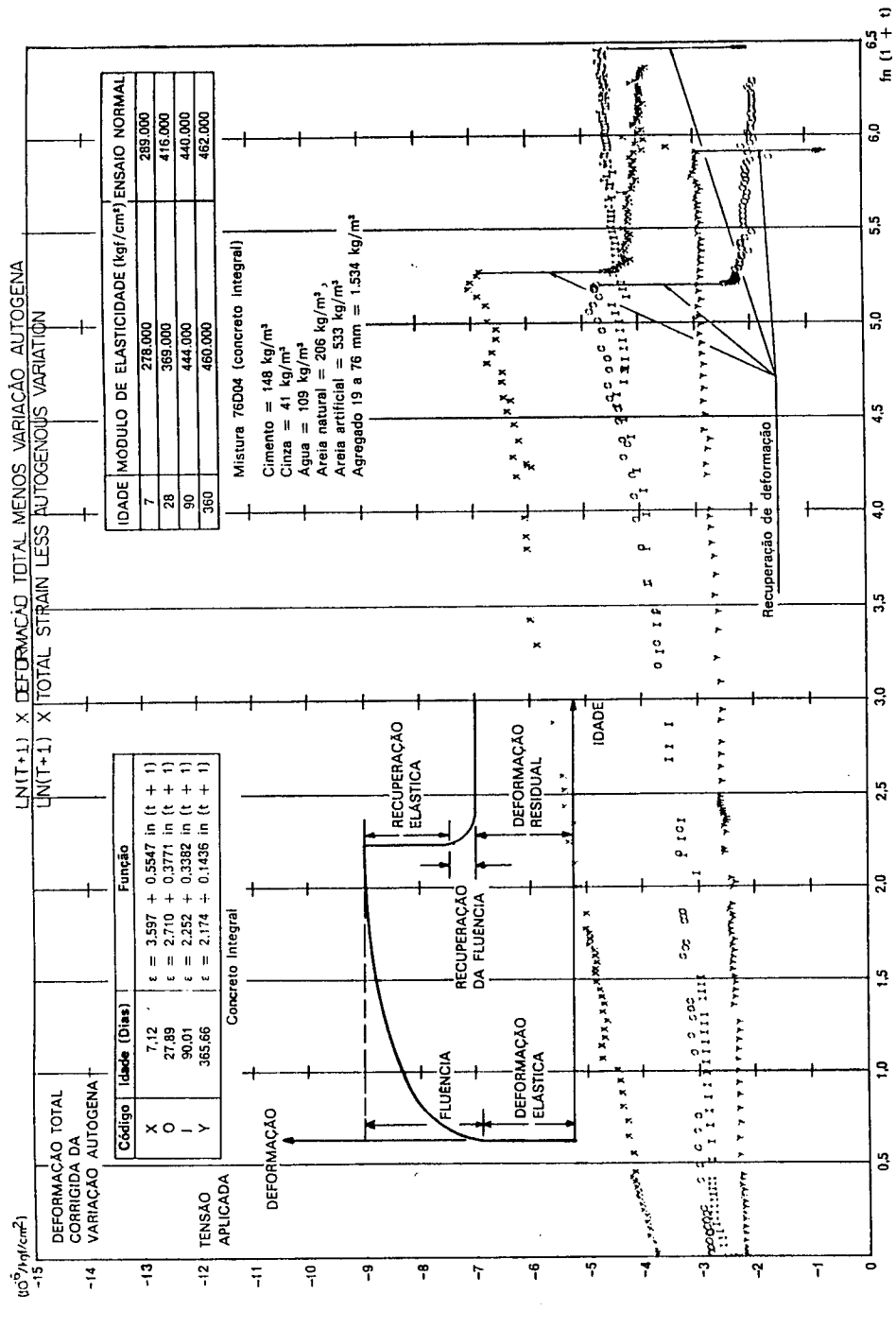


Figura 5.29 — Curvas de fluência.

Através das famílias de curvas de fluência pode-se determinar os coeficientes de fluência definidos — por equações do tipo $F(K) = a_1 + a_o/K$ ou $F(K) = a \times e^{b/k}$ sendo F(K) o coeficiente de fluência, o "K" a idade e a_1 e a_o ou **a** e **b** valores determinados pelos dados obtidos.

Os ensaios de deformação lenta efetuados sobre concretos de uso na obra de Itaipu apresentaram valores característicos de "baixa fluência", ao redor de (valores aproximados):

Concreto com D Máx. (mm)	F (K) Coeficientes de Fluência ($x10^{-6}$/MPa)		
	7 dias	28 dias	90 dias
38	3,2	3,0	2,8
76	5,6	3,8	3,4
152	7,1	4,3	4,0

Observa-se pela figura 5.29 que as deformações de fluência são afetadas pelas deformações instantâneas. Ao se correlacionar os fenômenos de tensão deformação sob carga de longa duração é interessante obter-se o módulo de deformação sob carga mantida. Isto pode ser obtido como percentagem de módulo de deformação instantâneo. Normalmente são encontrados valores ao redor de:

Relação %: $\frac{\text{Módulo de Deformação Sob Carga Constante}}{\text{Módulo de Deformação Instantâneo}}$				
7 dias	28 dias	90 dias	180 dias	365 dias
55%	60%	65%	70%	75%

5.7.5 Variações autógenas

Como variações autógenas entendem-se aquelas decorrentes da própria hidratação do concreto, influenciadas pelas reações e formações de compostos químicos, independentes de agentes externos.

A determinação das variações autógenas é feita através de corpos de prova moldados de maneira semelhante aos corpos de prova para ensaio de fluência (ver figuras 5.26 e 5.27), sendo que as leituras das deformações próprias (sem atuação de outros agentes) são feitas ao longo do tempo até a estabilização dos valores.

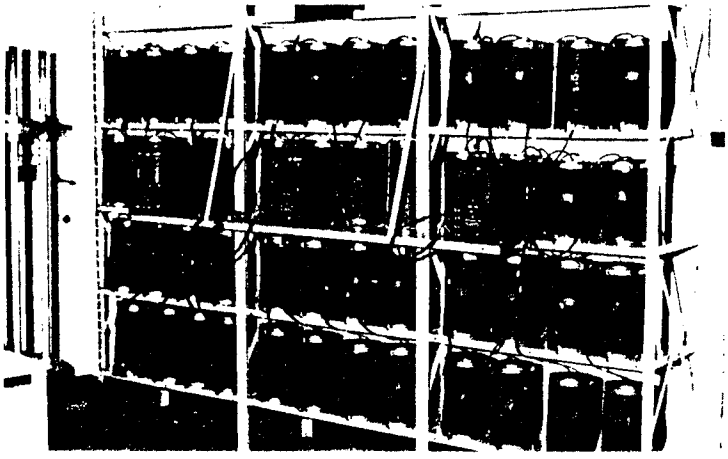


Figura 5.30 — Corpos de prova para determinação das variações autógenas. Os ensaios devem ser conduzidos em ambiente controlado.

As deformações autógenas são influenciadas por alguns elementos do cimento, fazendo-se notar, principalmente, a cal livre e óxido de magnésio. As variações podem ser de expansão ou contração. A utilização de material pozolânico modifica o comportamento de alguns elementos que provocam alterações volumétricas.

5.7.6 Deformações térmicas

O concreto pode sofrer variação de volume devido às suas propriedades térmicas e que são comentadas no item 5.10

5.8 Permeabilidade e absorção

A água poderá penetrar no concreto, na forma líquida ou vapor, através de capilaridade, ou sob pressão quando então combina-se o efeito da capilaridade com o da pressão, podendo também haver efeito osmótico. A absorção refere-se ao processo pelo qual o concreto drena água para seus poros e capilares. Permeabilidade, por sua vez, é a propriedade do concreto que permite a passagem de um fluido através do seu interior. Todo concreto absorve certa quantidade de água e é permeável dentro de certa escala. Nas estruturas hidráulicas, quando a estanqueidade é fator preponderante, a permeabilidade pode ser mais importante que a resistência. A permeabilidade e a absorção podem ser importantes devido às suas relações com os elementos que causam danos ao concreto.

O concreto endurecido poderia ser completamente estanque se fosse composto apenas de materiais sólidos. Entretanto é praticamente impossível produzir-se um concreto, cujos vazios entre os agregados sejam preenchidos por um ligante sólido.

Para se obter misturas trabalháveis requer-se mais água do que aquela necessária somente para a hidratação do cimento. Esse excesso de água produz vazios que podem ficar interligados formando passagens contínuas que permitem um fluxo de líquido. Resta, ainda, que o concreto contém poros em todos os constituintes, mesmo nos agregados, porém em pequena quantidade.

A permeabilidade do concreto é também uma propriedade que varia com a relação A/C e com o D máx. do agregado. À medida que a relação A/C aumenta, eleva-se a permeabilidade.

Os ensaios de absorção são efetuados, pela imersão do concreto, em água por 24 ou 48 horas determinando-se a água absorvida.

A permeabilidade é determinada por dois processos correlacionáveis entre si, a saber:

— processo quantitativo — esse processo foi desenvolvido pelo "Bureau of Reclamation", para aplicação em concreto. É um método direto, pelo qual se mede o escoamento d'água através do corpo de prova padronizado. Um correspondente coeficiente de permeabilidade "K" é calculado com base na lei de Darcy. Não é um ensaio rápido pois as leituras de vazão através do corpo de prova prolongam-se por um período não menor que 500 horas. Desta forma, esse tipo de ensaio não é muito adequado para controle. As figuras 5.31 a 5.35 mostram a preparação dos corpos de prova e o esquema de ensaio;



Figura 5.31 — Vista de corpos de prova dentro da campânula de ensaio.

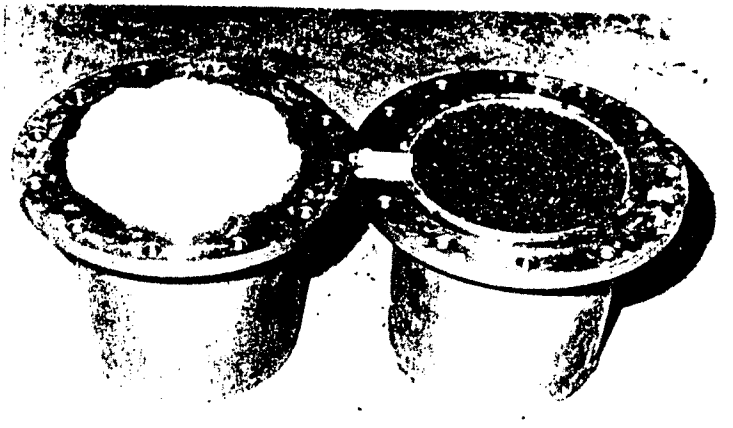


Figura 5.32 — Preparação do topo dos espécimes, dentro das campânulas, com elementos filtrantes — areia grossa e algodão — para reter partículas sólidas eventualmente existentes na água.

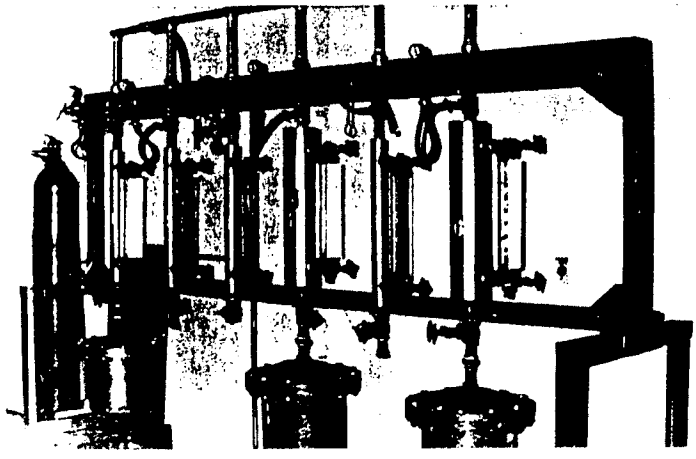


Figura 5.33 — Sistema de ensaio para determinação do coeficiente de permeabilidade.

— processo qualitativo — para ensaios rápidos, e de controle, poderá ser usado esse sistema que é visto na figura 5.34. A idéia básica é de que um corpo de prova prismático, quando submetido a uma pressão d'água direcional, por tempo relativamente curto, apresenta certa profundidade de penetração. Essa profundidade é medida após quebrar-se o corpo de prova.

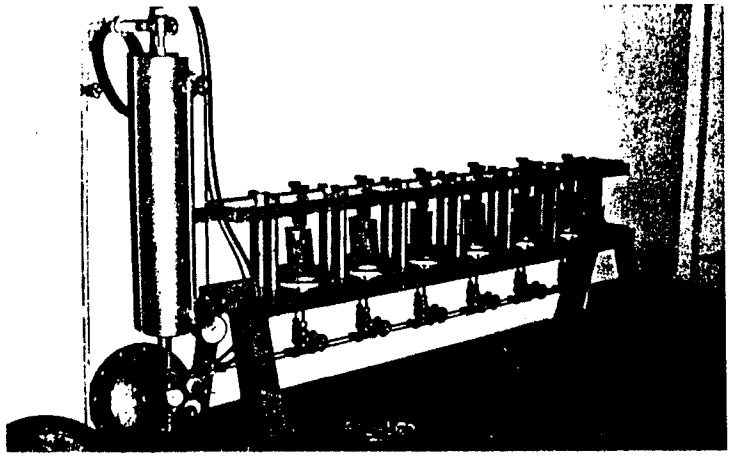


Figura 5.34 — Sistema para ensaio de penetração, no processo qualitativo.

Através de ensaios comparativos entre os dois processos os valores obtidos podem seguir uma lei de variação, que permite controlar os valores de permeabilidade e comparar com os limites especificados, normalmente expressos em termos do processo quantitativo.

Os valores de permeabilidade do concreto possuem certo caráter orientativo, quando se extrapola para as estruturas da qual farão parte. Pois dois fatores devem ser levados em conta, a saber:

— dimensões da estrutura e carga hidráulica
— juntas de concretagem.

Dependendo das dimensões das estruturas que se opõem ao caminho d'água e da carga hidráulica, poder-se-á determinar que para alguns concretos, levaria um tempo "indeterminado" para haver passagem completa da água.

Por outro lado, as juntas de concretagem tornam-se seções vulneráveis à passagem d'água (e por conseguinte todos os problemas que advêm da sua passagem) se não forem adequadamente preparadas. É conveniente, então, que se verifique não só a condição do tratamento da junta, como também que sejam realizados ensaios sobre testemunhos das regiões das juntas para avaliar o tratamento.

5.9 Durabilidade

5.9.1 Generalidades

O termo durabilidade engloba uma série de propriedades do concreto, estando intimamente ligado ao projeto estrutural, aos materiais, ao manuseio e às condições de exposição. De um modo geral pode-se dizer que a durabilidade é afetada pelos seguintes fatores:

— características dos materiais componentes do concreto;
— propriedades físicas do concreto endurecido;
— condições de exposição;
— cargas impostas à estrutura;
— práticas usadas durante a construção;
— projeto estrutural.

A durabilidade está inversamente relacionada com a relação A/C, sendo pequena a durabilidade quando a relação A/C é elevada. Um concreto durável requer um concreto bem adensado, impermeável, de absorção baixa, retração baixa, sem trincas, com adequada quantidade de ar; um projeto estrutural adequado inclusive com boa capacidade da fundação e sem mudanças abruptas de seção; uma armadura suficiente e corretamente colocada, especialmente ao redor de aberturas e cantos; juntas posicionadas criteriosamente; drenagem suficiente etc.... A durabilidade requer, também, materiais adequados, mão de obra qualificada.

5.9.2 Perda de durabilidade

Materiais deletérios podem causar uma diminuição da durabilidade do concreto. No caso dos agregados, por exemplo, como citado em 2.3.5, há necessidade de uma análise cuidadosa, a fim de verificar a qualidade dos mesmos. A reação álcalis-agregados, citada no item 2.3.5.6, pode ser adequadamente controlada por meio de providências tomadas com base em estudos criteriosos.

Certas substâncias poderão atacar o concreto, de modo a diminuir a sua durabilidade. Substâncias como ácido sulfúrico, nítrico, fluorídrico, alguns sais inorgânicos como cloretos, sulfatos de alumínio, cálcio, amônia, alguns ácidos orgânicos como o acético e o lático produzem desintegrações ou ataques ao concreto.

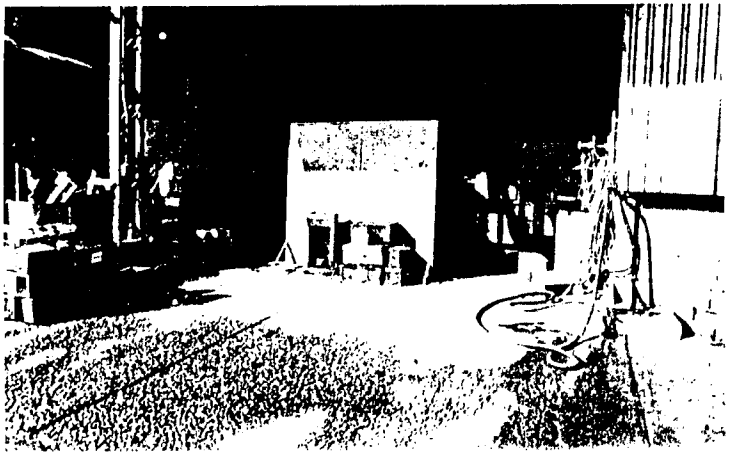


Figura 5 35 — Vista de um pavimento de concreto, em oficina de reparo de baterias. Nota-se a ação de deterioração do ácido sobre o concreto.



Figura 5 36 — Detalhe do concreto deteriorado pela ação de ácido (detalhe da figura 5 35). Tempo de exposição aproximado: três anos.

A água do mar pode causar destruição do concreto, quer seja por ação química quer seja por ação física — como devido à tumefação causada pela oxidação de materiais ferrosos — quer pela ação múltipla dos dois processos.

As regiões de clima severamente frio podem ter problemas quanto à durabilidade do concreto, causada pela ação do gelo-degelo. Essa deterioração poderá ser causada também quando ocorrer grandes diferenças no coeficiente de expansão térmica, dos agregados e da argamassa.

A durabilidade dos concretos poderá ser acompanhada, ao longo do tempo, através de ensaios do tipo não destrutivo tais como ciclagens e determinações do módulo de elasticidade dinâmico, ultra-som, esclerômetro etc...

O concreto também poderá sofrer estragos causados pela cavitação ou pela abrasão. A cavitação poderá ocorrer em regiões sujeitas a alta velocidade d'água onde houver

uma diferença de deflexão abrupta, entre a linha de fluxo e a superfície de escoamento, resultando em turbulência, e consequentemente em áreas de subpressões, causando a remoção das partículas do concreto. Tais turbulências poderão ocorrer devido a ângulos, cantos vivos, projeções ou depressões. A superfície erodida por cavitação é aspera, rugosa com agregados à vista dando o aspecto de uma "bicheira", como mostra a figura 5.37. A melhor maneira para combater a cavitação é projetar e construir as estruturas hidráulicas, de modo a se ter uma superfície que produza um escoamento simples e uniforme, evitando-se variações abruptas.



Figura 5.37 — Erosão por cavitação em área de alta velocidade de escoamento e deflexão abrupta (ver dente dissipador à direita). A superfície cavitada apresenta-se com agregados expostos.

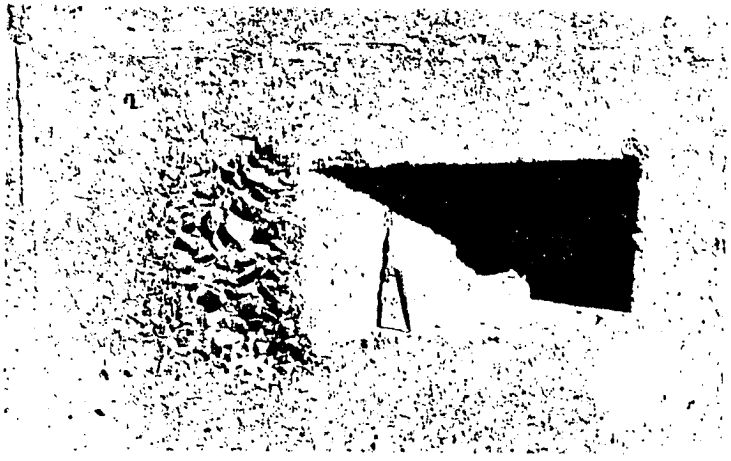


Figura 5.38 — Superfície erodida por abrasão (ao redor do retangulo) e por cavitação (a esquerda da reentrância).



Figura 5.39 — Superfície erodida por cavitação, devido ao recesso causado por um sarrafo deixado no concreto (e posteriormente arrancado pelo fluxo d'água).

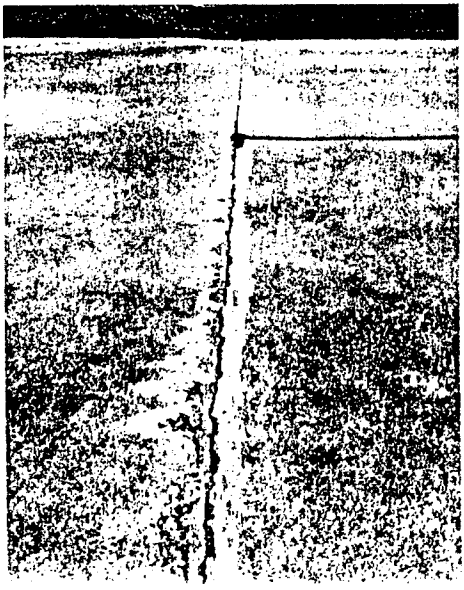


Figura 5.40 — Pontos de cavitação em uma união de junta de contração, de superfície de vertedouro. O reparo executado causou região de descontinuidade, originando cavitação.

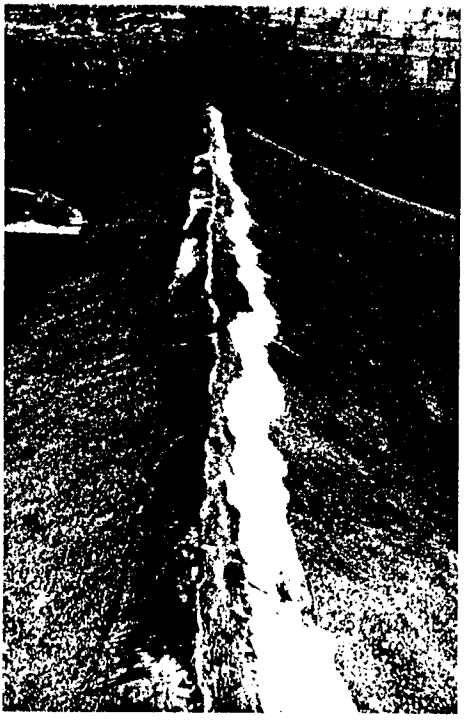


Figura 5.41 — Cavitação em região já reparada. Notam-se pontos de abrasão.

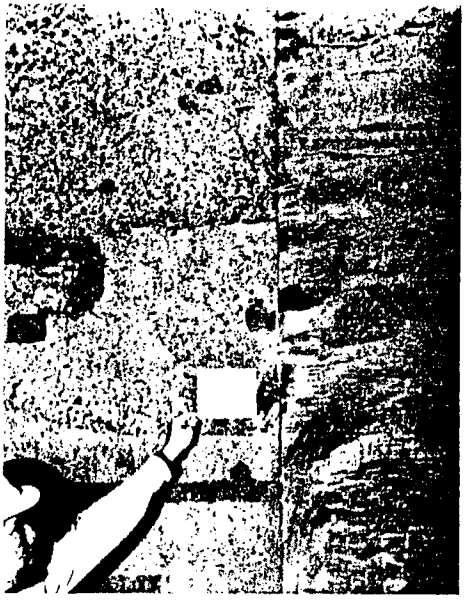


Figura 5.42 — Abrasão do concreto (ao lado de uma blindagem) de uma superfície de escoamento de adufa. A superfície apresenta-se com textura de uma superfície jateada.



Figura 5 43 — Abrasão de superfície, de bacia de dissipação em vertedouro, causada por ação de carreamento de fragmentos de rocha (ver pedra sob mangote da bomba).

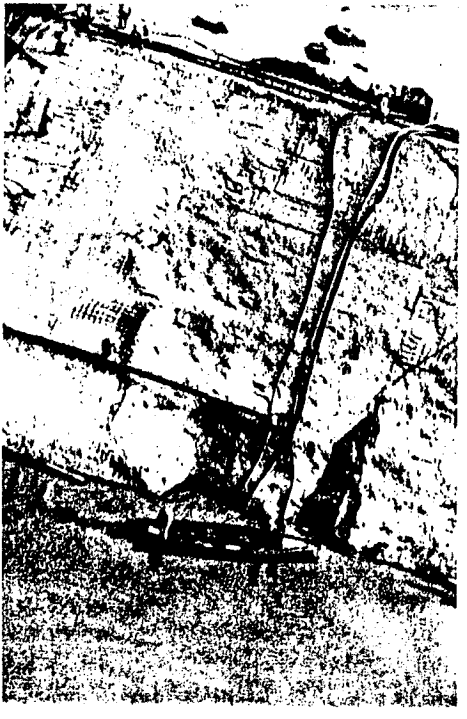


Figura 5.44 — Aspecto de superfície erodida por abrasão. Observa-se que houve desgaste além da armadura.

A erosão do concreto por abrasão poderá acontecer devido a sólidos (argila, areia, cascalhos etc...) carreados pela água. Bacias de dissipação de energia, que não tenham sido adequadamente limpas poderão ser erodidas pelo efeito abrasivo dos materiais sólidos na água.

O combate à abrasão poderá ser efetuado através do uso do concreto adequadamente dosado, com alta resistência; baixa relação água/cimento (obtido criteriosamente não simplesmente pelo aumento do teor de cimento — o que poderá acarretar elevada geração de calor e trincas consequentemente, como mostra a figura 5.45, as quais poderão originar uma cavitação); ótima porcentagem de incorporação de ar; baixo abatimento.



Figura 5.45 — O aumento excessivo de consumo de aglomerante e simplesmente o aumento de resistência, poderá acarretar uma elevada geração de calor, dando origem a uma fissuração térmica.

Tem-se verificado, também como mostram as figuras 5.46, 5.47 e 5.48 que as grandes partículas dos agregados são mais facilmente arrancadas, do concreto, por forças da abrasão do que as partículas menores. Recomenda-se então, que o tamanho máximo do agregado seja limitado a 19 mm ou 38 mm nas regiões sujeitas a altas velocidades d'água. Atualmente novas pesquisas têm sido feitas no sentido de se encontrar um concreto mais adequado para ser aplicado em regiões sujeitas a grandes velocidades d'água.



Figura 5.46 — Abrasão em superfície de concreto com agregado de D máx. = 76 mm.

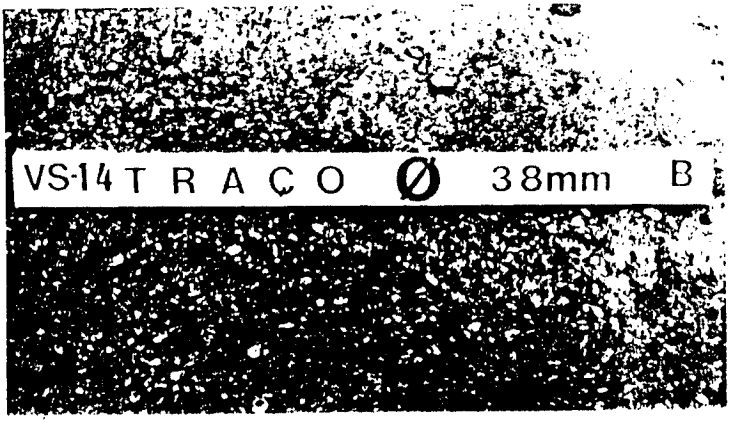


Figura 5.47 — Abrasão em superfície de concreto com agregado de D máx. = 38 mm.



Figura 5.48 — Abrasão em superfície de concreto com agregado de D máx. = 19 mm.

A abrasão do concreto pode também ocorrer sob ação de equipamentos, como em pisos de oficinas de materiais pesados.



Figura 5.49 — Pavimento de concreto, de uma oficina, apresentando desgaste por abrasão.

Atualmente novas técnicas e materiais têm sido desenvolvidos para reduzir o desgaste. Novos tipos de concretos, como os que serão abordados mais adiante, são recomendados para essa finalidade.

5.10 Propriedades térmicas

5.10.1 Generalidades

O conhecimento das propriedades térmicas é de fundamental importância para controlar as variações de volume dentro de certos limites e também quando se trata de disciplinar a dissipação do calor gerado pelo concreto, durante a hidratação.

As propriedades térmicas, bem como as resistências, do concreto, podem variar consideravelmente devido às variações dos materiais, proporcionamento e produção.

Na década de 30, durante a construção de "Boulder Dam" (Nota 25), que posteriormente (abril de 1947) passou a chamar Hoover Dam, foram feitos grandes estudos referentes às propriedades térmicas do concreto. Devido às grandes dimensões dessa barragem bem como à velocidade de construção, um dos maiores problemas era a prevenção e a remoção do calor gerado. Foram então desenvolvidos vários ensaios para estudos das propriedades térmicas, bem como modelos matemáticos para simulação dos efeitos térmicos tanto nos ensaios, como na obra propriamente dita. Foram também implantados sistemas novos de construção. Pode-se considerar os estudos então efetuados, como um manual de dados para as construções similares, tornando-se desta forma um marco relacionado à tecnologia do concreto.

Condutividade térmica, calor específico, difusividade térmica, coeficiente de expansão térmica e elevação adiabática da temperatura, são as propriedades térmicas de interesse para a tecnologia de concreto.

Nota 25: "Boulder Dam", construída no rio Colorado entre os Estados de Nevada e Arizona — Estados Unidos, com um volume de concreto ao redor de 2.440 mil m³ lançados.

5.10.2 Condutividade térmica

Condutividade térmica (K), é a razão pela qual o calor passa por um material de dimensões unitárias quando há uma variação unitária da temperatura entre as duas faces do material. Normalmente é expressa em:

$$\frac{J}{m \times s \times C^\circ} \text{ ou em } \frac{BTU}{pé \times h \times °F}$$

sendo que:

$$1 \frac{J}{m \times s \times °C} = 239{,}234 \frac{cal}{cm \times s \times °C} = 0{,}9892 \frac{BTU}{pé \times h \times °F}$$

A composição mineralógica do agregado tem grande influência na condutividade térmica do concreto. Como já foi comentado no item 2.3.5.7, o basalto apresenta-se com uma condutividade quase que a metade da apresentada pelo quartzito. O grau de saturação do concreto também afeta a condutividade.

Concretos com agregados de britas de basalto apresentam-se [16] com condutividade térmica entre 0,96 e 0,12 J/m x s x °C (4×10^{-3} e 5×10^{-3} cal/cm x s x °C). Ao passo que concreto com seixos quartzíticos apresentam [8] valores de "K" entre 0,17 e 0,22 J/m x s x °C (7×10^{-3} e 9×10^{-3} cal/cm x s x °C).

5.10.3 Calor específico

Calor específico (C) é definido como quantidade de calor requerida para elevar de uma unidade de temperatura, uma massa unitária do material. O calor específico, normalmente é expresso em J/g x °C (cal/g x °C), sendo também usado BTU/lb°F,

$$\frac{1J}{g \times °C} = 4{,}18 \frac{cal}{g \times °C}, 1 \frac{cal}{g \times °C} = 1 \frac{BTU}{b \times °F}$$

O calor específico (C) do concreto é pouco afetado pelas diferentes características mineralógicas dos agregados, e os valores apresentam-se ao redor de 0,84 a 1,00 J/g x °C (0,20 a 0,24 cal/g°C), sendo que os valores de ensaios são obtidos por um conjunto de equações do tipo $C = C_0 + C_1\Theta_1 + C_2\Theta_2^2$.

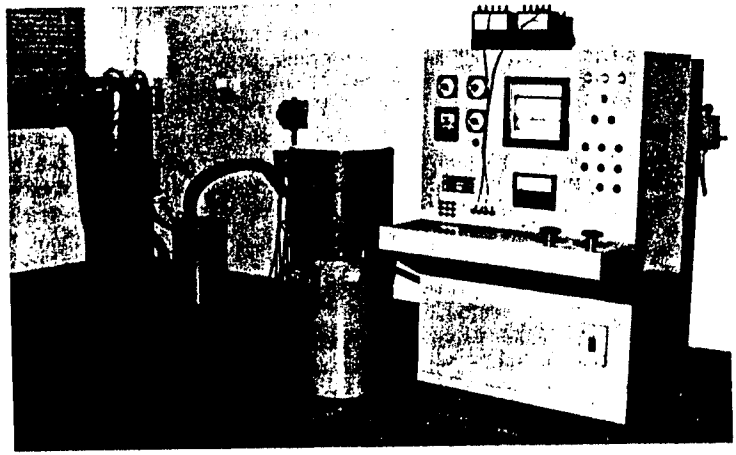


Figura 5.50 — Sistema para ensaios de calor específico e difusividade.

5.10.4 Difusividade térmica

A difusividade térmica (h^2) é a relativa habilidade que o material possui em deixar trocar calor. A difusividade pode ser relacionada com a condutividade térmica, e o calor específico através da expressão:

$$h^2 = \frac{K}{\gamma \times C} \quad \text{sendo}$$

h^2 = difusividade térmica;
K = condutividade térmica;
C = calor específico;
γ = massa específica.

A difusividade térmica dos concretos pode apresentar valores entre 0,7 mm^2/s e 1,9 mm^2/s (70 x 10^{-4} cm^2/s e 190 x 10^{-4} cm^2/s), sendo que o menor valor é mais próprio aos concretos com agregados basálticos e o valor superior corresponde aos concretos com agregados quartzíticos.

5.10.5 Coeficiente linear de expansão térmica

O coeficiente linear de expansão térmica (α) é definido como sendo a variação de um comprimento unitário, causado pela variação unitária da temperatura. Normalmente é expresso em deformação específica por °C ou por °F.

Os coeficientes lineares de expansão térmica (α) dos concretos podem apresentar valores entre 7 x 10^{-6}/°C a 14 x 10^{-6}/°C, sendo que os menores valores correspondem aos concretos com agregados de basalto e os maiores aos concretos com quartzito.

Tanto o coeficiente linear de expansão térmica, como difusividade e condutividade podem ser obtidos por ensaios específicos, e também podem ser calculados, apenas como valores orientativos, a partir dos valores dos componentes, como em uma média ponderada, onde os pesos da média são as respectivas quantidades dos materiais componentes.

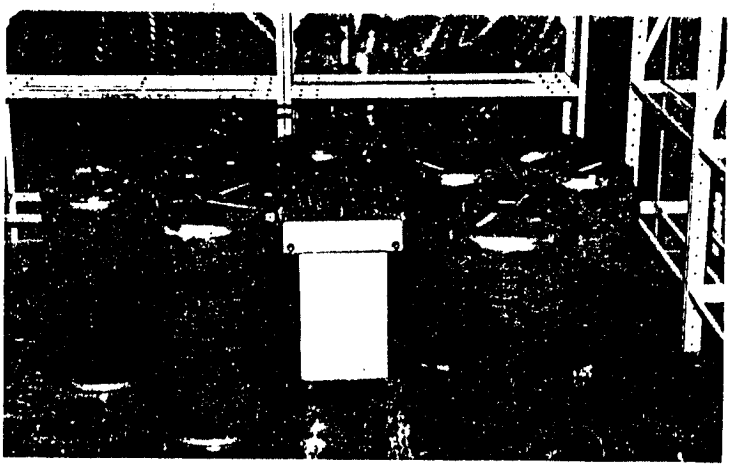


Figura 5.51 — Corpos de prova (ø 250 mm x 500 mm) moldados com concreto de agregados com D máx. 76 mm, submetidos à variação de temperatura para determinação do coeficiente linear de expansão térmica.

5.10.6 Elevação adiabática da temperatura

A elevação da temperatura causada pela hidratação do cimento na massa de concreto é usada para cálculo das tensões térmicas induzidas à estrutura de concreto, e também para determinar e orientar a refrigeração do concreto.

Nas estruturas de concreto com pequeno volume, o calor gerado pela hidratação, normalmente, não precisa ser considerado pois é dissipado rapidamente. A elevação da temperatura do concreto-massa é importante, pois o calor desenvolvido é dissipado muito lentamente, e poderá atingir um pico elevado. Quando, então, através da troca de temperatura com o meio ambiente, há um resfriamento e a massa de concreto se retrai induzindo trincas, e uma subsequente desintegração.

No Brasil esse tipo de fenômeno foi bastante estudado, durante a construção do conjunto hidrelétrico de Urubupungá, quando foram feitas verificações "in situ" — barragem de Jupiá, bem como de laboratório, orientando-se então a introdução de refrigeração do concreto durante a construção da barragem de Ilha Solteira, e outras barragens subsequentes. Ilha Solteira pode, desta forma, ser considerada como um marco no Brasil, da técnica de refrigeração do concreto.

A magnitude da elevação da temperatura adiabática pode ser controlada pelo uso de cimento adequado, dosagem, utilização de material pozolânico, volume de lançamento, temperatura do concreto fresco, resfriamento (pós-resfriamento).

Durante a construção da obra de Itaipu o laboratório de concreto da Itaipu, desenvolveu profundos estudos [17] de correlacionamento e determinação da elevação adiabática da temperatura do concreto, como descrito à frente.

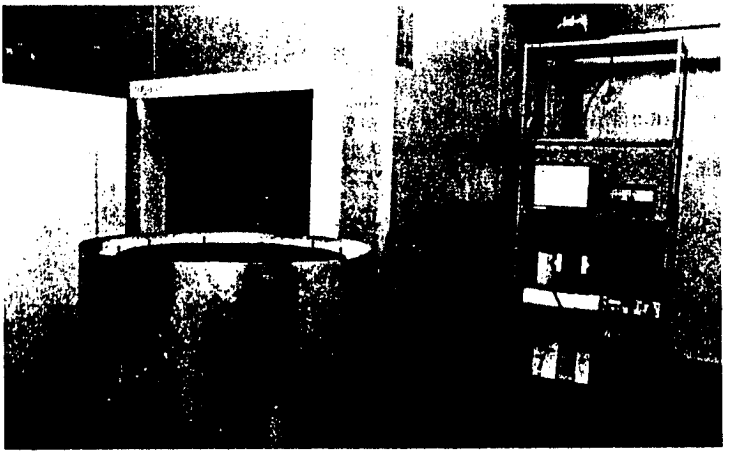


Figura 5.52 — Calorímetro adiabático para ensaios em concreto-massa (Itaipu Binacional), possuindo controle automático de evolução da temperatura. Em primeiro plano vê-se o vaso calorimétrico onde se molda o corpo de prova de concreto-massa. À esquerda vê-se a entrada das câmaras adiabáticas e à direita o sistema automático de controle.

Com intuito de facilitar e uniformizar a linguagem é introduzido aqui o conceito de "evolução unitária de temperatura", expresso por $\mu i = \frac{\Delta\Theta i}{Ca}$ onde

μi = evolução unitária de temperatura (°C / kg/m³), à idade "i" dias;
$\Delta\Theta i$ = gradiente de temperatura (°C), correspondente à diferença entre a temperatura atingida (Θi) e na idade de "i" dias, e a temperatura (Θo) do início de ensaio;
Ca = consumo de aglomerante (kg/m³), considerando-se a soma de cimento e material pozolânico (se usado).

Através de ensaios (ver figura 2.11) de evolução adiabática da temperatura, efetuados no calorímetro mostrado na figura 5.52 foram determinadas as evoluções unitárias de temperatura, de concretos-massa com agregados de tamanho máximo = 152 mm e com vários teores de material pozolânico (percentuais de reposição no caso cinzas volantes).

A família de valores obtidos é mostrada na figura 5.53, em forma de gráficos.

Das curvas obtidas nota-se:

μ_{28} (0%) = 0,167 °C/(kg/m³)

μ_{28} (15%) = 0,156 °C/(kg/m³)

μ_{28} (20%) = 0,148 °C/(kg/m³)

μ_{28} (30%) = 0,134 °C/(kg/m³) sendo 0%, 15%, 20%, 30% os respectivos percentuais de reposição (em volume sólido) de cimento por cinzas volantes. Observa-se que ao se aumentar o teor de material pozolânico em reposição ao cimento há uma redução da evolução unitária da temperatura, devido à menor geração de calor.

Os estudos efetuados permitiram comparar, também com grande confiabilidade as evoluções unitárias de temperatura, obtidas pelos ensaios com as evoluções unitárias de temperatura, calculadas com base no calor de hidratação do aglomerante e no calor específico do concreto, pela expressão:

$$\Delta\Theta i = \frac{(Ca) \cdot (Hi)}{(C) \cdot (\gamma)} = \text{(de [18]), sendo}$$

$\Delta\Theta i$ = evolução adiabática (calculada) da temperatura (°C) na idade de "i" dias;
C = calor específico do concreto, J/g°C (cal/g x °C);
Ca = consumo de aglomerante, kg/m³;
γ = peso específico do concreto;
Hi = calor de hidratação J/g (cal/g) do aglomerante.

Nota-se que a evolução adiabática da temperatura do concreto é bastante afetada pelo teor de aglomerante da mistura e pela característica do aglomerante, expressa através do calor de hidratação.

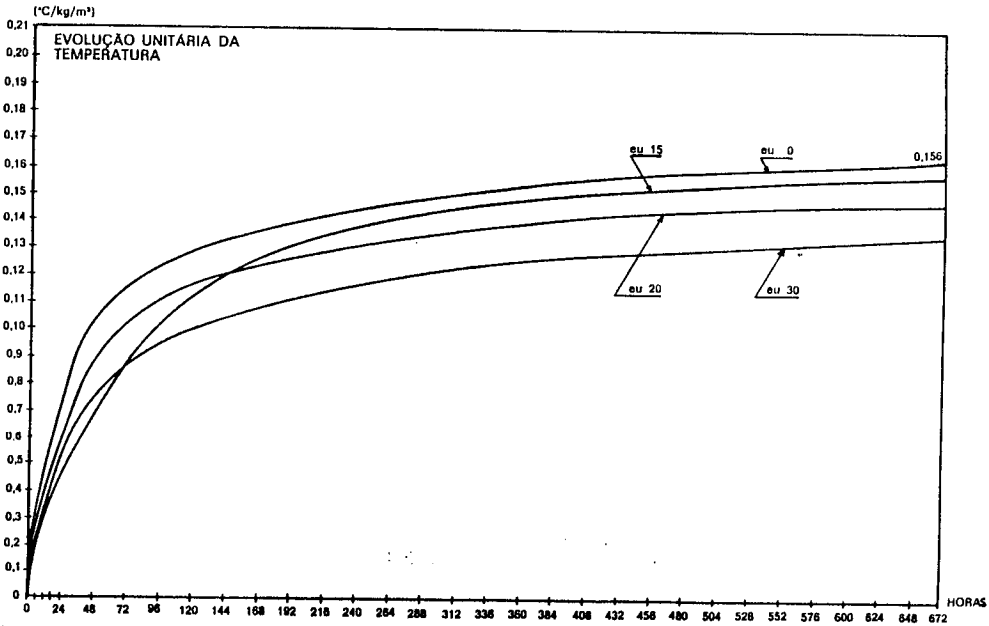


Figura 5.53 — Curvas de evoluções unitárias de temperaturas, de concretos-massa com vários teores de cinza volante.

6 Produção do concreto

6.1 Generalidades

As instalações para produção de concreto consistem de um conjunto de equipamentos e meios destinados ao recebimento, armazenamento, manuseio e proporcionamento dos materiais necessários para produção de concreto, bem como ao sistema de descarga do concreto.

As instalações para produção de concreto podem ser classificadas de várias maneiras, tanto quanto a suas capacidades, tipos, funções etc. Classificações essas que não são objetos destas anotações. As figuras 6.1 a 6.9 mostram vários tipos de instalações para produção de concreto. A figura 6.10 mostra uma seção genérica de uma central para produção de concreto.

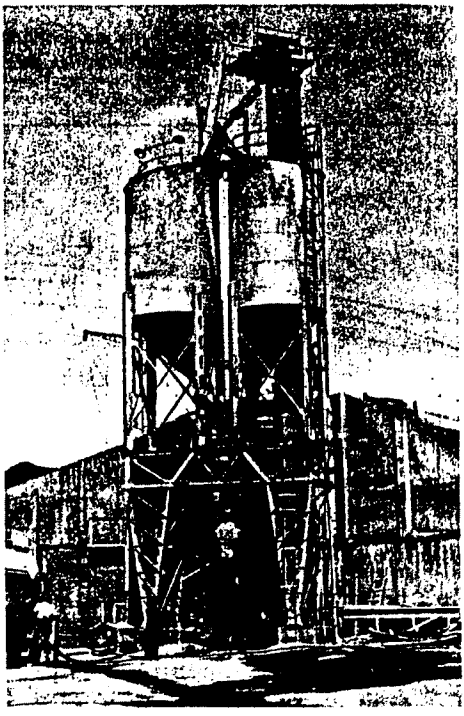


Figura 6.1 — Sistema dosador para veículos agitadores. Na fotografia vêem-se os silos de aglomerantes e ao fundo os estoques para agregados.

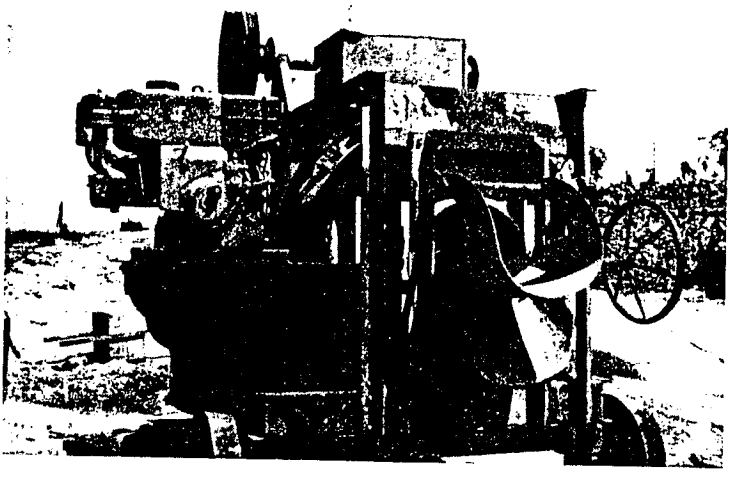


Figura 6.2 — Betoneira portátil com motor a combustivel, e tambor com eixo horizontal. A descarga se faz pela introdução da calha suspensa.

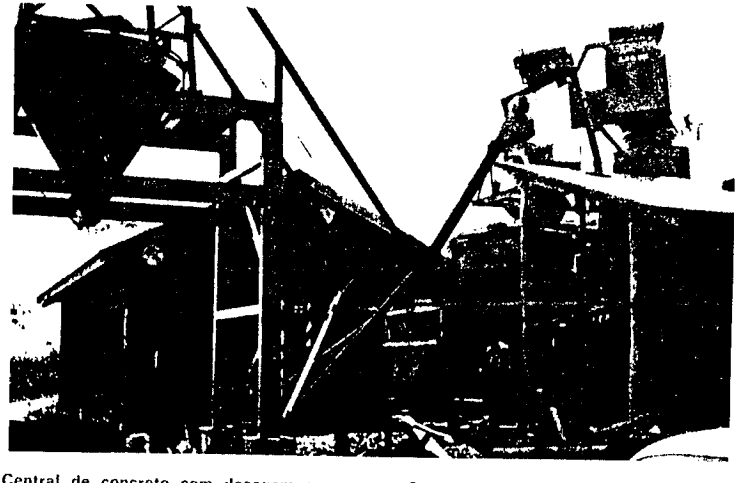


Figura 6.3 — Central de concreto com dosagem em massa. O processo de pesagem é acumulativo. A alimentação da caçamba-balança pelos agregados é feita por uma pá de arrasto. O aglomerante é colocado na betoneira (de eixo vertical) através de um parafuso, desde o local de estocagem. Após a mistura, o concreto é colocado em um silo de descarga que alimenta o veículo de transporte.

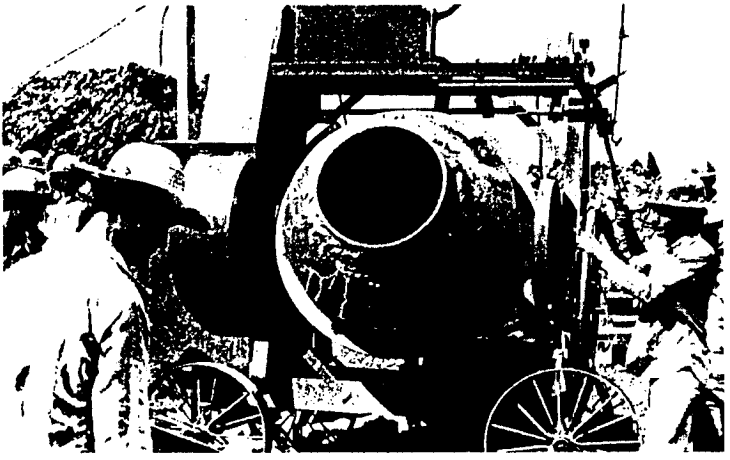


Figura 6.4 — Betoneira portátil de capacidade 500 l, com eixo inclinado e motor elétrico. Com esse tipo de equipamento, normalmente, é usada a dosagem em volume.



Figura 6.5 — Detalhe do sistema dosador (mostrado na figura 6.1) notando-se a caçamba dosadora com passagem acumulada, os mostradores das balanças e a correia transportadora para alimentação dos materiais dosados, aos veículos agitadores.

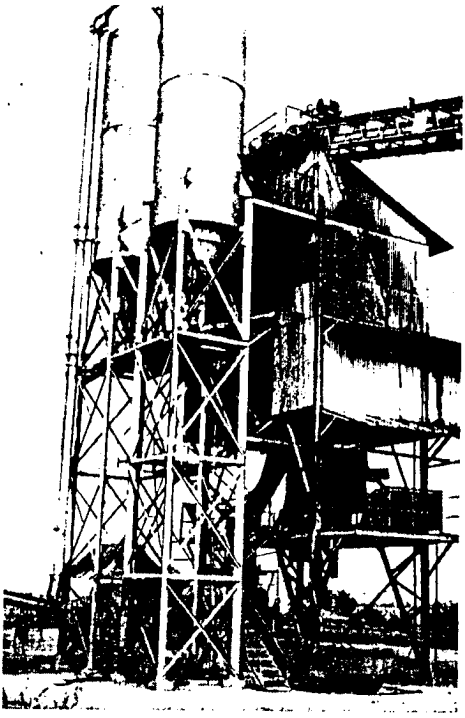


Figura 6.6 — Central de concreto, de capacidade 30 m³/h, com alimentação à betoneira por gravidade. Betoneira de eixo vertical, normalmente usada para a produção de concretos finos (pequeno tamanho máximo) comuns para peças pré-moldadas.

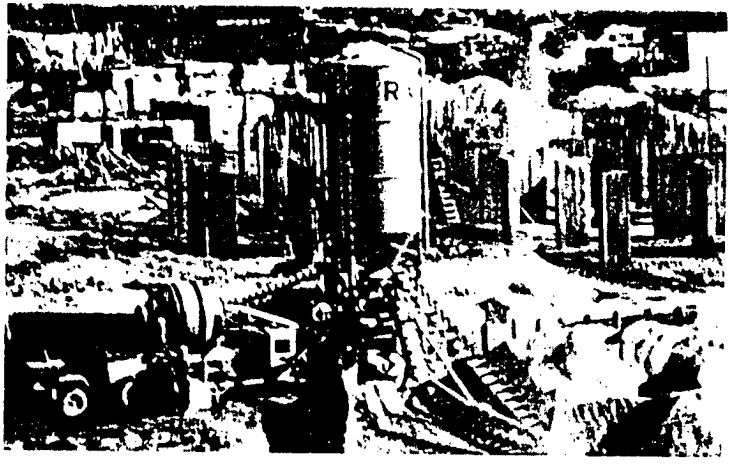


Figura 6.7 — Central de concreto com alimentação a balança dosadora. Betoneira de eixo horizontal, com bocas de entrada e saída.

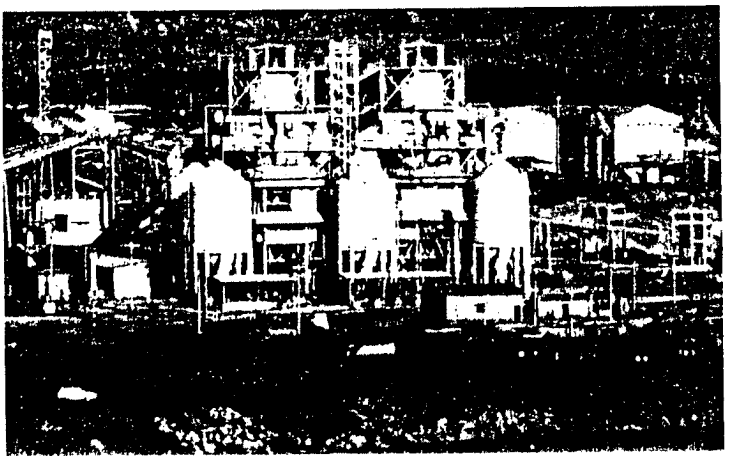


Figura 6.8 — Centrais (2) de produção de concreto pré-refrigerado, com capacidade individual de 180 m³/h. Alimentação dos materiais por gravidade. Os silos dos agregados isolados, e com insufladores de ar frio.

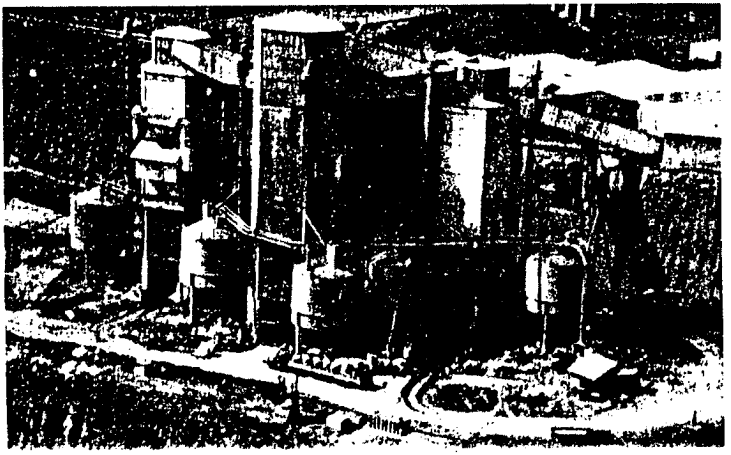


Figura 6.9 — Conjunto de três centrais de concreto com capacidade de 180 m³/h cada uma, para produção de concreto pré-refrigerado.

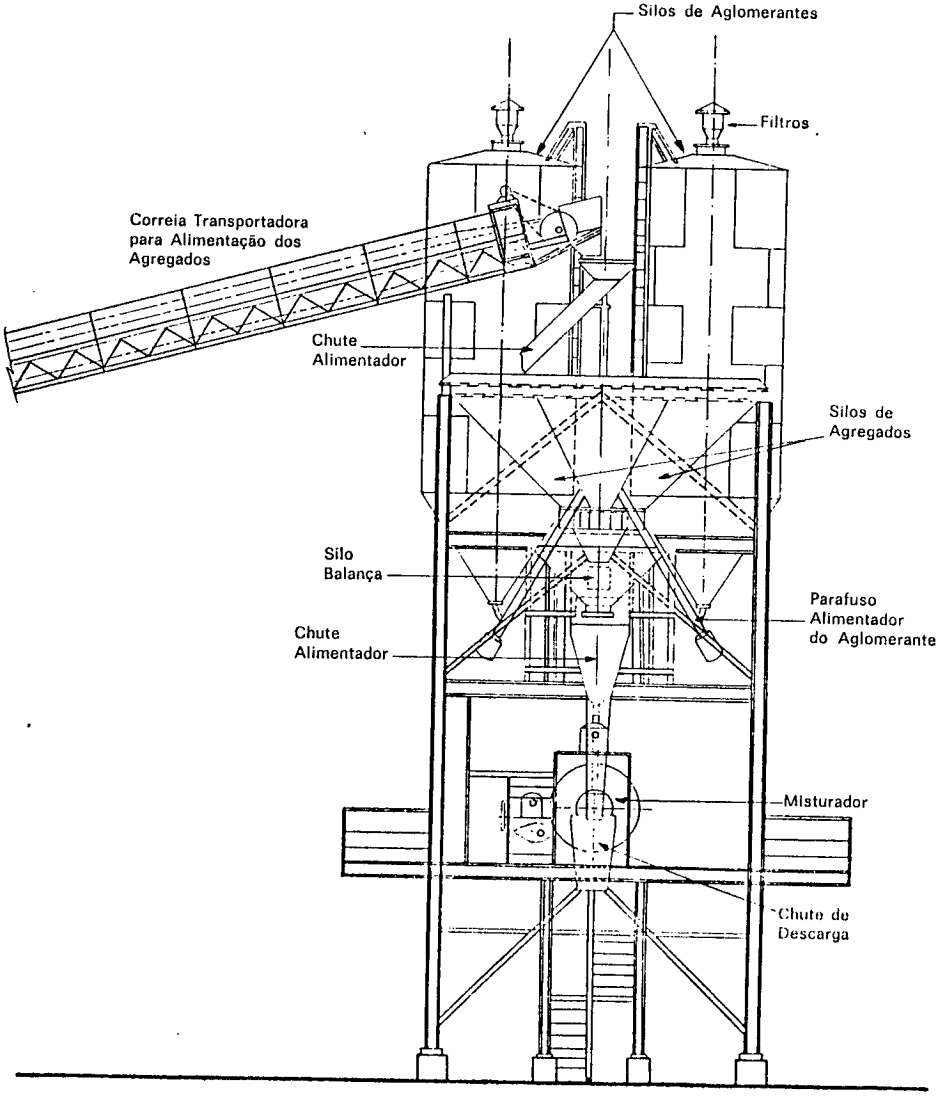


Figura 6.10 — Seção genérica de uma central para produção de concreto.

6.2 Localização

Em várias situações se faz conveniente instalar a central de concreto, dentro do canteiro da obra. Nessas condições, a central deve ser localizada o mais próximo possível das estruturas a serem concretadas, de maneira a reduzir a distância de transporte, bem como manter o tempo entre a produção e lançamento do concreto, dentro das limitações especificadas.

6.3 Capacidade da instalação

A capacidade de produção da instalação deve ser adequada ao serviço proposto.

Nas obras de vulto, como as barragens gravidade, as quantidades de concreto a serem lançadas em um certo período e também no pico devem ser calculadas e usadas na determinação da capacidade da central de concreto. Deve ser observado que o tempo de espera do concreto na fôrma não deve ser superior ao tempo suficiente para causar uma junta-fria. Exemplificando:

— Seja um concreto com possibilidade de espera de duas horas (a junta-fria nesse caso se daria **após** duas horas).

— A dimensão do bloco é tal que a largura seja 15 m e altura do bloco 2,5 m tendo sido adotadas cinco subcamadas de 0,5 m. Cada subcamada com aproximadamente 2,5 m de avanço.

— Caçambas de 3 m^3.

— Pico mensal do histograma = 100 mil m^3.

— Horas trabalhadas no mês = 700.

Tem-se então que cada subcamada necessita de aproximadamente seis caçambadas de concreto $\left(\frac{15 \times 0{,}5 \times 2{,}5 \ m^3}{3 \ m^3} \right)$, na largura do bloco. Logo cada caçambada (3 m^3) lançada ficará exposta (no caso mais crítico) enquanto outras 36 caçambadas estão sendo preparadas. Logo a instalação de produção deve produzir no mínimo 36 x 3 = 108 m^3 em duas horas de trabalho (tempo de espera), para cada camada de 2,5 m de lançamento. Além de se verificar a capacidade para um curto período de tempo, deve ser verificada a capacidade de pico. Ou seja, $\frac{100.000}{700} = 143 \ m^3/h$. Dessa forma a capacidade mínima é de 143 m^3/h, que deve ser corrigida ainda pelo rendimento e por segurança de imprevistos.

6.4 Capacidade e tipo da betoneira

A capacidade da betoneira deve ser adequada tanto às produções horárias como aos tipos de concretos a serem produzidos.

Para concretos-massa normalmente são usadas betoneiras de 3 m^3 a 6 m^3. A opção deve ser feita cuidadosamente, pois à medida que se aumenta a capacidade da betoneira as especificações recomendam aumentar o tempo de mistura a saber:

0,75 m^3	—	75 s
1,50 m^3	—	90 s
3,00 m^3	—	150 s
4,50 m^3	—	210 s
6,00 m^3	—	270 s

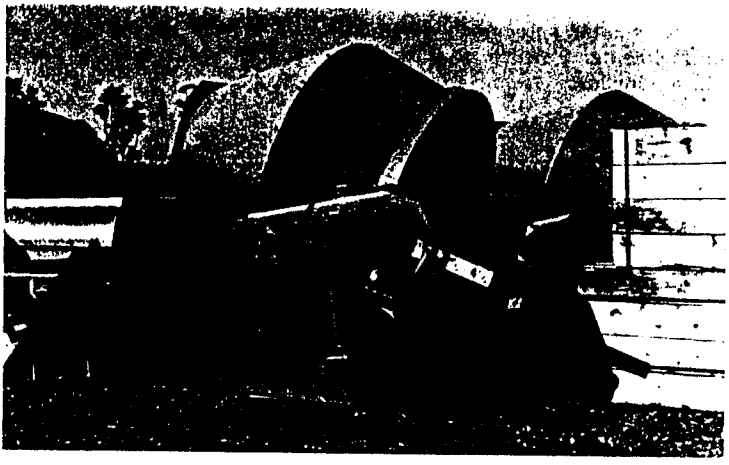


Figura 6.11 — Betoneira para 3 m³ de concreto, com eixo inclinado para mistura e sistema de basculamento (acionado por pistão hidráulico) para descarga.

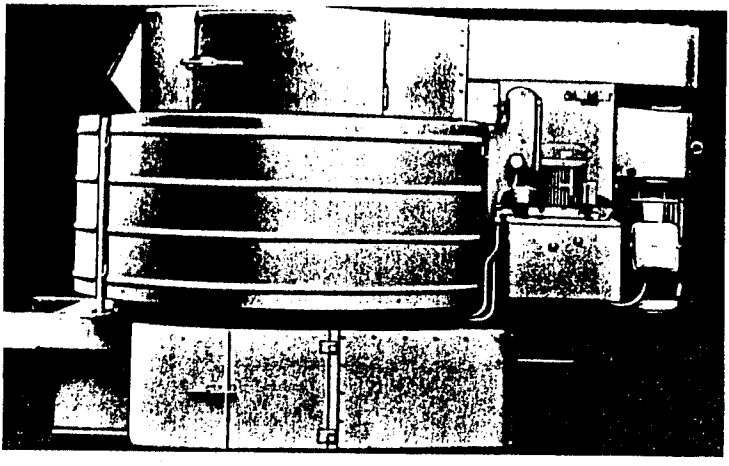


Figura 6.12 — Betoneira com eixo vertical, para concreto de pequeno diâmetro máximo, e sistema de descarga por comporta de fundo.

O número de betoneiras deve ser dimensionado levando em conta os tempos de mistura, carga e descarga.

O tipo da betoneira também deve ser analisado em função dos concretos a serem produzidos. Por exemplo, caminhões-betoneira, com capacidade de 3 m³, não são adequados para concretos com agregados de tamanho máximo maior do que 38 mm e nem para concretos de baixa trabalhabilidade.

6.5 Tipo de operação da central

A escolha do tipo de operação de uma central de concreto deve ser feita com base nos materiais a serem usados para a produção do concreto.

A instalação pode ser totalmente automática com pesagem individual para cada material, com um seletor automático para um certo número de misturas. Esse tipo de instalação normalmente é usado para grandes volumes de concreto, usando três ou mais tipos de agregados.



Figura 6.13 — Painel automático de dosagem de uma central de concreto. Leituras em mostradores digitais.

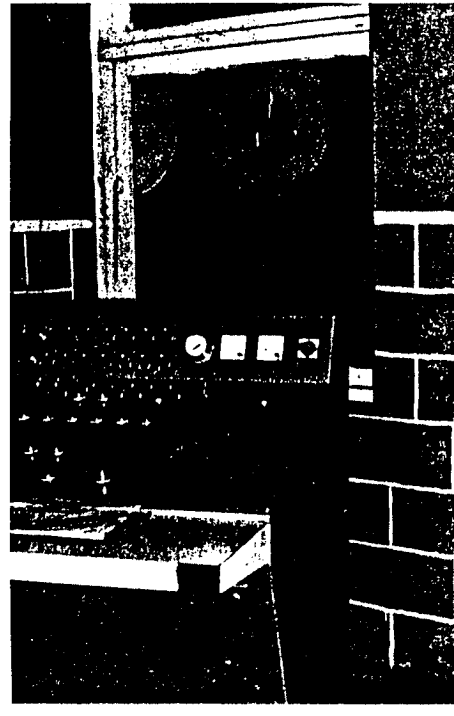


Figura 6.14 — Painel de dosagem semi-automática de uma central dosadora (ver figuras 6.1 e 6.5).

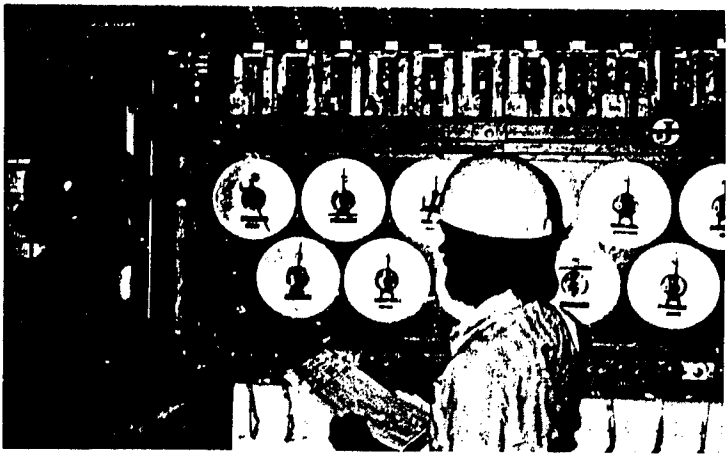


Figura 6.15 — Painel de dosagem automática de uma central de concreto com capacidade de produção de 180 m³/h. Leituras em mostradores analógicos.

Outro tipo é o semi-automático normalmente usado para obras de médio porte, com não mais do que dois tipos de agregados, e pesagem acumulada.

Há ainda o tipo manual, usado para obras pequenas com dois tipos de agregados.

A escolha de um outro tipo de instalação requer um estudo econômico. Por exemplo, a instalação semi-automática, com pesagem acumulada, normalmente requer um pouco mais de aglomerante, quando comparada com o tipo automático, de pesagem individual. Esse custo de aglomerante suplementar deve ser, então, levado em conta para a escolha.

6.6 Medidores, escalas e registradores

Exceto para obras pequenas e médias, cada ingrediente deve ser pesado separadamente em silos-balança adequados. Esses pesos devem ser convenientemente registrados.

O painel de controle deve ser protegido contra toda e qualquer espécie de sujeira, poeira etc...

Algumas instalações de produção de concreto são providas de medidores automáticos para determinação da umidade do material. Esses medidores são baseados na variação de corrente elétrica que passa através do material, quando se varia a umidade. Há então necessidade de calibrações e aferições periódicas. Esses medidores, quando prudentemente empregados para determinação instantânea da umidade livre, podem facilitar, em muito, o controle da água de mistura, do concreto.

Quando se trabalha com betoneira portátil, como a mostrada nas figuras 6.2 e 6.4, e sendo as misturas dosadas em volume, a partir de uma dosagem em massa, deve-se estar atento às condições de umidade livre, principalmente da areia. Isto porque, na determinação da massa unitária (usada para a passagem da dosagem em peso para volume) esta é bastante afetada pela umidade. Exemplificando:

— Uma areia fina com MF = 1,50 com 1% de umidade apresenta uma massa unitária, γ ap = 1,55 t/m³.

— A mesma areia, com MF = 1,50 e 3% de umidade, apresenta uma massa unitária γ ap = 1,40 t/m³.

Essa variação da massa unitária é devida à influência da umidade na compactação da areia. Observa-se, então, que essa variação pode dar uma variação de aproximadamente 11% quando se faz a transformação de massa para volume de areia.

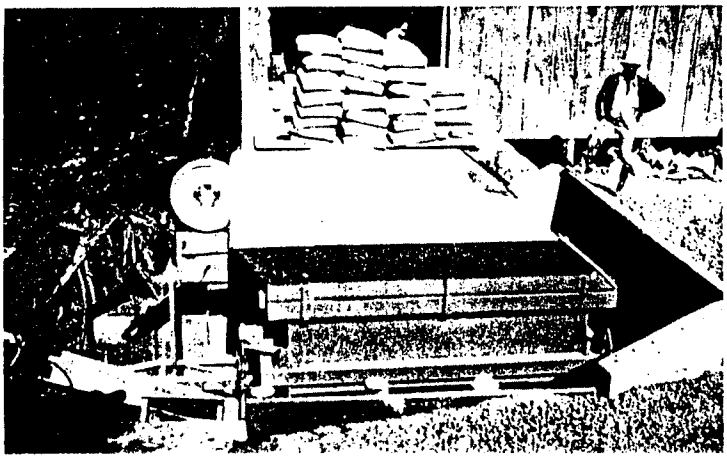


Figura 6.16 — Dosadora acumulativa com mostrador analógico.

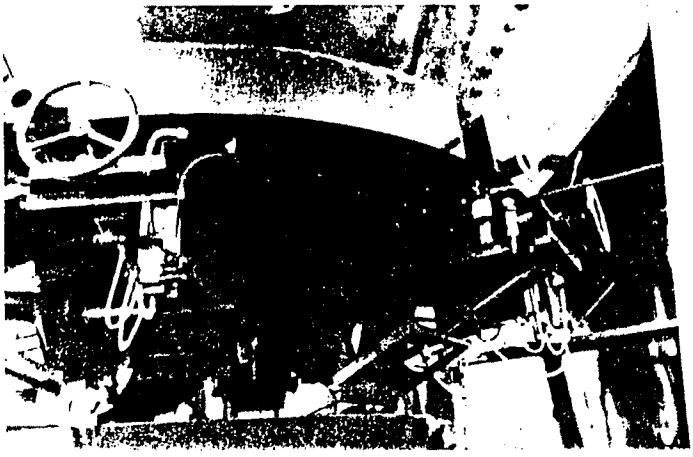


Figura 6.17 — Sistema pneumático, de acionamento das comportas dos silos de materiais, acionado pelo sistema de balanças.

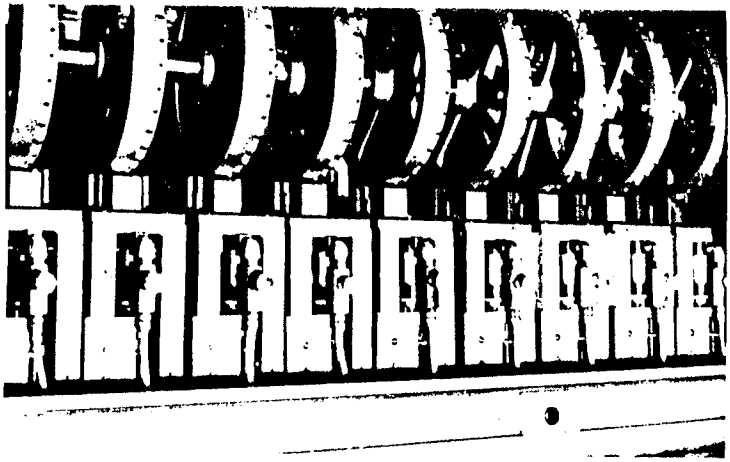


Figura 6.18 — Sistema de memorização e gravação das quantidades dos materiais, através de eixo com roda dentada (fixa a posição do seletor automático) e núcleos indutivos para gravação das quantidades.

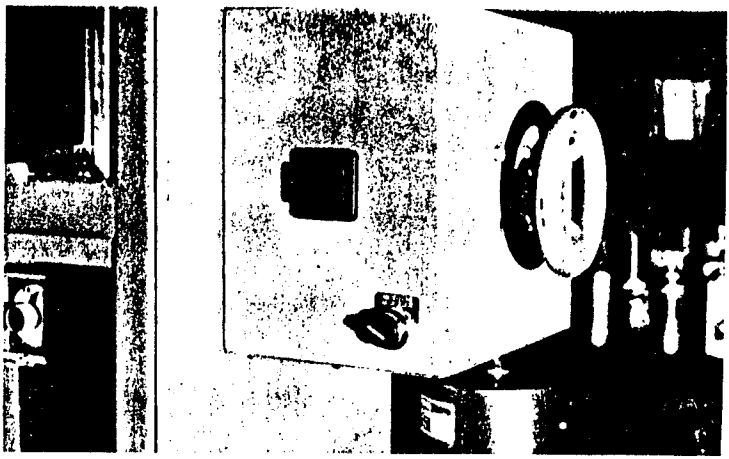


Figura 6.19 — Seletor de misturas (já memorizadas) de uma central operada automaticamente.

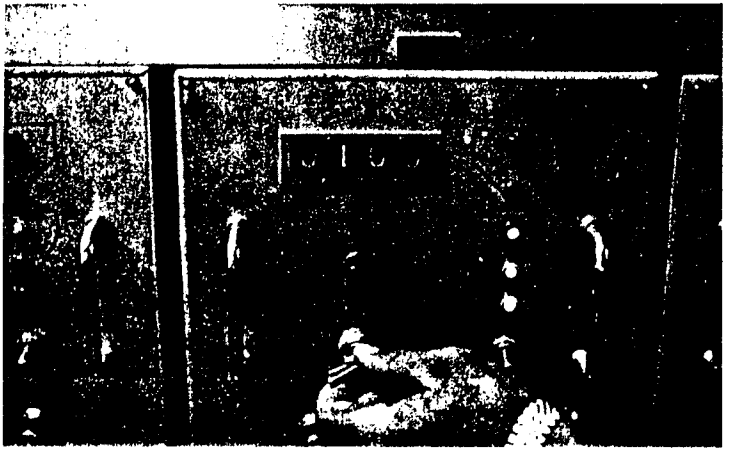


Figura 6.20 — Medidor automático de umidade.

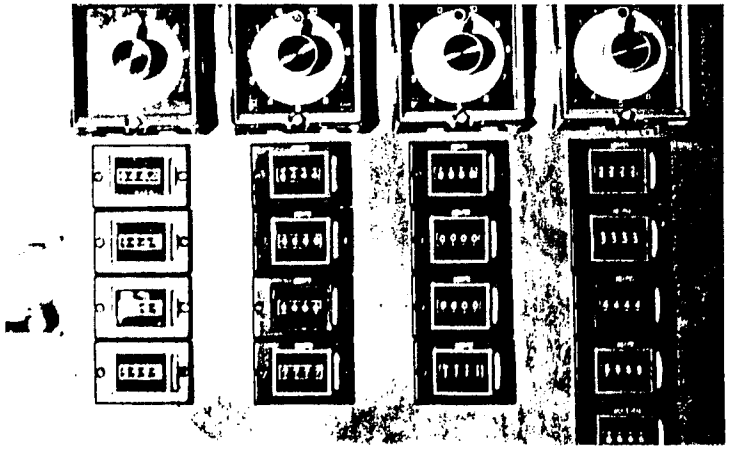


Figura 6.21 — Temporizadores da mistura e registradores de quantidade de betonadas.

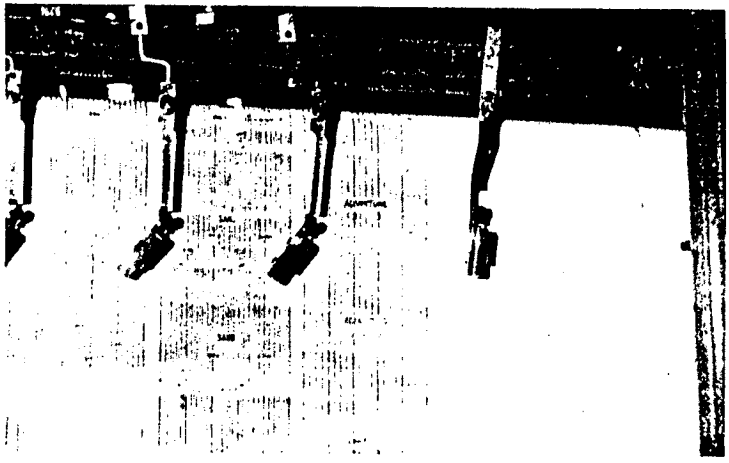


Figura 6.22 — Registrador gráfico dos materiais dosados.



Figura 6.23 — Registro automático através de impressora.

A trabalhabilidade do concreto também pode ser verificada com o concreto ainda dentro da betoneira, através da medida da corrente elétrica consumida pelo motor da betoneira.

Não resta dúvida que esses sistemas auxiliam o controle, quando usados convenientemente.

As figuras 6.18 a 6.22 mostram alguns tipos de painéis e instrumentos de controle.

6.7 Verificação dos equipamentos

Durante o processo de produção a instalação deve ser inspecionada periodicamente, como indicado no item 4.4.2.

As escalas e balanças devem ser aferidas por pesos padrões e comparados com a precisão e sensibilidade especificadas.

Periodicamente, é aconselhável fazer-se a verificação do desempenho da betoneira, através de ensaio padronizado e comparar os resultados com os valores recomendados.

A concordância entre os registros efetuados automaticamente e os mostradores deve ser calibrada regularmente.

7 Transporte do concreto

7.1 Generalidades

O transporte do concreto, da instalação de produção até o local de lançamento, deve ser feito o mais rapidamente possível, de modo que as propriedades do concreto não sejam afetadas sensivelmente, ou seja, minimizando a segregação, a perda de trabalhabilidade, e a variação de temperatura.

Um concreto com consistência plástica, mas com abatimento baixo e com adequado teor de ar incorporado é manuseado mais facilmente, sem alterações significativas de propriedades, do que um concreto de elevada trabalhabilidade, pois a perda de suas características é mais acentuada devido à exposição ao ambiente (temperatura e secagem), e à segregação.

O transporte do concreto pode ser feito por vários meios, como se descreve a seguir. A operação de transporte, descrita neste item é entendida como uma operação intermediária entre a produção e a colocação. Não são citadas neste item, somente por facilidade de exposição, as operações usuais de produção e lançamento.

7.2 Caçambas

Neste caso o concreto é transportado desde a central de produção até o local de lançamento por meio de caçambas com descarga de fundo. As caçambas constituem um dos meios de transporte do concreto, desde que sejam projetadas e usadas de maneira a corresponder às condições de trabalho e de movimentação. Esse tipo de transporte, entretanto, exige a troca da caçamba no equipamento de lançamento aumentando o ciclo. O transporte por caçambas, normalmente executado sobre carretas adequadas como mostra a figura 7.1, deve ser feito de modo relativamente rápido, devendo haver um sincronismo com as máquinas de lançamento para que não ocorra excesso ou falta de transporte. O número de caçambas deve ser determinado em função da capacidade de produção das máquinas de lançamento e das distâncias desde a central de produção até as frentes de concretagem. Ao se iniciar uma concretagem a segunda carreta deve ter uma caçamba a menos, a fim de receber a última caçamba vazia da primeira carreta. A capacidade de uma caçamba, preferivelmente, deve ser igual ou um múltiplo do volume de uma carga da betoneira de modo a evitar a distribuição da carga da betoneira em duas ou mais caçambas sucessivas o que pode provocar a segregação.

As caçambas devem permitir uma descarga controlada. Imediatamente antes de serem carregadas, as caçambas devem ser umedecidas internamente. A cada dois ou três ciclos, a caçamba deve passar por um lavador, ou local adequado para lavagem e no final da concretagem devem ser lavadas com o resto de concreto no seu interior ainda fresco. É importante também que se faça uma manutenção periódica, pois a falta de limpeza e lubrificação nas articulações provoca, frequentemente, a não abertura da comporta de descarga.

As caçambas, quando destinadas ao transporte de concreto com abatimento baixo podem ter um vibrador acoplado à superfície lateral.

O carregamento da caçamba deve ser feito de tal forma a evitar a separação do agregado mais grosso, devendo, então, serem evitados os carregamentos laterais.

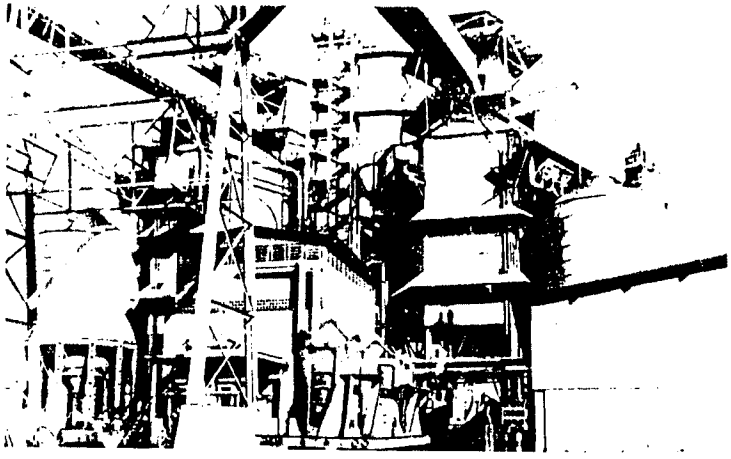


Figura 7.1 — Caçambas com capacidade de 3 m³, sobre carretas.

7.3 Caminhões

7.3.1 Caminhões agitadores

Podem ser usados caminhões-betoneira para transporte do concreto. Nessas ocasiões o caminhão pode, também, efetuar a mistura do concreto, quando os materiais forem fornecidos por uma central dosadora a seco, como mostra a figura 7.2.

Esse tipo de transporte possibilita ainda o ajuste de aditivos imediatamente antes do lançamento.

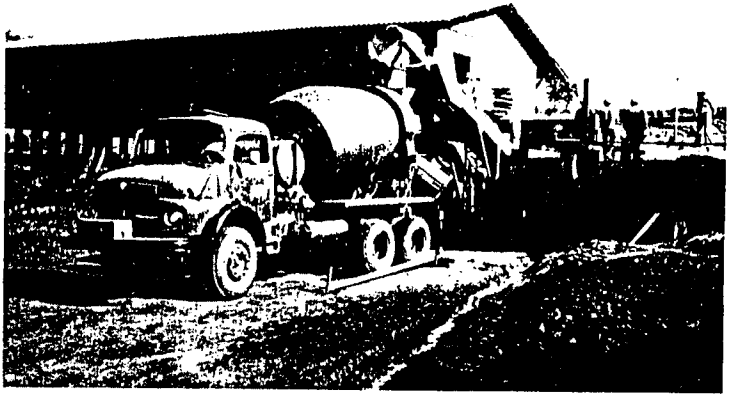


Figura 7.2 — Sistema dosador a seco alimentando o caminhão-betoneira, para mistura e transporte.

Os caminhões-betoneira, normalmente, não são apropriados para transportar concretos com agregados de D máx. maior do que 38 mm.

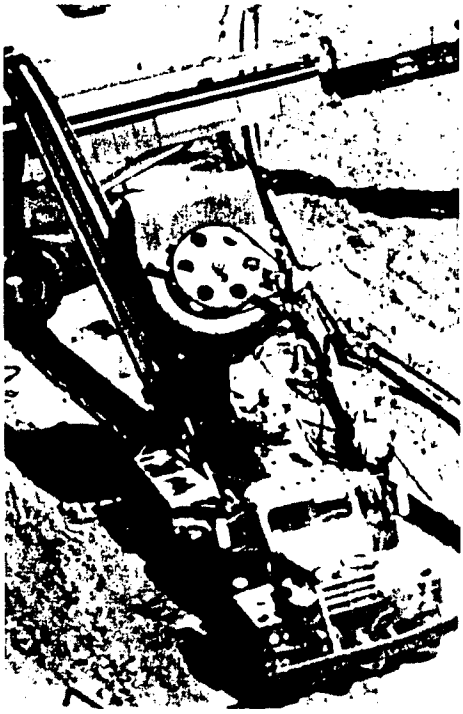


Figura 7.3 — Caminhão agitador, aberto, fazendo a descarga em uma esteira.



Figura 7.4 — Caminhão agitador, de grande capacidade, com sistema frontal de descarga.

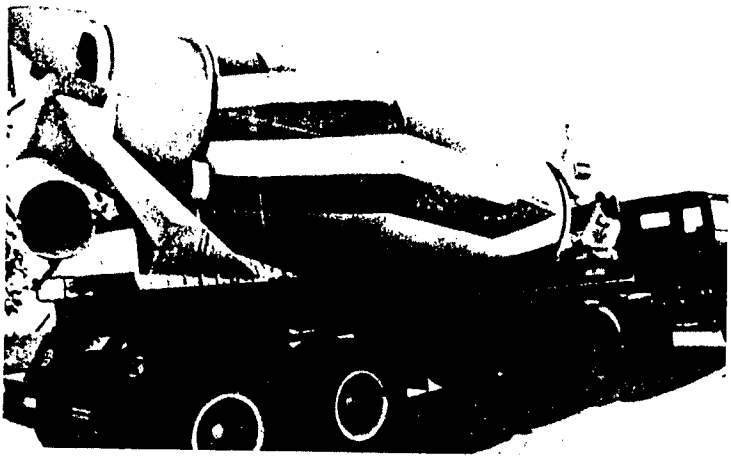


Figura 7.5 — Caminhão-carreta-agitador com capacidade de 12 m³, com descarga em ré.

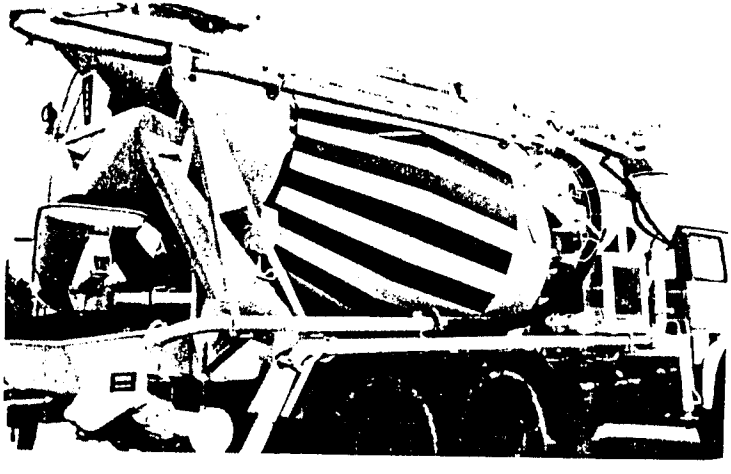


Figura 7.6 — Caminhão-betoneira com descarga sobre a própria tremonha de bomba e tubulação para bombeamento.

7.3.2 Caminhões não agitadores

Em algumas oportunidades o concreto pode ser transportado por caminhões tipo basculante (ou "silo-bus") como mostra a figura 7.7. Deve ser verificado, entretanto, se não há segregação durante o transporte e a descarga.

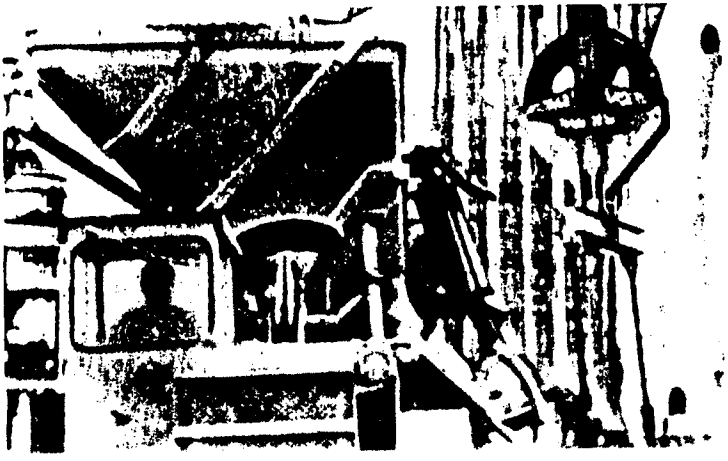


Figura 7.7 — "Dumpcrete" com descarga lateral, para transporte de concreto.

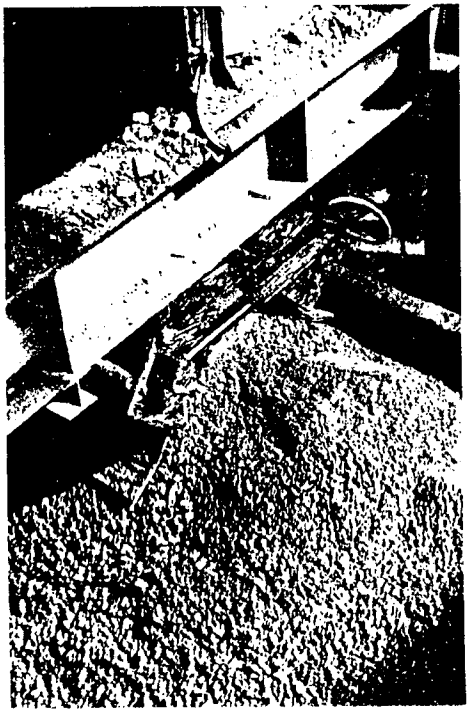


Figura 7.8 — Descarregamento do concreto — na central de concreto através de comporta de acionamento pneumático, sobre a caçamba de um caminhão.

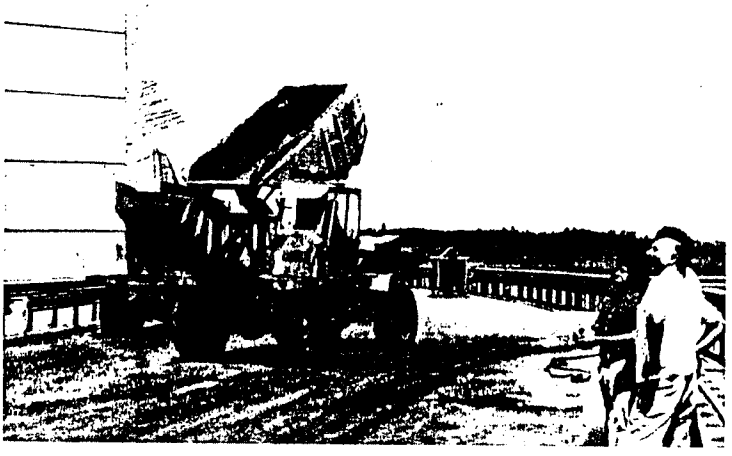


Figura 7.9 — Caminhão basculante com descarga frontal.



Figura 7.10 — Concreto sendo transportado por caminhão tipo fora-de-estrada.

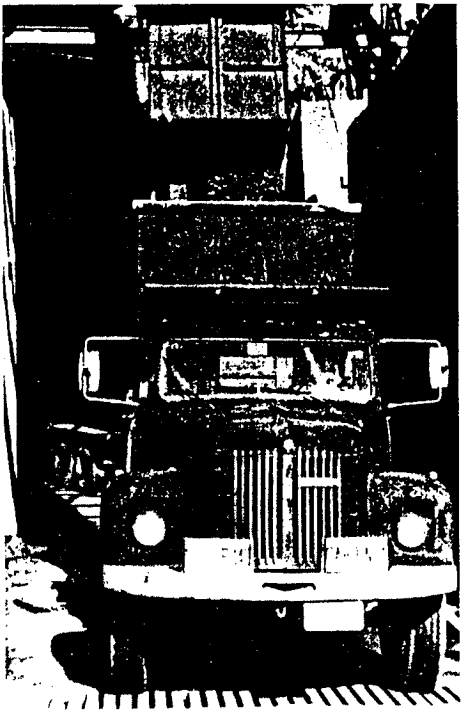


Figura 7.11 — Caminhão (Dumpcrete) caçamba, sendo abastecido na central de concreto. Nota-se a identificação colocada à frente do caminhão, indicando a classe do concreto — 152/σr — 140 concreto com agregado D máx. 152 mm e fck 14 MPa (140 kgf/cm²) e a máquina de lançamento — cabo aéreo n.º 1.

É importante que o veículo que transporta o concreto seja adequadamente identificado como sugere a figura 7.11.

Outro cuidado a ser tomado ao se transportar o concreto é o de evitar a segregação.

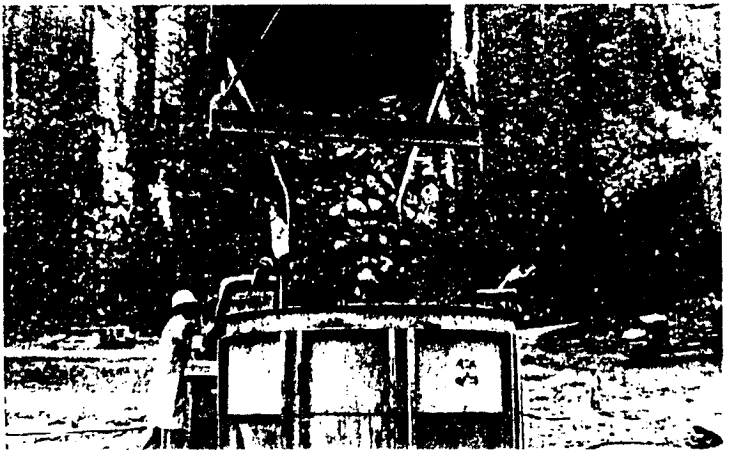


Figura 7.12 — Segregação observada em concreto-massa de agregado ⌀ máx. 152 mm, causada pelo carregamento incorreto do caminhão, na central de concreto.



Figura 7.13 — Lavagem da caçamba de um caminhão (Dumpcrete) transportador de concreto.

7.4 Transporte por bombeamento

Certas situações específicas permitem a utilização de um sistema de bombeamento para transporte do concreto. Nessas ocasiões o bombeamento requer um concreto com agregado de D máx. pequeno (concreto fino) e com razoável teor de argamassa. É aconselhável para concretagem de túneis e galerias.

7.5 Transporte por correia transportadora e calhas ou bicas

Em algumas situações características há necessidade de se transportar concreto por meio de correia transportadora e/ou calhas ou bicas. O transporte efetuado por esteira deve ser bem estudado, e acompanhado, a fim de não provocar alterações nas propriedades do concreto.

No período de maio/73 a janeiro/74 devido a alterações significativas na disposição do canteiro da obra de Ilha Solteira para enchimento parcial do lago, houve a necessidade de se transportar aproximadamente 64 mil m³ de concreto fresco através de correia transportadora. Os concretos assim transportados possuíam agregados graúdos com D máx. de 19 mm, 38 mm e até 76 mm. As figuras 7.14 a 7.18 apresentam algumas vistas e detalhes do sistema citado.

Em fase inicial de implantação desse sistema de transporte foram feitos ensaios a fim de se verificar o comportamento do concreto, após o que foram tomadas adequadas providências técnicas. Durante todo o transporte foram efetuados ensaios e inspeções a fim de se observar o concreto. Os valores finais mostraram-se dentro das previsões e variações indicadas nas verificações iniciais.

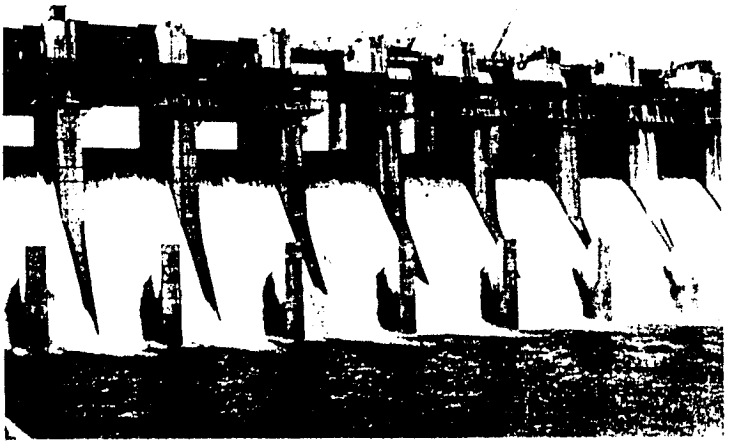


Figura 7.14 — Vista geral do sistema de transporte de concreto (pré-refrigerado) por correia. A correia foi posicionada sobre os munhões das comportas radiais do vertedouro, possuindo um revestimento para proteger contra intempéries (Ilha Solteira — Cesp).

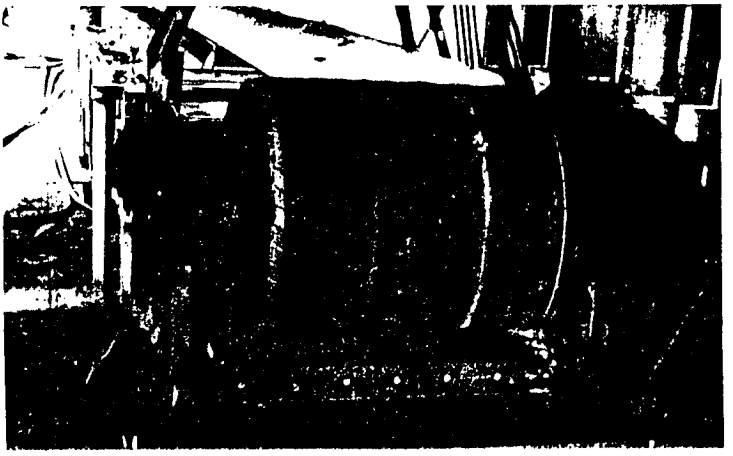


Figura 7.15 — Vista geral da tubulação de descarga de concreto no final da correia, altura de queda aproximada, 25 m.

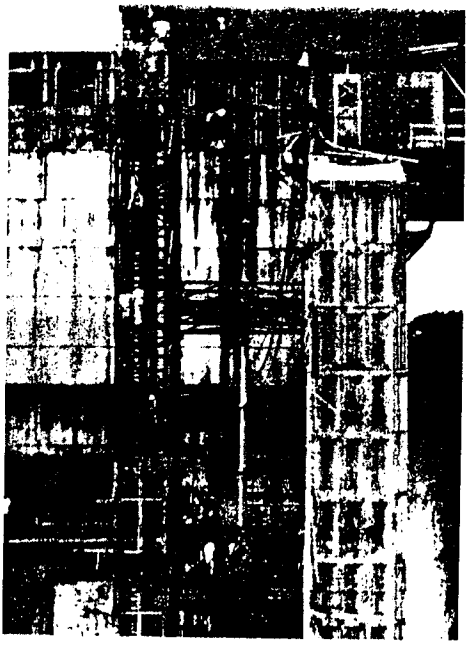


Figura 7.16 — Parte final da esteira, observando-se o raspador colocado no retorno da correia, para impedir a volta da argamassa. Velocidade de transporte: 60 m/min.

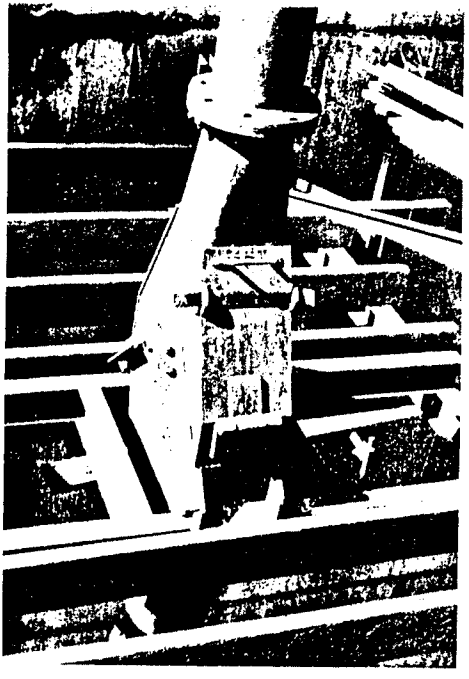


Figura 7.17 — Tubulação de descarga. A foto mostra o sistema dissipador de energia, colocado a meia altura da queda.



Figura 7.18 — Sistema de descarga em dois silos, com distribuidor.

Esse sistema, portanto, não é contra-indicado para o transporte do concreto, desde que seja evitada a segregação dos componentes, a perda de plasticidade e não ocorra perda de argamassa que resulte em aderência à correia. A perda da plasticidade pode ser evitada protegendo-se a correia da ação do sol e do vento. A velocidade de translação da correia deve ser sincronizada com o suprimento de concreto.

A separação que se manifesta, sobretudo no ponto de descarga e na extremidade da correia, pode ser evitada com a utilização de calhas e dispositivos que controlam a queda vertical do concreto. Caso a calha seja muito longa (grande altura), pode ser usado um dissipador de energia, semelhante ao mostrado na figura 7.17. Na extremidade inferior deve haver um dispositivo que impeça a segregação.

7.6 Transporte sobre trilhos

Esse tipo de transporte de concreto é conhecido já há bastante tempo, como mostra a figura 7.19. Tem, entretanto, sofrido adaptações e inovações técnicas. Nesse tipo de transporte são necessários, também, os cuidados e providências citados anteriormente.

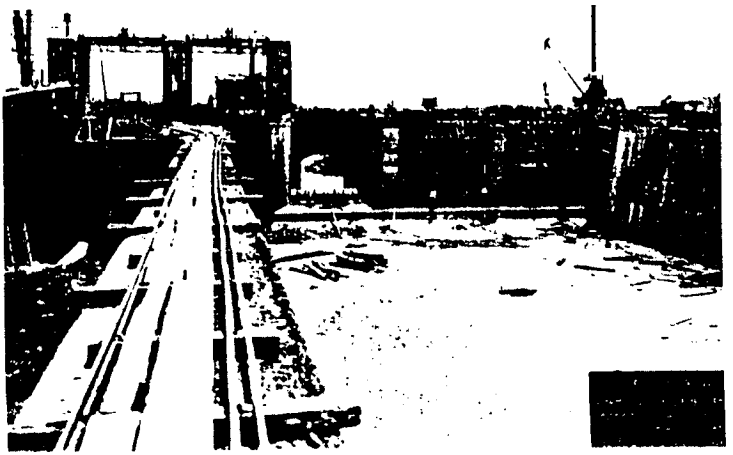


Figura 7.19 — Trilhamento para transporte do concreto através de vagonetas, em obra da hidroelétrica de Porto Goes — Brasil, construída em 1927.

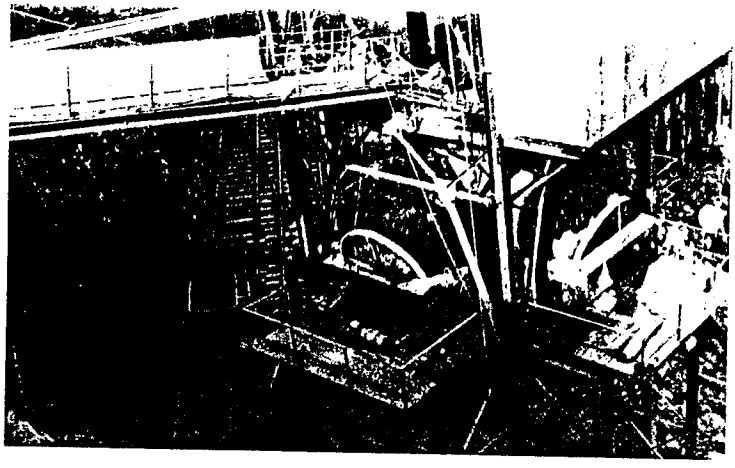


Figura 7.20 — Trilhamento para transporte do concreto através de caçambas de descarga lateral montadas sobre chassi de caminhão. Em primeiro plano vê-se a central de concreto com betoneiras basculantes (Foz do Areia — Copel).

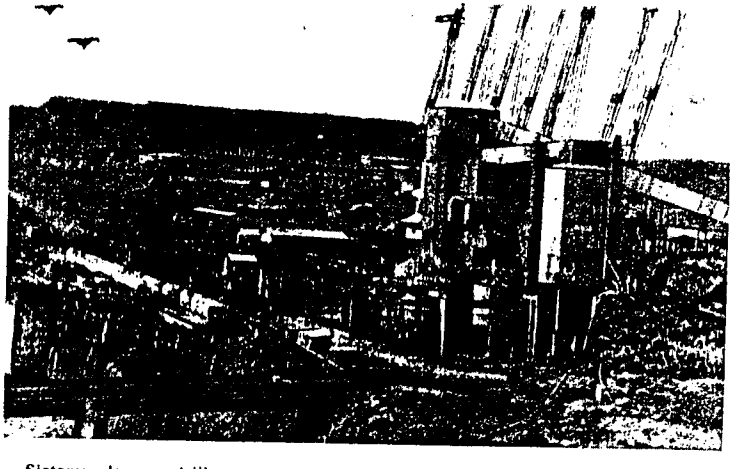


Figura 7.21 — Sistema de monotrilhamento suspenso, para transporte de concreto desde as centrais de produção até o transbordo para os cabos aéreos (Itaipu).

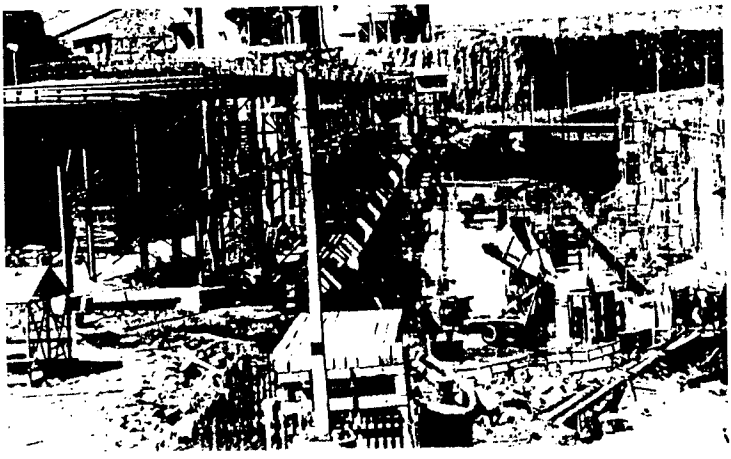


Figura 7 22 — Cais de transbordo do sistema de monovia para os equipamentos de lançamento. São vistos também Dumpcretes fazendo o transbordo para as caçambas presas aos cabos aéreos.

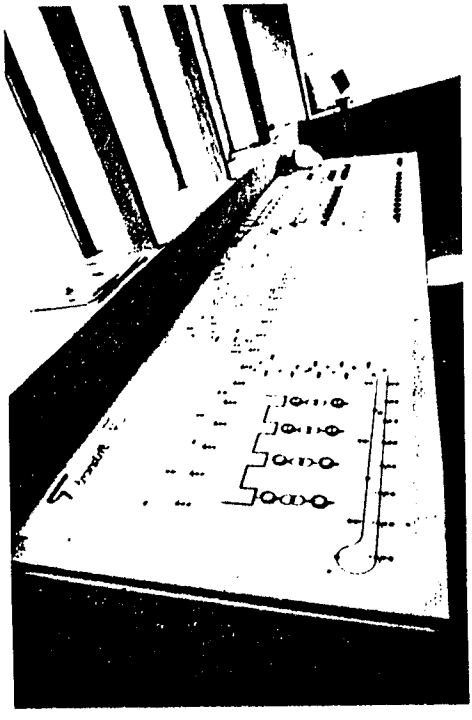


Figura 7.23 — Painel de comando para as operações de transporte pelo sistema de monovia.

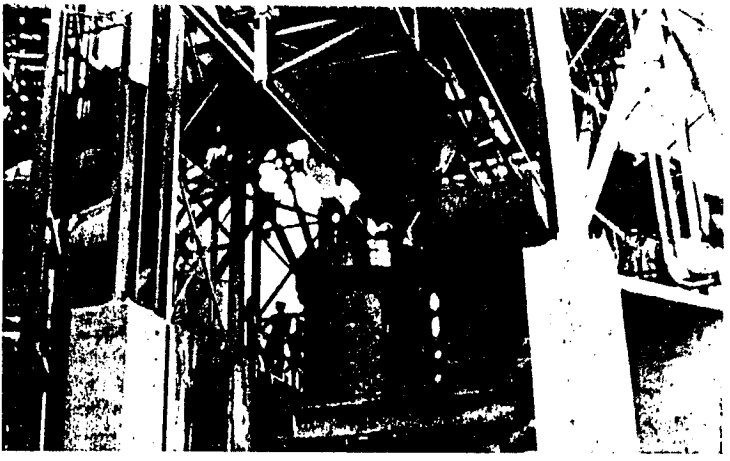


Figura 7.24 — Alimentação da caçamba da monovia, na central de concreto.

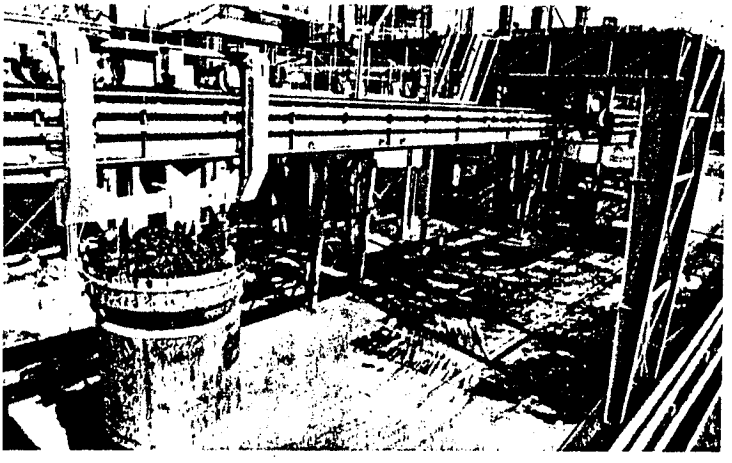


Figura 7.25 — Caçamba carregada com concreto, locomovendo-se na monovia através dos carros autopropulsados.

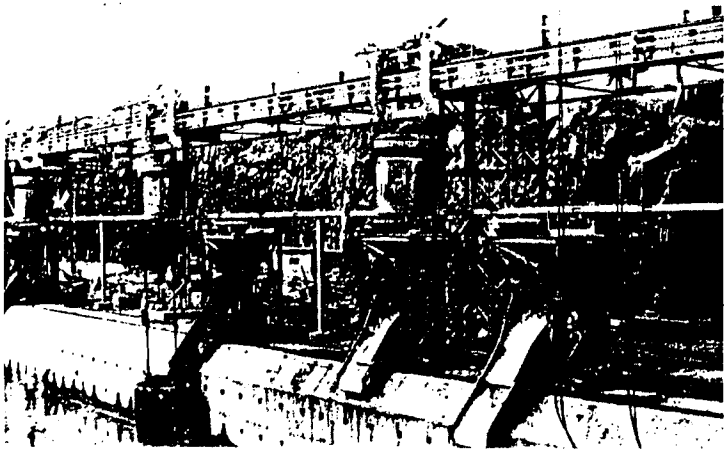


Figura 7.26 — Carrinho transportador, estacionado no ponto de transbordo sobre o carro de transferência. A esquerda vê-se a alimentação da caçamba do cabo aéreo pelo carro de transbordo.

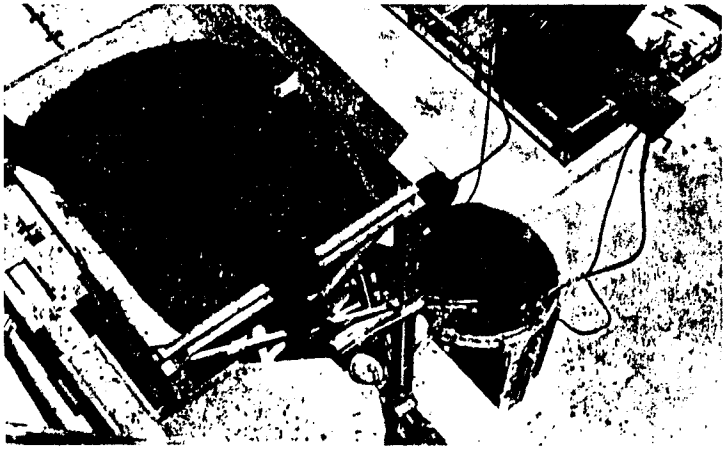


Figura 7.27 — Momento da descarga do carro de transferência.

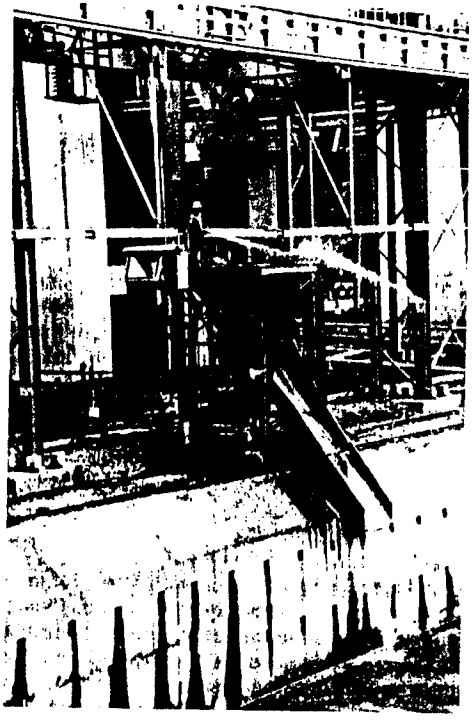


Figura 7.28 — Momento da limpeza de um carro de transferência do sistema de transporte por monotrilhamento.

8 Fôrmas

8.1 Generalidades

A fim de se construir uma estrutura de concreto é necessária a utilização de moldes através dos quais o concreto plástico, lançado, toma a forma adequada. As fôrmas são ferramentas e matrizes para a construção em concreto, moldando o concreto em uma forma e dimensões desejadas e dando sua posição e alinhamento. Através do emprego das fôrmas, observa-se que elas não são somente um molde, sendo também, temporariamente, uma estrutura que suporta o seu próprio peso, a carga do concreto fresco e outras cargas móveis e acidentais. Desta maneira, a utilização adequada de uma fôrma, engloba três diretrizes básicas: qualidade, segurança e economia.

8.1.1 Qualidade

As dimensões, geometria e alinhamentos das estruturas de concreto dependem da precisão e cuidado na construção e posicionamento das fôrmas. As fôrmas devem ser construídas, nas dimensões corretas, suficientemente rígidas para manter a forma desejada, estáveis para manter os alinhamentos e permitir a reutilização sem haver, entretanto, variações das dimensões. A fôrma deve ser mantida no local, até que o concreto adquira resistência e rigidez suficientes para suportar as cargas previstas.

A qualidade, da superfície acabada, também poderá ser afetada pela fôrma e/ou seu material constituinte.

8.1.2 Segurança

Alguns acidentes que ocorrem durante as construções às vezes são devidos a falhas de fôrmas, cimbramentos, escoramentos etc... Muitas vezes esses acidentes podem ocorrer durante o lançamento do concreto, visto que por si só, nessa fase, o concreto não possui uma forma definida mas tem um peso próprio considerável.

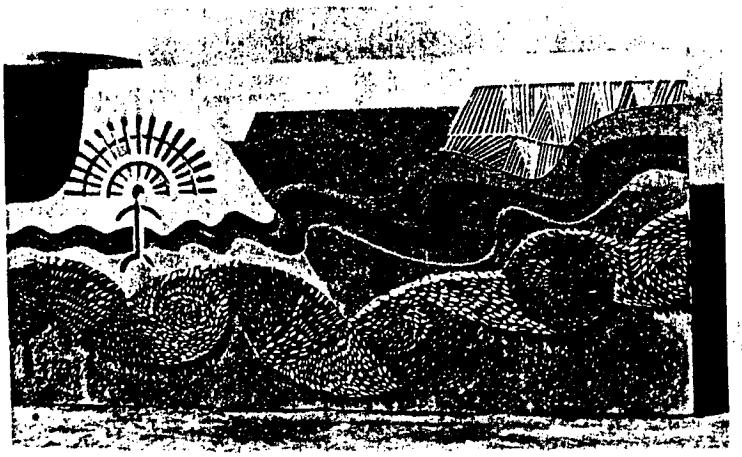


Figura 8.1 — Aspecto da qualidade de um painel moldado em concreto (barragem The Dalles, EUA).

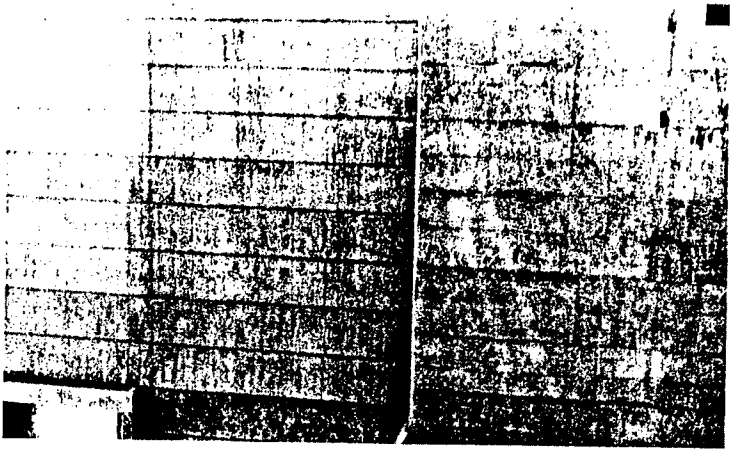


Figura 8 2 — Aspecto da qualidade do acabamento obtida em construção de barragem.

Pode haver acidente quando os suportes ou elementos estruturais das fôrmas forem deslocados por uma vibração excessiva, tráfego de equipamento, pessoas etc... Isto também é possível de ocorrer em construção onde, simultaneamente, são executados serviços de escavação ou demolição.

O lançamento do concreto de maneira indevida ou inadequada também pode resultar no colapso de uma fôrma. Isto é passível de ocorrer quando a velocidade vertical, de colocação do concreto, ultrapassar a admissível ou a calculada.

A insuficiência de suporte do solo ou material suporte da fôrma também causa danos ao conjunto fôrma-concreto.

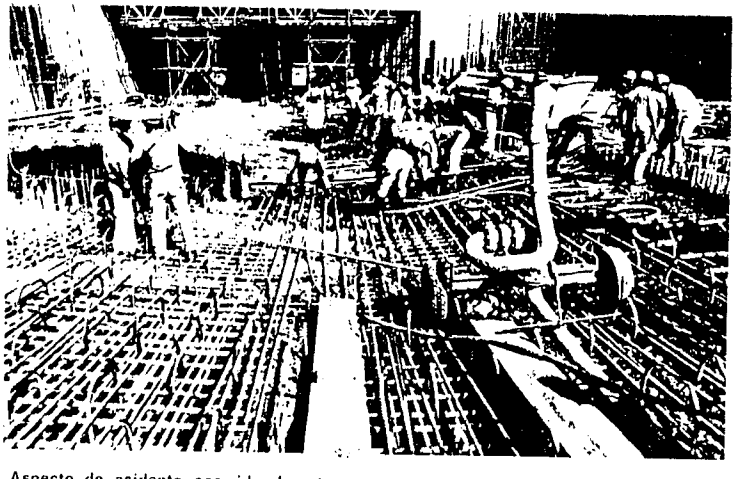


Figura 8.3 — Aspecto de acidente ocorrido durante concretagem de uma laje, devido à falha de travamento do cimbramento tubular ocorrendo flambagem e a consequente flexão do molde juntamente com a armadura. Vê-se o instante da remoção dos materiais após o acidente.



Figura 8.4 — Flambagem do cimbramento tubular, devido à falta de travamento acarretando deformação da laje (ver figura 8.3).

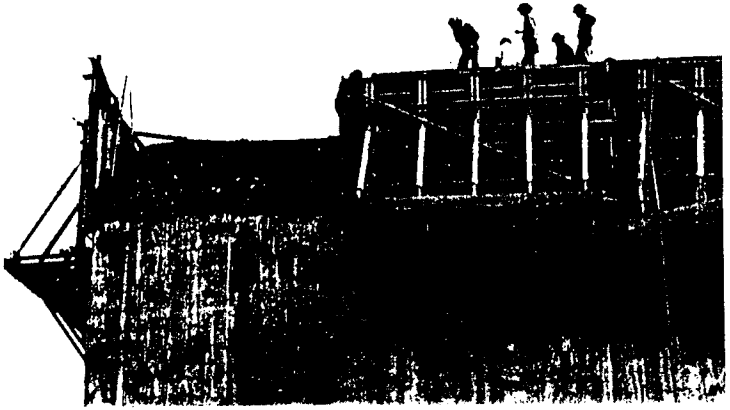


Figura 8.5 — Acidente ocorrido durante a concretagem, devido à falha de fixação dos painéis nos parafusos de ancoragem.



Figura 8.6 — Ruptura do concreto (ocorrida na fase inicial de endurecimento) devida à má fixação do painel. Nota-se que houve ruptura nos pontos de fixação (dois buracos maiores entre os elementos de vedação).

O meio mais eficaz para verificar a segurança no uso das fôrmas é manter uma equipe competente supervisionando a utilização das mesmas. Quando há necessidade, interesse ou dúvida, o calculista das fôrmas deve ser consultado quanto às hipóteses e cálculos efetuados.

A segurança das fôrmas engloba também a utilização e posicionamento adequado de passarelas, passadiços, acessos, escadas, guarda-corpo etc...

8.1.3 Economia

O planejamento para utilização das fôrmas deve ser adaptado à disposição da estrutura de concreto e também à sequência prática de construção. Alguns fatores que devem ser considerados são:

— capacidade do equipamento de produção, transporte e lançamento;
— juntas de construção;
— detalhes construtivos das fôrmas e facilidades de execução;
— reuso das fôrmas, duração do cimbramento e outros requisitos;
— tipo de acabamento;
— intempéries.

A economia na construção das fôrmas pode ser obtida através da análise dos seguintes aspectos:

— máxima reutilização e manutenção adequada;
— maneira econômica na construção da fôrma;
— sistema prático e simples para colocação e retirada das fôrmas.

O mínimo investimento para fôrmas pode ser obtido através da construção de um número mínimo de fôrmas, da padronização de detalhes construtivos, estruturais e arquitetônicos.

8.2 Materiais

A seleção dos materiais adequados para a confecção das fôrmas deve ser feita com bases econômicas considerando a segurança e a qualidade recomendadas.

Tem havido um grande crescimento na utilização das fôrmas pré-fabricadas, industrializadas. As fôrmas construídas em "tábuas corridas" têm uma utilização razoável nas regiões onde a mão-de-obra é de baixo custo. As fôrmas pré-fabricadas têm uma tendência de serem padronizadas gradativamente.

8.2.1 Madeira corrida

A madeira corrida é usada em grande quantidade, e nos mais variados tipos de fôrmas. A escolha pela utilização de madeira corrida é uma questão de disponibilidade no local e custo. Qualquer madeira que seja estruturalmente resistente pode ser usada para fôrmas, embora se dê preferências às madeiras de mais fácil manuseio (madeiras mais moles). Normalmente a parte estrutural da fôrma é feita com material mais duro e a parte de acabamento, com madeira mais leve.

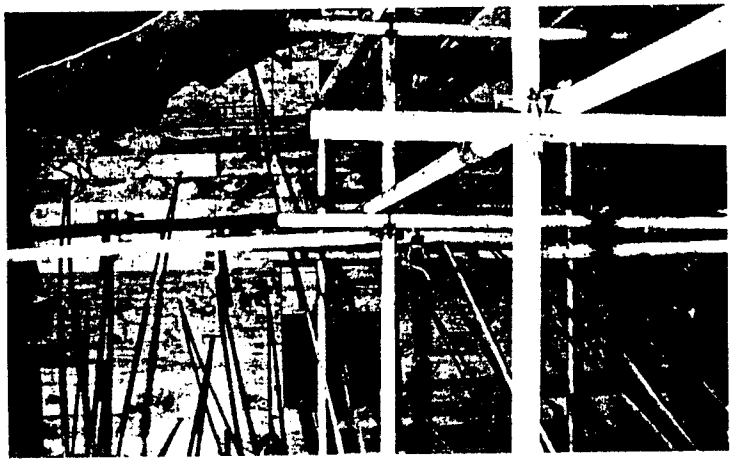


Figura 8.7 — Forma de madeira corrida montada com tábuas. Face moldante do fechamento de uma galeria em rocha. Observa-se ainda o escoramento intenso e as janelas (aberturas) para acompanhamento da colocação do concreto.

Quando o acabamento é importante, não se recomenda o uso de pranchas novas e usadas em um mesmo painel.

No comércio podem ser encontradas peças nas seguintes dimensões:

Nome	Dimensões Normais
Ripa	(1/2" x 2") = 12,7 mm x 50 mm
Tábua	(1" x 12") = 25 mm x 300 mm
Prancha	(2" x 12") = 50 mm x 300 mm
Sarrafo	(1" x 2") = 25 mm x 50 mm
Caibro	(3" x 3") = 76 mm x 76 mm
Travessa	(3" x 4 1/2") = 76 mm x 115 mm
Vigota	(3" x 6") = 76 mm x 150 mm
Couçeira	(3" x 9") = 76 mm x 230 mm

As tensões admissíveis das madeiras são, normalmente, consideradas com sendo 1/5 do valor médio obtido pelos ensaios (Nota 26).

Os valores normais para alguns tipos de madeira são:

Tipo	Compressão Paralela às fibras (ensaio) MPa	Compressão Paralela às fibras (admissível) MPa	Módulo de deformação MPa
Pinho-do-Paraná	27,0	5,4	10,5
Peroba-de-Campo	46,0	9,2	11,9
Peroba-Rosa	42,0	8,5	9,4
Ipê	66,0	13,2	15,0
Eucalipto Citriodora	66,5	13,3	16,5
Aroeira	75,0	15,0	15,0

8.2.2 Madeira compensada (laminada prensada)

O uso da madeira compensada tem tido um crescimento vertiginoso. Peças, com área relativamente grande, têm auxiliado, em muito, a elaboração de fôrmas. Esse material dá ao concreto um bom acabamento.

O compensado é formado por um certo número de lâminas de madeira, coladas e prensadas umas às outras sendo que as direções das fibras de lâminas sucessivas são perpendiculares entre si. As direções das lâminas externas são paralelas, para manter a estabilidade, e impedir o empenamento. A resistência da madeira compensada depende do número de lâminas e da direção de suas fibras em relação ao ponto de solicitação. A madeira compensada resiste mais quando a direção das fibras externas for perpendicular aos suportes de apoio.

Os compensados mais utilizados apresentam-se normalmente com o número de lâminas de 3, 5, 7, 9, 11 e com espessuras de 6 mm a 25 mm.

As tensões obtidas nos ensaios efetuados sobre amostras de madeira compensada de diversos fornecedores apresentam resultados bastante diferentes, devido a processos de fabricação, colagem, espessura de lâminas etc...

Alguns compensados podem, às vezes, ser tratados superficialmente por líquidos especiais, a fim de permitir um melhor acabamento da superfície do concreto.

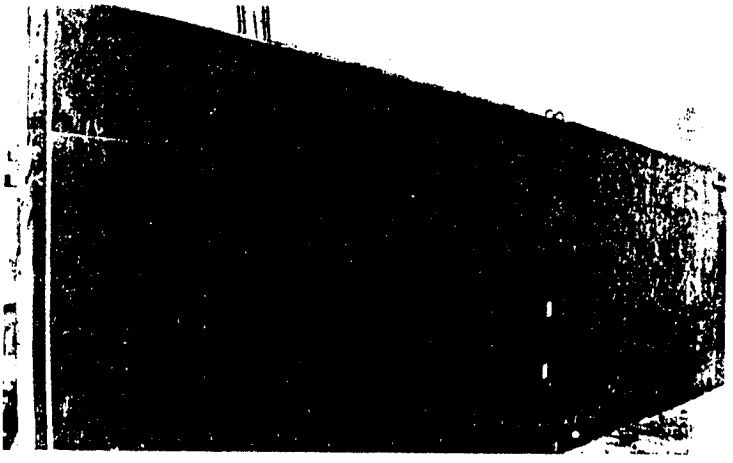


Figura 8.8 — Painel de fôrma, em madeira laminada prensada, de superfície resinada. Nota 26: ABNT-NB-11.

8.2.3 Aço

O aço tem sido um material bastante útil na fabricação de fôrmas, quer como painel em si, quer também como elemento estrutural, como mostram algumas figuras a seguir. Esse material também permite um bom acabamento da superfície moldada.

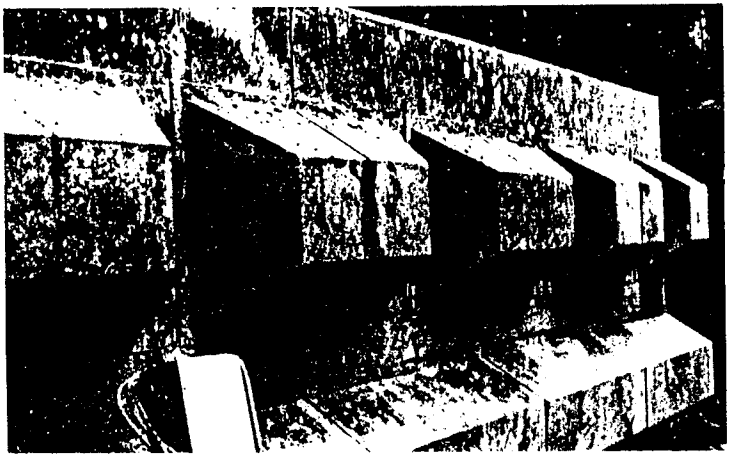


Figura 8.9 — Chapas de aço utilizadas como elemento moldante de fôrma.



Figura 8.10 — Berço-fôrma, em chapas metálicas, para moldagem de pré-moldados.

8.2.4 Metais leves

Alguns metais leves como as ligas de alumínio e o magnésio podem também ser usados como elementos das fôrmas. Devido ao alto custo inicial, embora possuam uma favorável relação resistência/peso, a utilização desses materiais é relativamente limitada. Esses materiais devem, também, sofrer certos tratamentos a fim de não serem atacados pelo concreto.



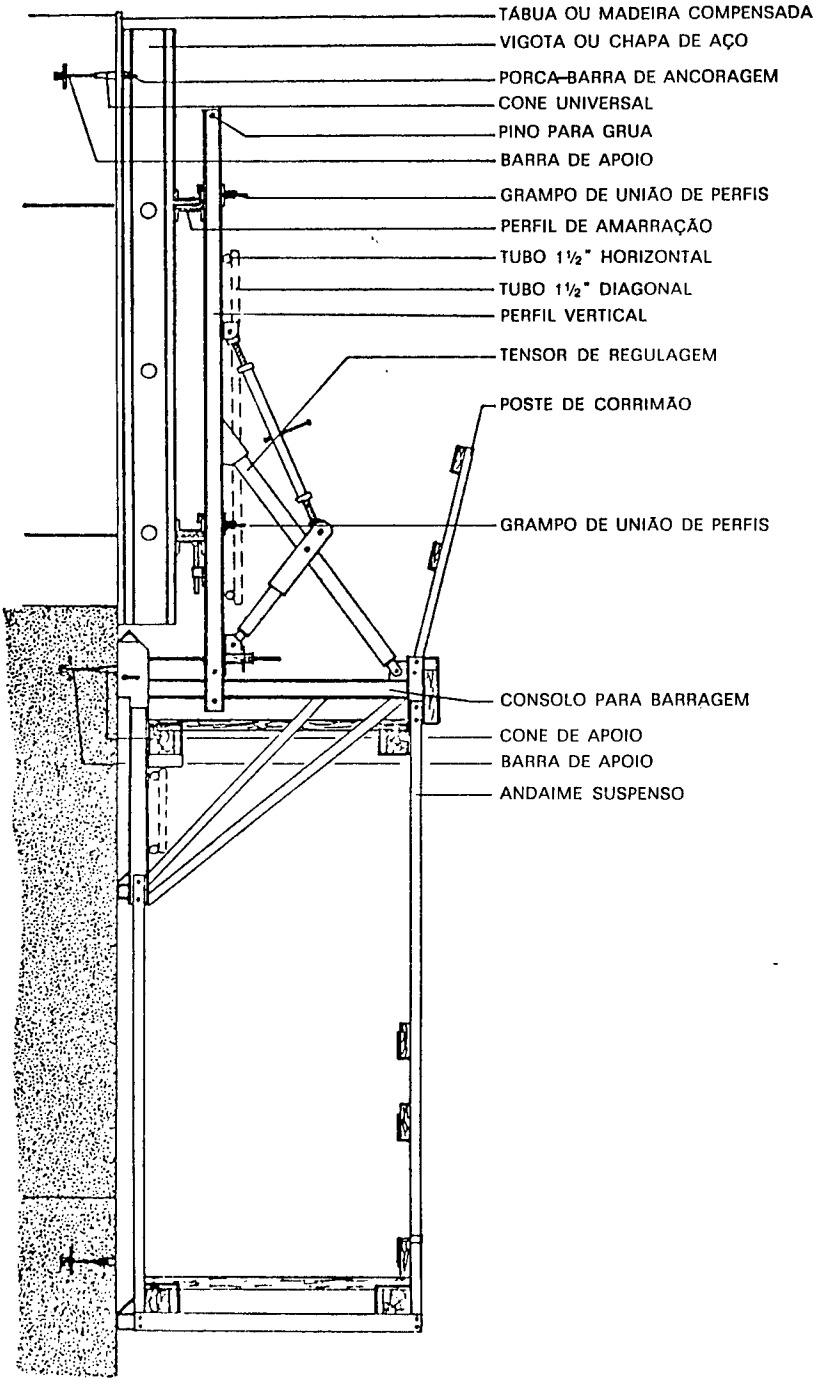
Figura 8.11 — Fôrmas metálicas em ligas leves.

8.2.5 Fibras de vidro e plásticos

O emprego de fibras de vidro e plásticos para a construção de fôrmas tem-se constituído em uma nova técnica para as construções de concreto. A sua utilização depende, também, da disponibilidade e custos dos materiais necessários para fabricação.

8.2.6 Elementos auxiliares

A figura 8.12 mostra alguns elementos auxiliares utilizados juntamente com as fôrmas.


TÁBUA OU MADEIRA COMPENSADA
VIGOTA OU CHAPA DE AÇO
PORCA-BARRA DE ANCORAGEM
CONE UNIVERSAL
PINO PARA GRUA
BARRA DE APOIO
GRAMPO DE UNIÃO DE PERFIS
PERFIL DE AMARRAÇÃO
TUBO 1½" HORIZONTAL
TUBO 1½" DIAGONAL
PERFIL VERTICAL
TENSOR DE REGULAGEM
POSTE DE CORRIMÃO
GRAMPO DE UNIÃO DE PERFIS
CONSOLO PARA BARRAGEM
CONE DE APOIO
BARRA DE APOIO
ANDAIME SUSPENSO

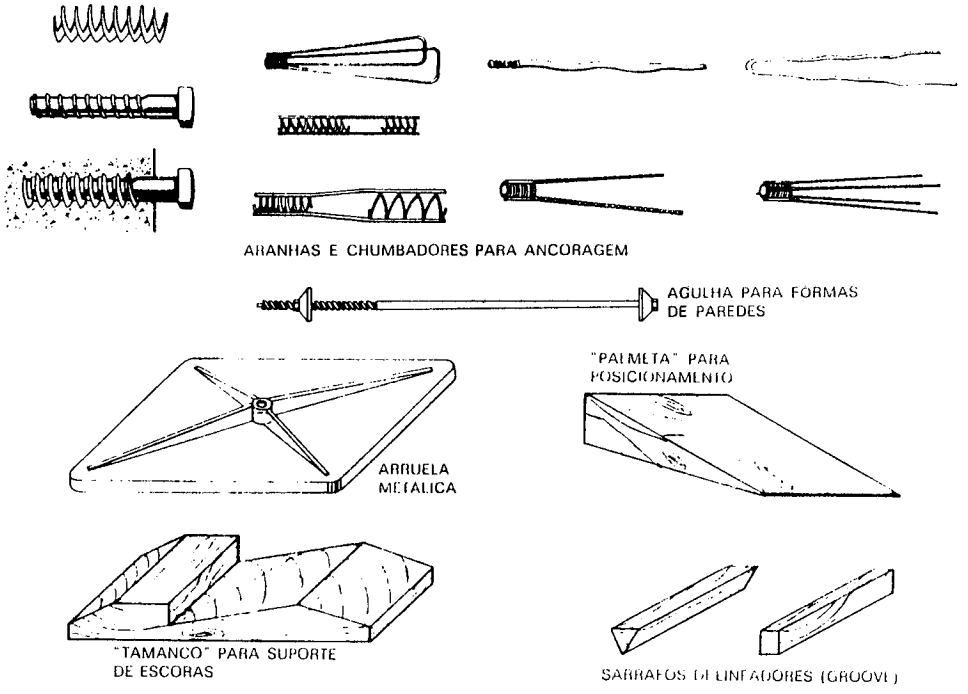


Figura 8.12 — Elementos auxiliares das fôrmas.

8.3 Condições de suporte

Como já foi comentado anteriormente, a fôrma para concreto deve suportar cargas verticais e laterais que sejam aplicadas, até que o concreto tenha condição de suportá-las. As cargas sobre as fôrmas incluem o peso da armadura, o peso do concreto fresco, peso próprio das fôrmas e outras cargas móveis e acidentais que podem surgir durante o processo de construção.

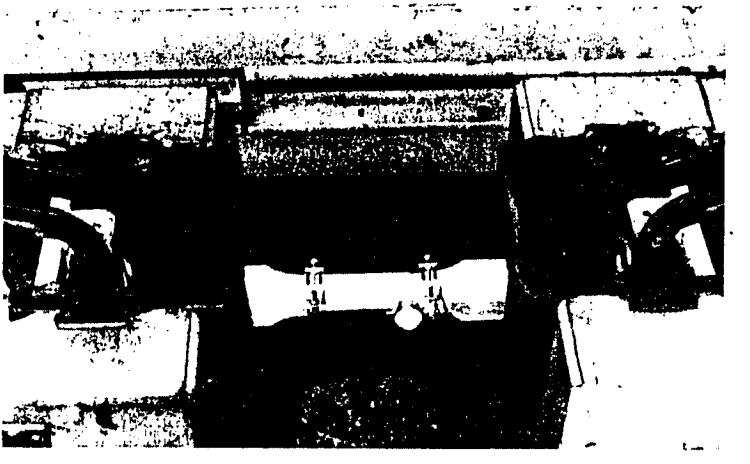


Figura 8.13 — Ensaio de tração, paralela às fibras, em madeira, com determinação dos alongamentos para determinação do módulo de deformação e resistência à ruptura por tração.

É conveniente, entretanto, que os elementos resistentes das fôrmas sejam verificados através de ensaios e provas de carga.

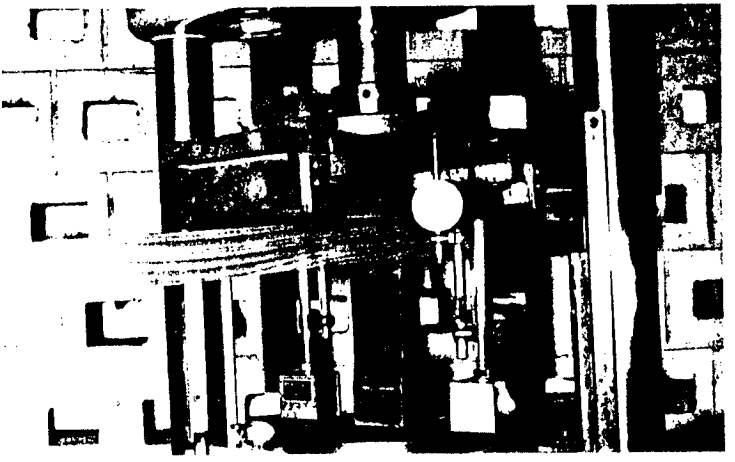


Figura 8.14 — Ensaio de flexão, normal às fibras, em madeira.

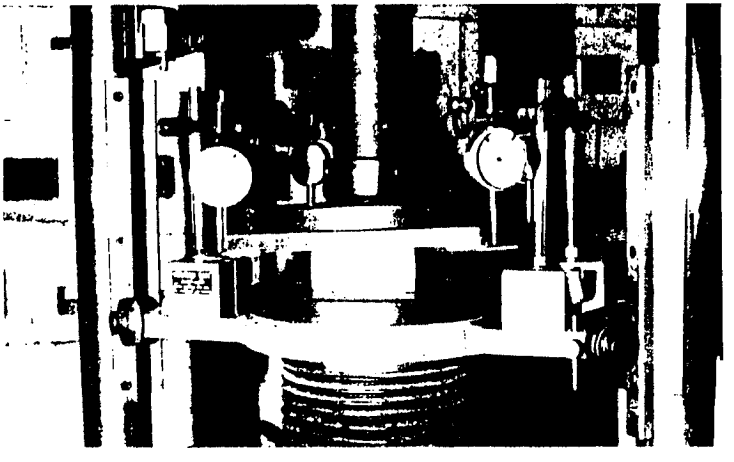


Figura 8.15 — Ensaio de compressão normal às fibras.

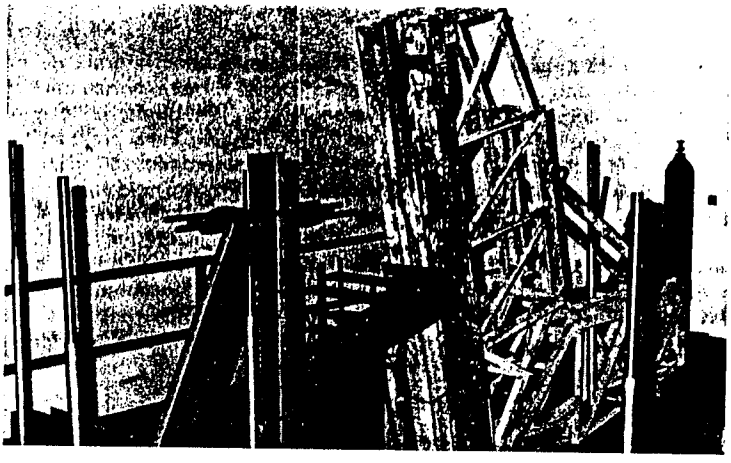


Figura 8.16 — Prova de carga em elemento suporte (treliçado) metálico, para atuar como fôrma de mísulas.

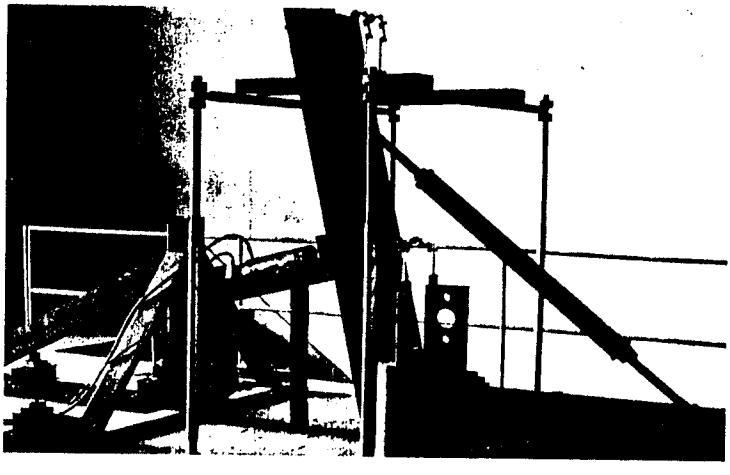


Figura 8.17 — Prova de carga em suporte metálico (viga metálica) de fôrma.

8.3.1 Cargas verticais

As cargas verticais incluem o peso da armadura e do concreto, juntamente com o da fôrma que é considerada como peso morto e ainda as cargas móveis (equipamentos e operários). O peso do concreto armado a ser suportado pela fôrma é considerado como 250 kN/m^3. O peso da fôrma varia dependendo dos materiais usados. Para o cálculo correto devem, ainda, ser computados as cargas móveis e os coeficientes de segurança indicados pelas normas.

8.3.2 Cargas laterais

As cargas aplicadas pelo concreto fresco, contra as fôrmas laterais de muros, vigas e pilares, diferem das cargas verticais aplicadas sobre fôrmas horizontais. O concreto fresco, recém-lançado, comporta-se temporariamente com um fluido, aplicando uma pressão hidrostática que atua, tranversalmente, na fôrma vertical. Essa pressão transversal é comparável à altura da coluna líquida de concreto (considerando 250 kN/m³), até o período da pega do concreto. Com uma velocidade de lançamento adequada, o concreto no fundo da fôrma inicia o processo de endurecimento e a pressão transversal é inferior àquela que se considerou inicialmente. A pressão transversal efetiva é influenciada pelo peso, velocidade de lançamento, temperatura do concreto, trabalhabilidade, a utilização ou não de aditivos, efeito da vibração ou outros métodos de adensamento.

A comissão 347 do ACI (Nota 27) recomenda, com algumas ressalvas, as seguintes expressões para cálculo da pressão transversal em forma de muros, paredes e pilares:

$$P_{máx} = 73{,}2 + \frac{7200{,}0\ R}{9\ T + 160} \quad \text{para } R \leq 2{,}25 \text{ m/h}$$

TEMPERATURA (°C) / VELOCIDADE = R (m/h)	PRESSÃO MÁXIMA — PMÁX MPa . 1000					
	5	10	15	20	25	30
0,25	161,0	145,2	134,2	126,1	120,0	115,1
0,50	248,8	217,2	195,2	179,1	166,7	156,9
0,75	336,6	289,2	256,2	232,0	213,4	198,8
1,00	424,4	361,2	317,3	285,0	260,2	240,6
1,50	623,0	505,2	439,3	390,9	353,7	324,3
2,25	863,4	721,2	622,4	549,7	494,0	449,9

$$P_{máx} = 73{,}2 + \frac{106000{,}0 + 22400{,}0\ R}{9\ T + 160} \quad \text{para } R > 2{,}25 \text{ m/h}$$

TEMPERATURA (°C) / VELOCIDADE = R (m/h)	PRESSÃO MÁXIMA — PMÁX MPa . 1000					
	5	10	15	20	25	30
2,50	863,4	721,2	622,4	549,7	494,0	449,9
3,00	918,1	766,0	660,2	582,7	523,1	476,0
4,00	1027,4	855,6	736,1	648,6	581,3	528,1
5,00	1136,7	945,2	812,0	714,5	639,5	580,2
6,00	1246,0	1034,8	887,9	780,4	697,7	632,3

sendo que:
Pmáx. = pressão máxima em MPa;
R = velocidade de lançamento (m/hora);
T = temperatura do concreto °C.

8.4 Tipos de fôrmas

O interesse deste item é a familiarização com certos nomes e definições. Todas as fôrmas e painéis podem ser enquadrados em quatro tipos básicos:

— fôrmas fixas;
— fôrmas temporiamente fixas;
— fôrmas deslizantes, e
— fôrmas especiais.

A figura 8.18 mostra uma situação onde vários tipos de fôrma são utilizados.

Nota 27: American Concrete Institute.

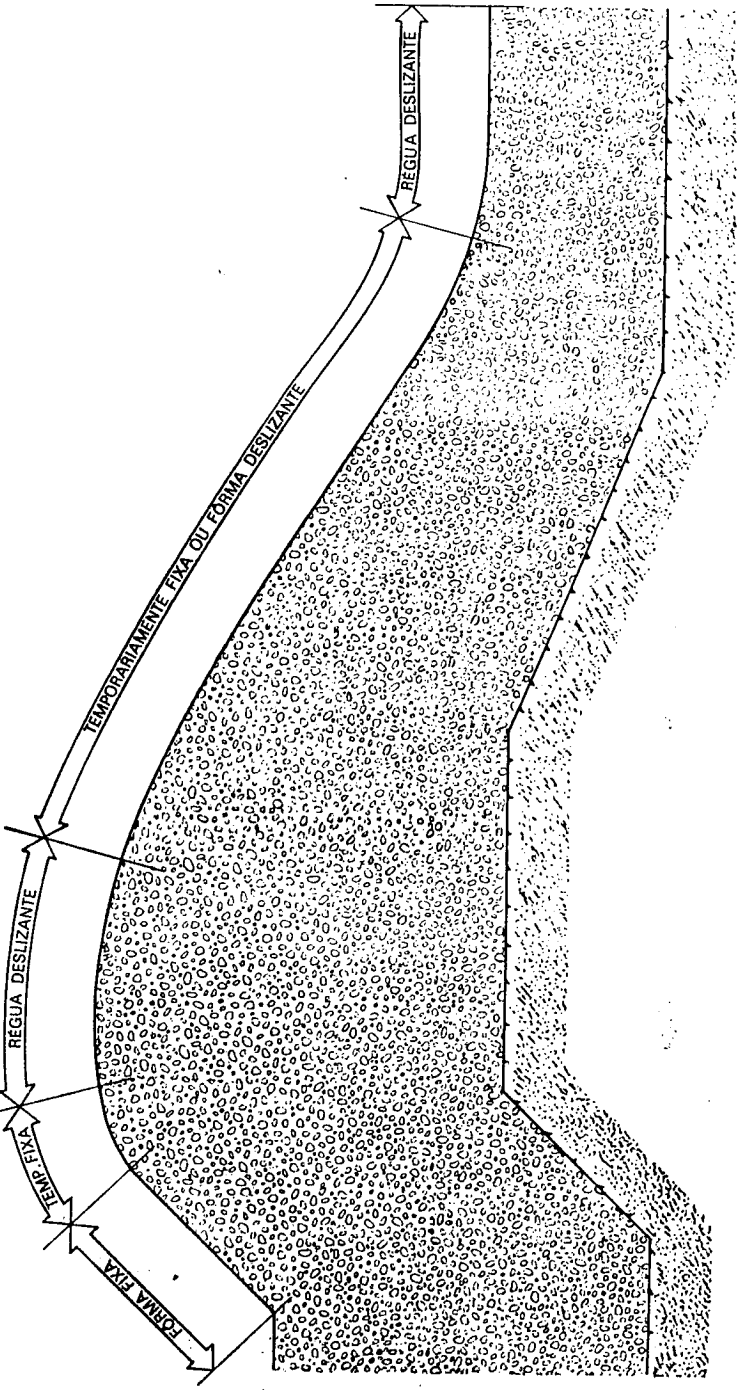


Figura 8.18 — Ilustração esquemática da utilização de vários tipos de fôrma para concretagem de soleira de vertedouro.

8.4.1 Fôrmas fixas

São painéis que constam da fôrma propriamente dita e da parte resistente onde são fixados os parafusos, tirantes esticadores, escoras etc... Essas fôrmas são moduladas, com relação ao plano de concretagem adotado. Geralmente constam de quatro parafusos que permitem a fixação e a mobilização do painel. Os dois parafusos inferiores são rosqueados nas ancoragens deixadas no concreto anteriormente lançado. Os dois parafusos superiores fixam as ancoragens que ficam embutidas no concreto a fim de permitir o posicionamento dos dois parafusos inferiores no próximo avanço do painel, como é mostrado na figura 8.21.

A superposição da parte inferior da fôrma, sobre a parte superior da camada concretada deve ser a mínima possível (< 3 cm). Isto porque ao se aumentar a área de contato da fôrma, aumentar-se-á também a probabilidade de se encontrar irregularidades no concreto, prejudicando dessa forma a vedação da fôrma na sua parte inferior. Obedecendo o mesmo conceito, o contato entre os painéis deve abranger a menor área possível.

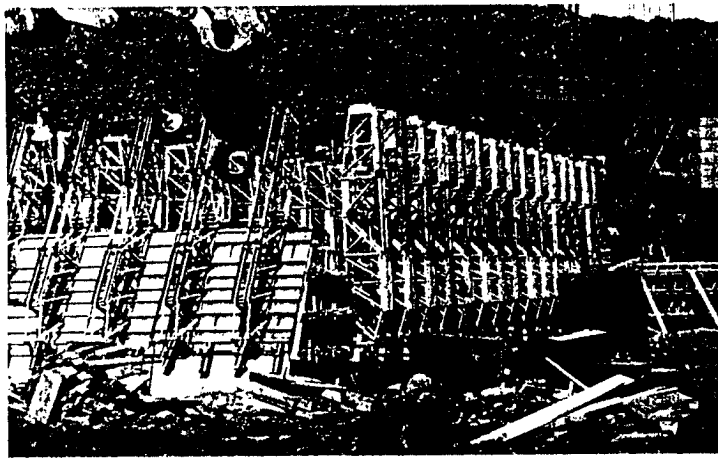


Figura 8 19 — Fôrma fixa com montantes treliçados e painéis de madeira utilizados nas camadas iniciais de concretagem.

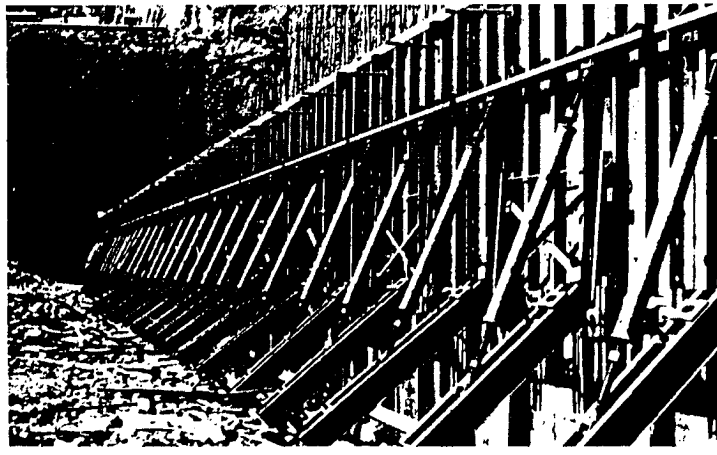


Figura 8 20 — Painéis metálicos com montantes articulados utilizados como fôrmas em arranques.

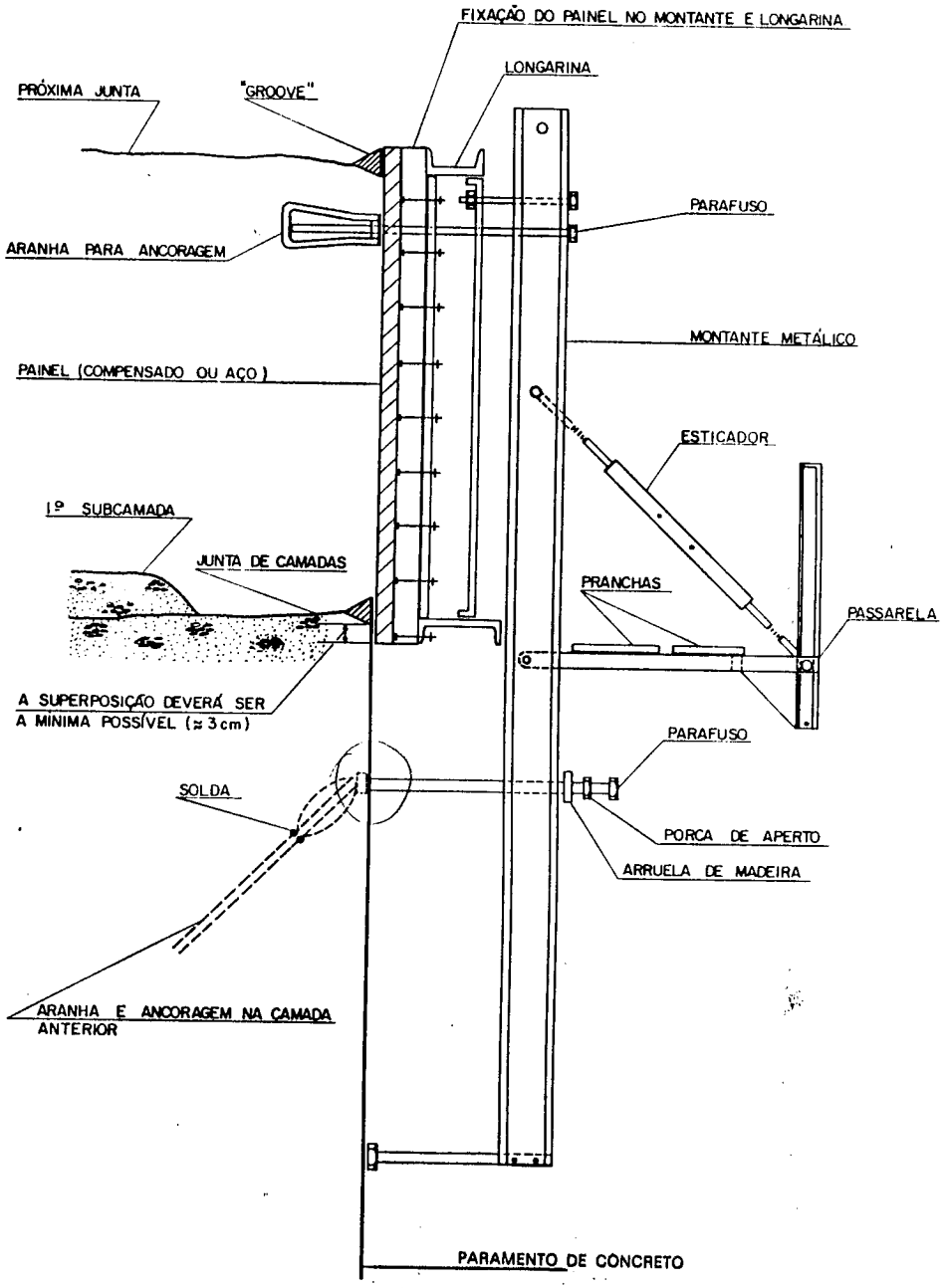


Figura 8.21 — Fôrma fixa.



Figura 8 22 — Fixação de fôrmas fixas.

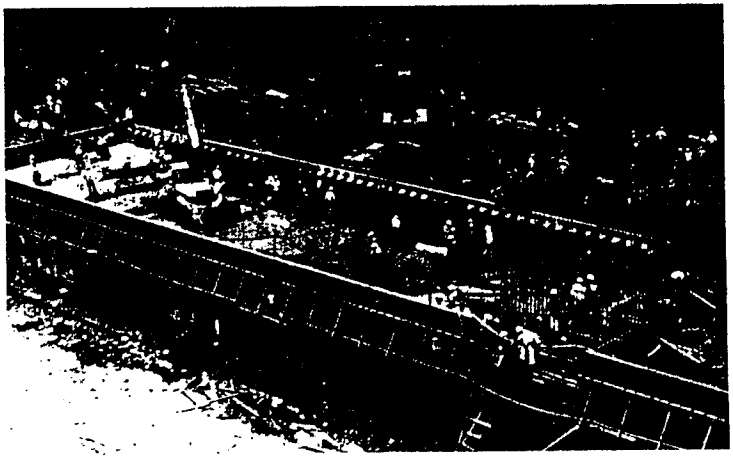


Figura 8.23 — Vista de um bloco enformado com fôrmas fixas metálicas (notam-se as "almofadas" da parte interna).

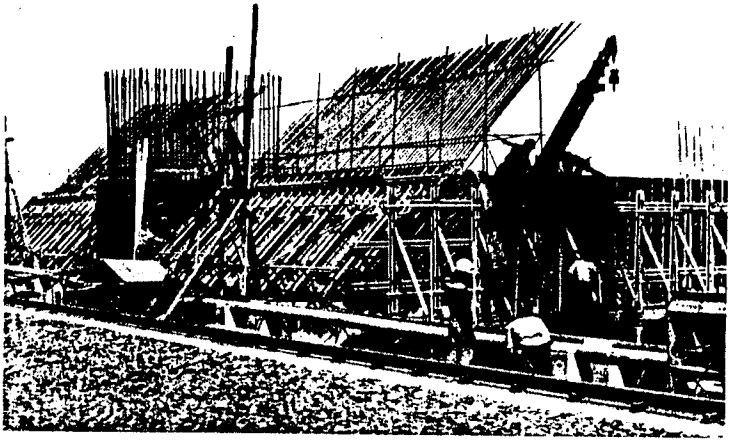


Figura 8.25 — Painéis fixos em arranque inclinado.

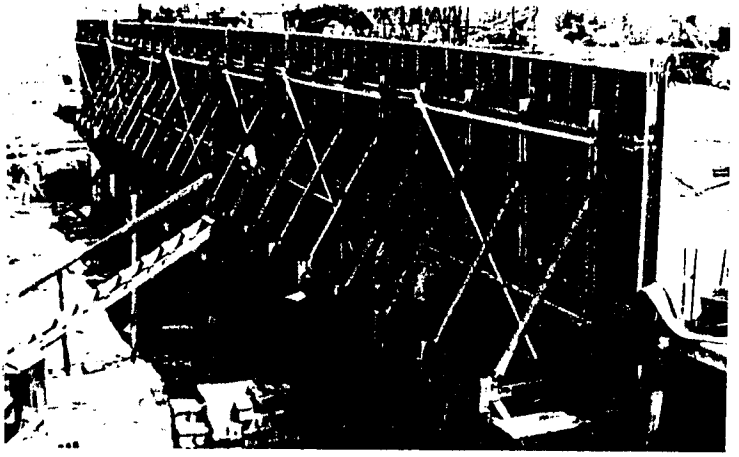


Figura 8.24 — Fôrma fixa com painéis de madeira e montantes metálicos.

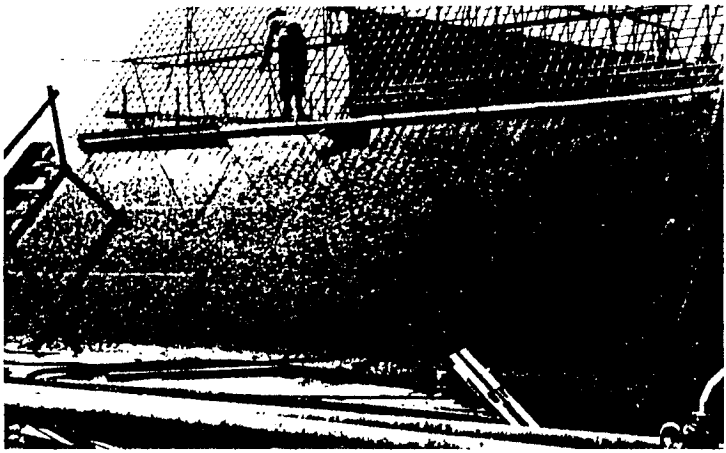


Figura 8.26 — Vista de uma superfície de concreto moldada com fôrma fixa (ver figura 8.25).

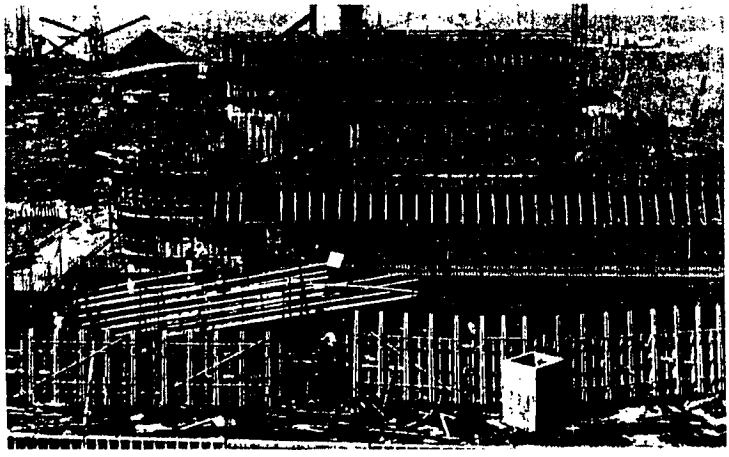


Figura 8.27 — Vista de estruturas (pilares do vertedouro) sendo moldadas com fôrmas fixas de painéis de madeira compensada e montantes metálicos.



Figura 8.28 — Painéis fixos de madeira compensada e vigotas de madeira, utilizados em regiões com muitos "recortes".

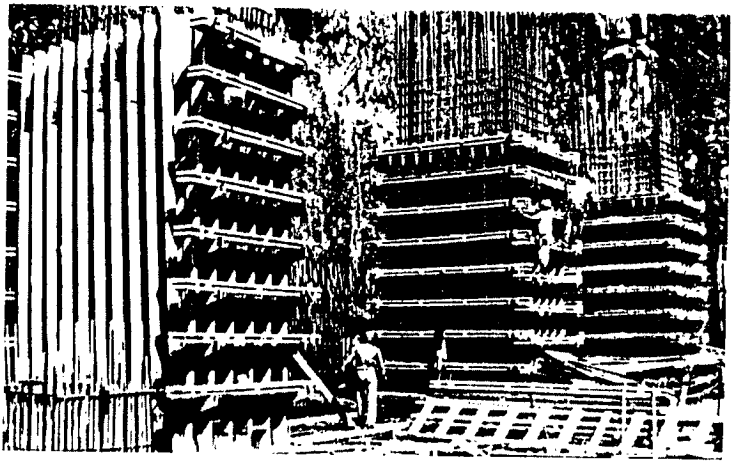


Figura 8.29 — Painéis fixos de madeira compensada com estrutura também de madeira, para moldagem de pilares.

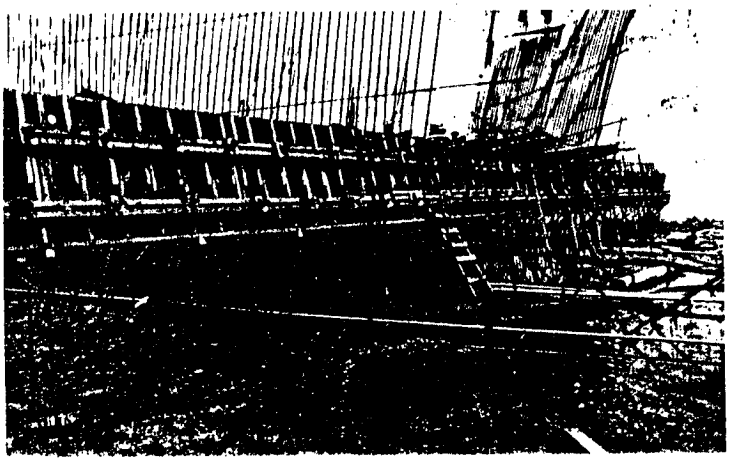


Figura 8.30 — Fôrma fixa "aérea" de madeira. Denominada "aérea" pela sua posição suspensa na camada a ser concretada. Necessita de um conjunto de fixação e suportes bem planejados.

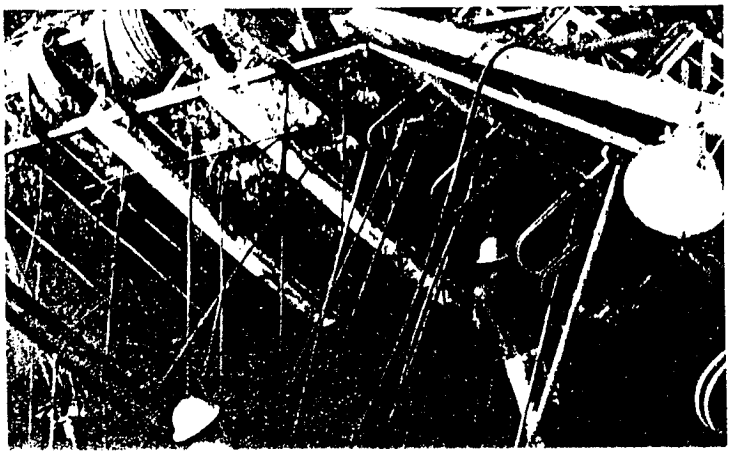


Figura 8.31 — Vista da face interna de uma região enformada, notando-se o sistema de fixação e escoramento (aranhas, escoras, esticadores, tamancos) das fôrmas, a fixação dos elementos de vedação (mata-juntas), drenos, e os sarrafos delineadores de cota.



Figura 8.28 — Painéis fixos de madeira compensada e vigotas de madeira, utilizados em regiões com muitos "recortes".

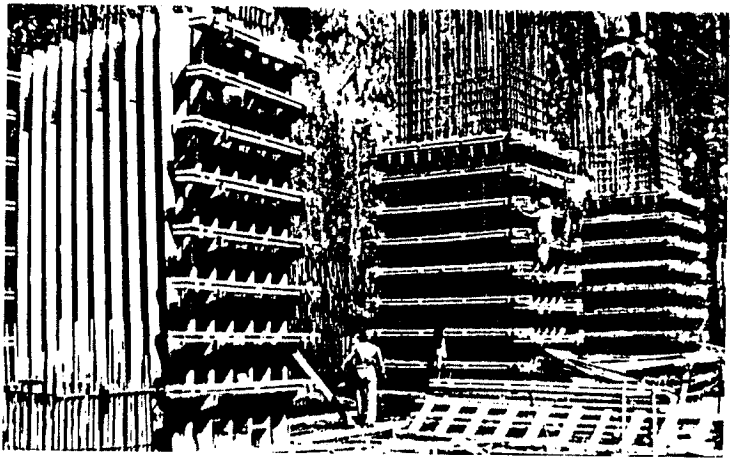


Figura 8.29 — Painéis fixos de madeira compensada com estrutura também de madeira, para moldagem de pilares.

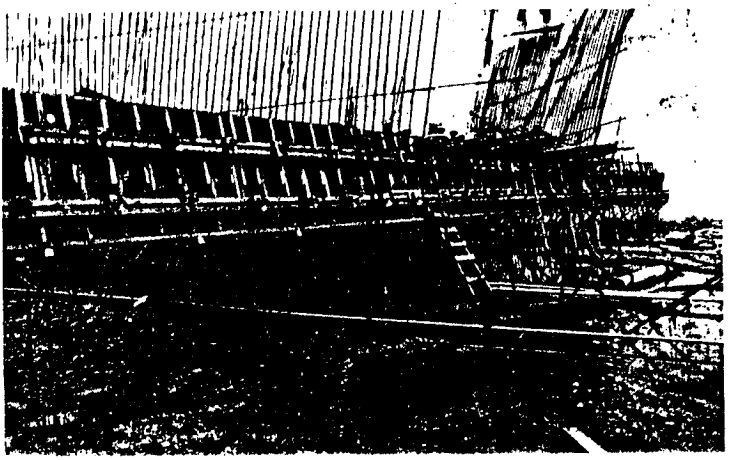


Figura 8.30 — Fôrma fixa "aérea" de madeira. Denominada "aérea" pela sua posição suspensa na camada a ser concretada. Necessita de um conjunto de fixação e suportes bem planejados.

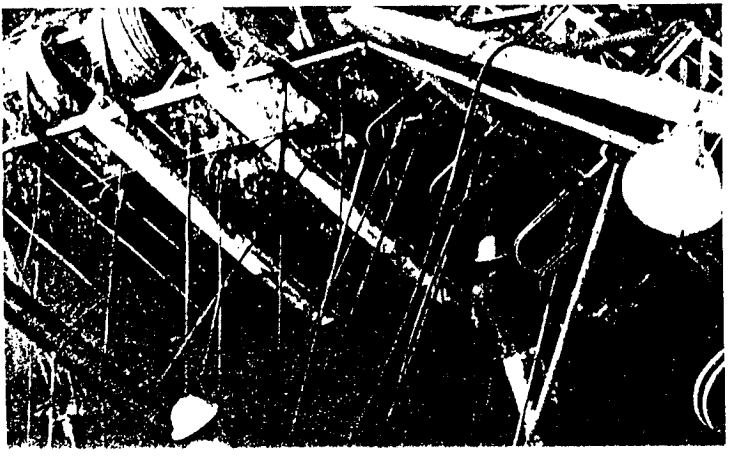


Figura 8.31 — Vista da face interna de uma região enformada, notando-se o sistema de fixação e escoramento (aranhas, escoras, esticadores, tamancos) das fôrmas, a fixação dos elementos de vedação (mata-juntas), drenos, e os sarrafos delineadores de cota.

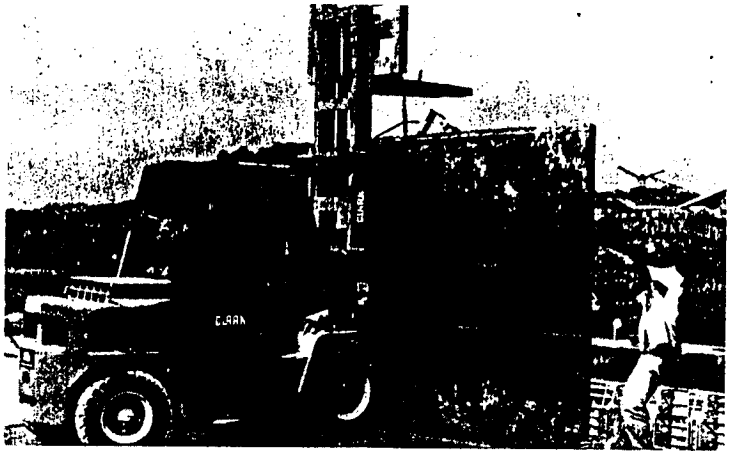


Figura 8.32 — Içamento, de fôrmas fixas, através de máquina empilhadeira.

8.4.2 Fôrmas temporariamente fixas

São constituídas por carreiras de painéis fixados em longarinas, os quais, através de avanços sucessivos vão cobrindo toda a área a ser concretada. Os painéis emolduradas se encaixam perfeitamente entre longarinas, cuja face inferior é a diretriz da superfície a ser concretada. As longarinas, que podem ser metálicas ou de madeira, são fixadas de modo a resistir ao peso da estrutura dos painéis, por meio de escoras, e absorver os efeitos da vibração, por meio de tirantes. A face inferior das longarinas e dos painéis deve ser perfeitamente coincidente a fim de que possam compor a fôrma propriamente dita. À medida que o concreto vai adquirindo condições de desforma os painéis vão sendo transladados e recolocados à frente, sem que haja interrupções. As longarinas obedecem também a mesma sequência.

As operações de retirada dos painéis inferiores devem ser comandadas com base em verificações iniciais levando em conta a temperatura de lançamento do concreto, temperatura ambiente e as características do concreto.

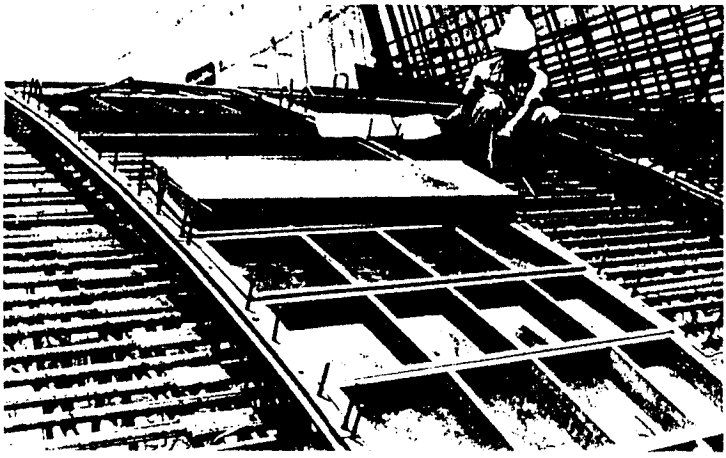


Figura 8 33 — Fôrmas temporariamente fixas, em painéis de madeira. Os painéis (caixotes) são presos às longarinas através de cantoneiras.

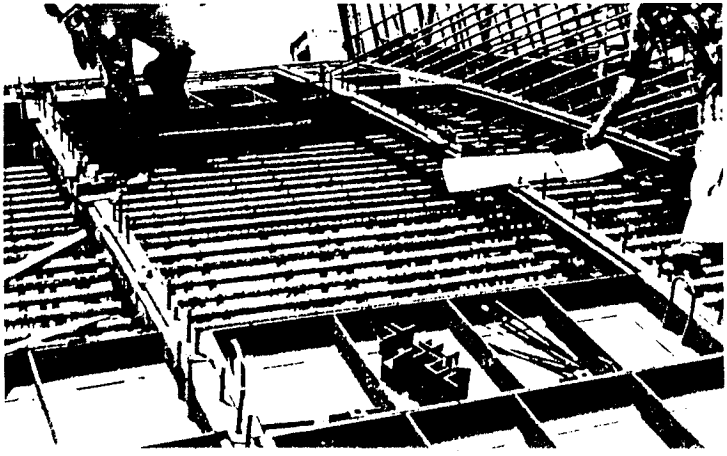


Figura 8 34 — Fôrmas temporariamente fixas com painéis metálicos, vendo-se também as cantoneiras de fixação às guias.



Figura 8.35 — Superfície de concreto em acabamento, enformada por painéis temporariamente fixos.

8.4.3 Fôrmas deslizantes

As fôrmas deslizantes mais comuns são as réguas horizontais, cuja parte inferior é constituída por uma chapa metálica lisa que compõe a fôrma propriamente dita. Esse tipo, normalmente conhecido como régua deslizante, se apóia sobre trilhos ou guias que constituem a diretriz da superfície a ser concretada. À medida que o concreto vai sendo adensado adiante da fôrma, esta vai sendo puxada por meio de tirantes, guinchos etc... Esse tipo de fôrma será visto no item que aborda lançamento do concreto. Modernamente há fôrmas deslizantes mais sofisticadas que possuem sistema de avanço hidráulico, e quando então é levado em consideração o "tempo de pega" do concreto como citado no item 8.4.2. Esses modelos são atualmente usados na construção de pilares, caixas d'água, silos e estruturas de barragens.

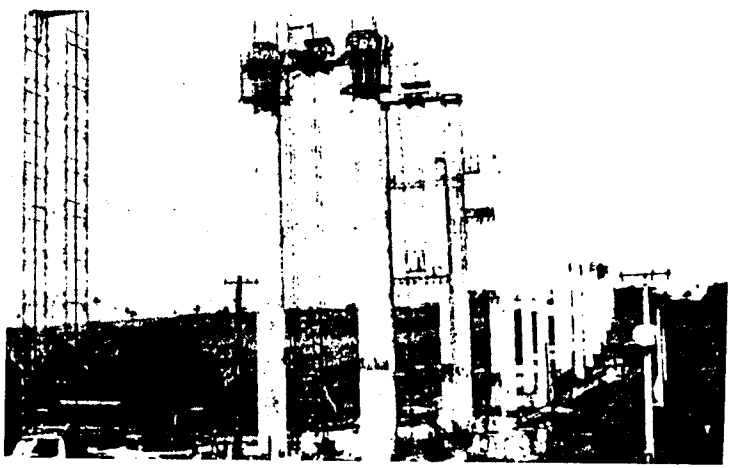


Figura 8.36 — Aplicação convencional de fôrma deslizante em concretagem de pilares de ponte.

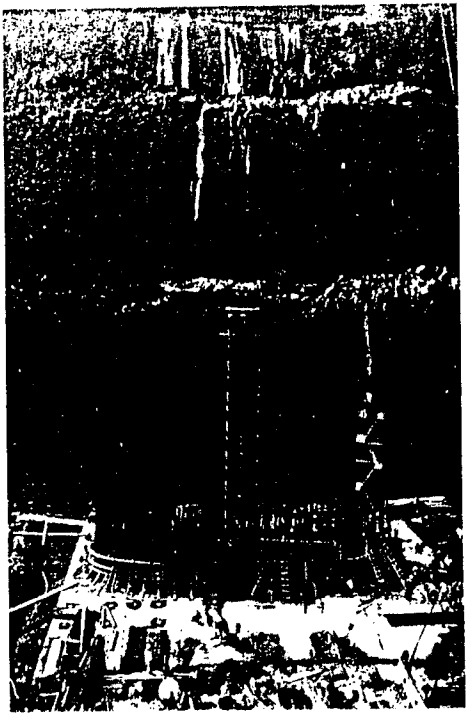


Figura 8.37 — Posição de início de deslizamento de fôrma, para pilares.

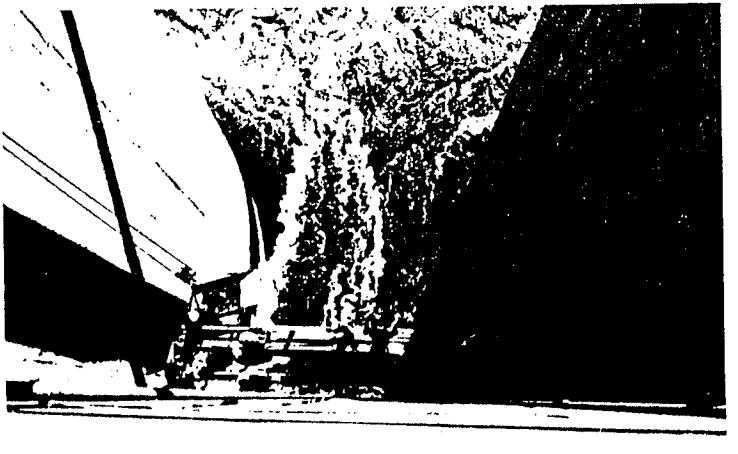


Figura 8.38 — Aplicação de fôrma deslizante na concretagem, em segundo estágio, de guia de "stop-log" em tomada d'água.

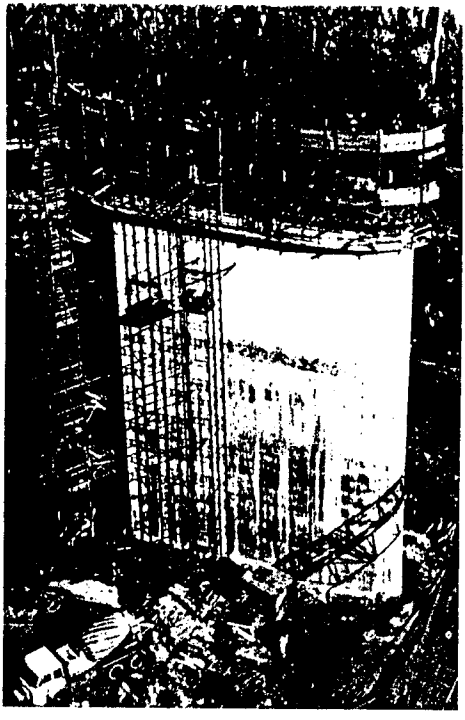


Figura 8.39 — Instante intermediário de deslizamento de fôrma durante a concretagem de um pilar (ver figura 8.37).

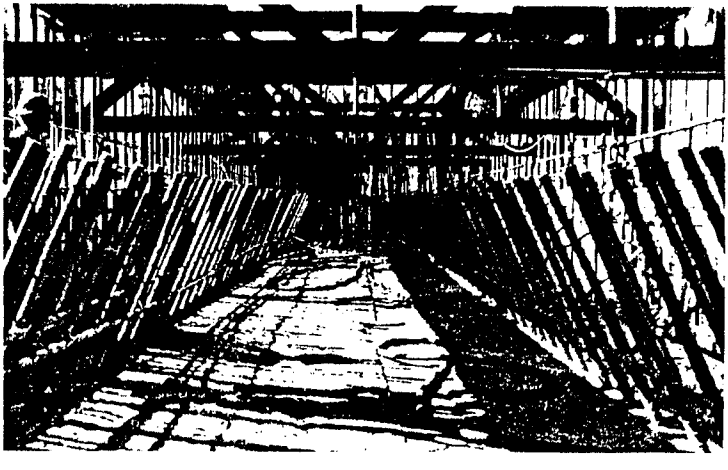


Figura 8.40 — Fôrmas deslizantes aplicadas para concretagem de pilares de adufa (Itaipu) com seção de 5,6 m x 50 m e altura de aproximadamente 20 m. Utilizado concreto pré-refrigerado a 7°C com agregado de diâmetro máximo de 76 mm.

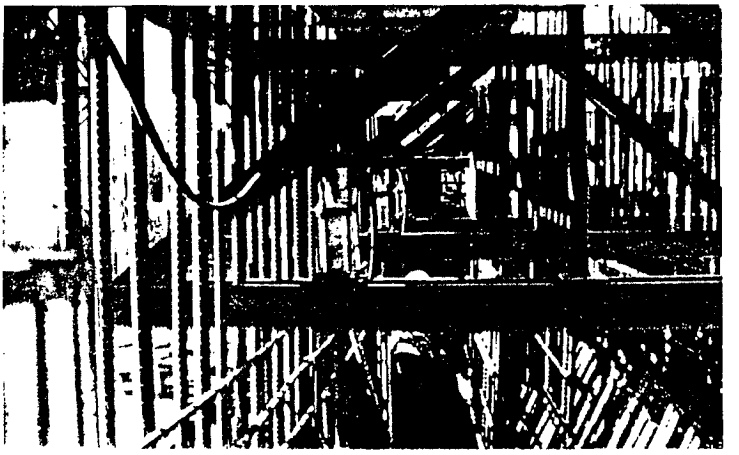


Figura 8.42 — Detalhe de funcionamento da fôrma citada na figura 8.40. Os painéis moldantes (1,1 m de altura) são fixados a um pórtico metálico nos quais posicionam-se os macacos hidráulicos, que içam as fôrmas através da ação de garras mordentes em "barrões" encamisados imersos no concreto.

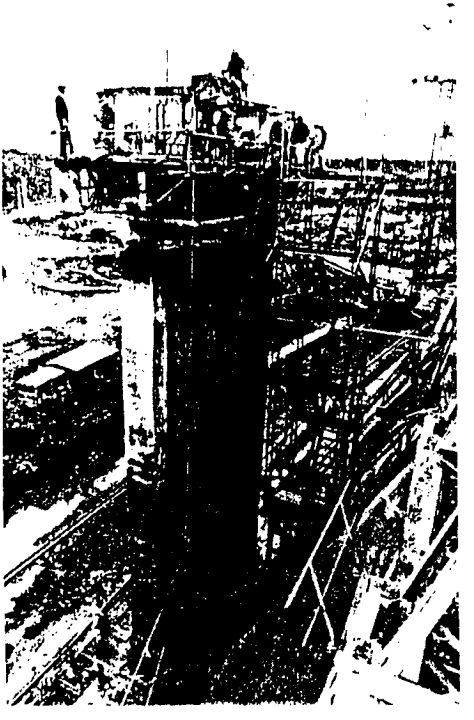


Figura 8.41 — Uso de fôrma deslizante em pilares de base para torres de linhas de transmissão.

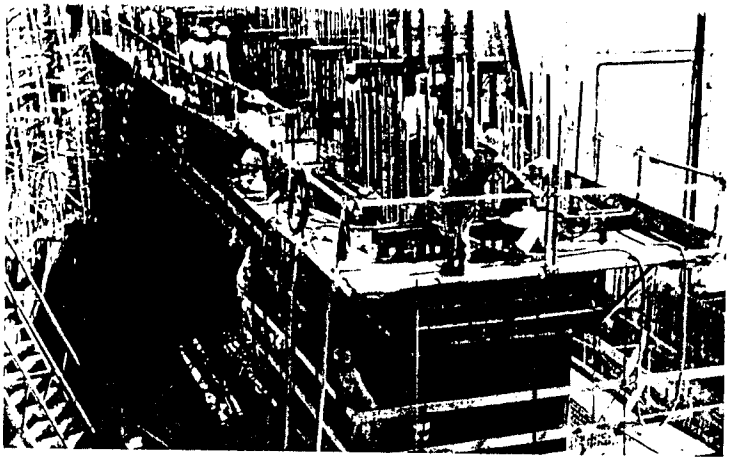


Figura 8.43 — Utilização de fôrma deslizante na concretagem de paredes. Nessa situação os barroes ficaram externos ao concreto.



Figura 8.44 — Barrões (ver figura 8.43) externamente fixados à parede de concreto, por meio de chapas.



Figura 8.45 — Fôrma deslizante aplicada em concretagem de contrafortes da casa de força (Itaipu).
Perímetro aproximado da fôrma = 600 m.
Concreto utilizado = fck_{28} = 280 kgf/cm².
Temperatura do concreto = 7°C.
Diâmetro máximo do agregado = 19 mm e 38 mm.
Processo de lançamento = bombas e caçambas acopladas a guindastes.



Figura 8.46 — Painéis moldantes (referentes às fôrmas da figura 8.45) revestidos com chapa metálica.



Figura 8.47 — Conjunto dos macacos e guias de deslizamento dos roletes das fôrmas deslizantes citadas nas figura 8.45.



Figura 8.48 — Deslizamento prematuro (referência figura 8.49) acarretando o desmoronamento do concreto sem ter atingido a pega.

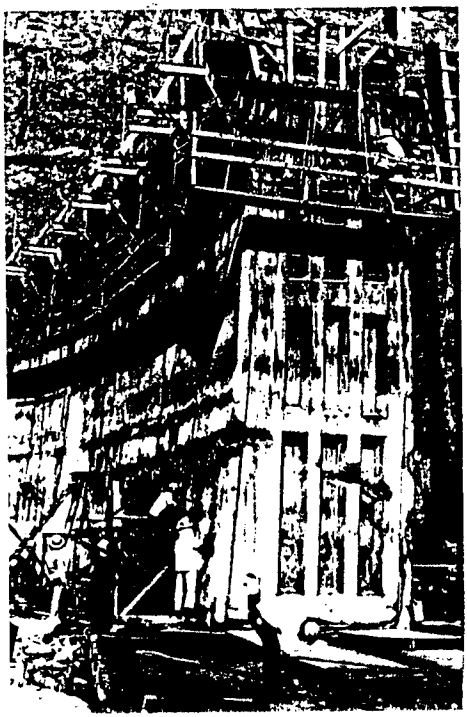


Figura 8.49 — Estrutura sendo concretada utilizando-se fôrma deslizante. Nota-se que além de possuir uma curvatura (no plano horizontal) possui uma inclinação em relação ao plano vertical, havendo dessa maneira necessidade de ajuste para a seção da fôrma, à medida que se desliza o conjunto. Notam-se os defeitos ocorridos durante a concretagem.



Figura 8.50 — Desmoronamento do concreto, devido à baixa temperatura do concreto e do ambiente, e o deslizamento rápido da fôrma. Temperatura do concreto – 7°C. Temperatura ambiente – 9°C.



Figura 8.52 — Desmoronamento do concreto, causado pelo deslizamento anterior à pega do concreto.



Figura 8.51 — Preparo da superfície, danificada no deslizamento, para o devido reparo. As fôrmas deslizantes devem ter imediatamente abaixo, uma plataforma para as operações de acabamento e reparos.

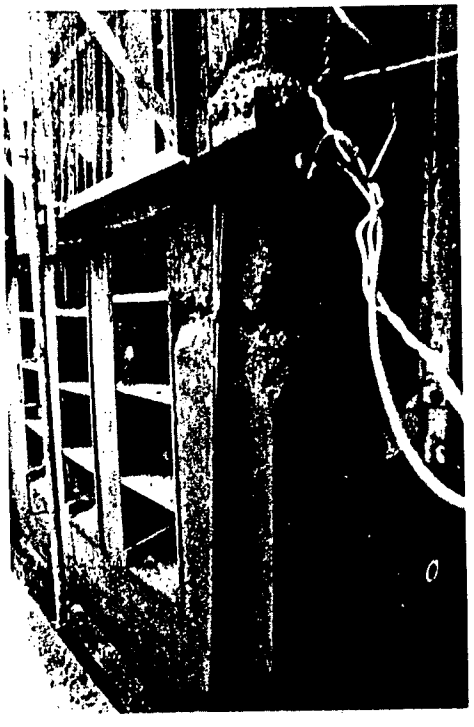


Figura 8 53 — Ruptura do concreto devido ao deslizamento e aperto para variação da seção (referência figura 8 49), processados inadequadamente sem se observar a pega do concreto.

8.4.4 Fôrmas especiais

São consideradas especiais, neste item, aquelas fôrmas que não se enquadram nas citações anteriores.

As figuras a seguir ilustram a utilização de fôrmas consideradas especiais.

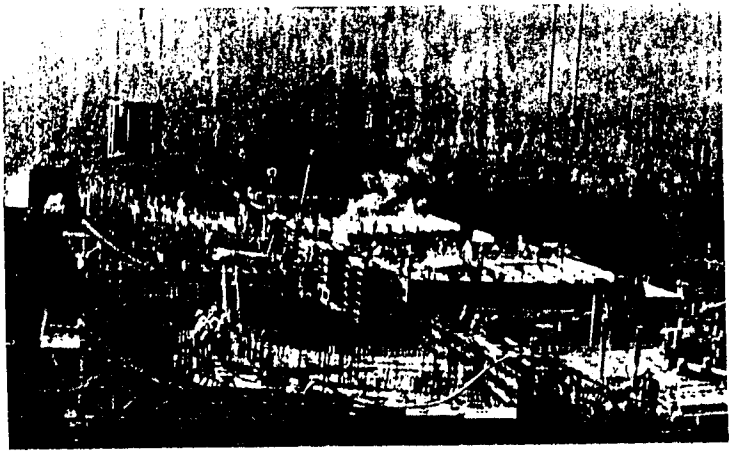


Figura 8.54 — Fôrma constituída por estrutura de madeira, sobre cimbramento tubular, e painéis em madeira compensada. Superfície curva de uma tomada d'água de adufa.

O preparo de formas para concreto constitui-se em uma atividade industrial requerendo um planejamento. Nas obras de grande porte é comum estabelecer uma área destinada à carpintaria com um planejamento e distribuição adequados.

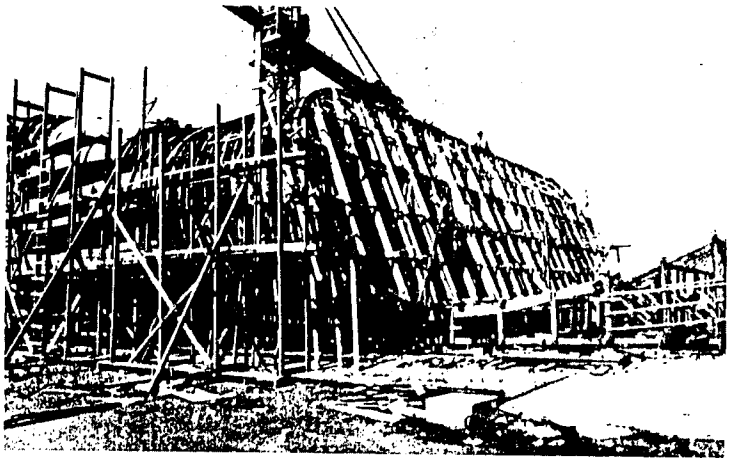


Figura 8.55 — Fabricação de fôrma para tubo de sucção da casa de força de hidrelétrica. A pré-montagem é feita em pátio, devidamente planejado. As dimensões do conjunto demonstram a grandiosidade da fôrma.

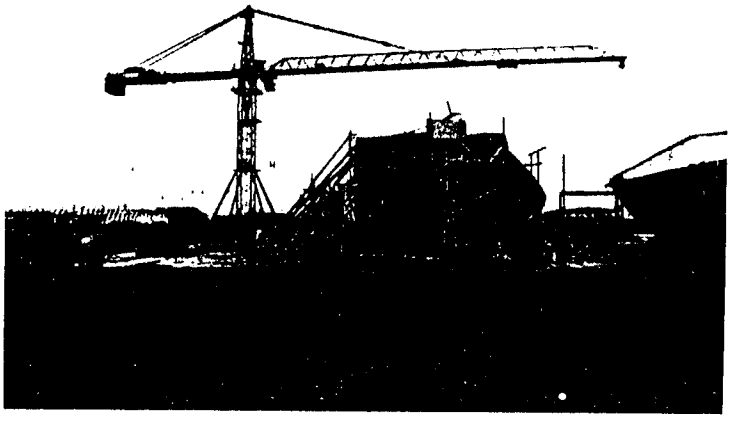


Figura 8.56 — Vista de uma prancheta de fabricaçao de fôrmas especiais de transição. As dimensoes desse tipo de fôrma exigem a utilizaçao de guindastes para o manuseio e estocagem.

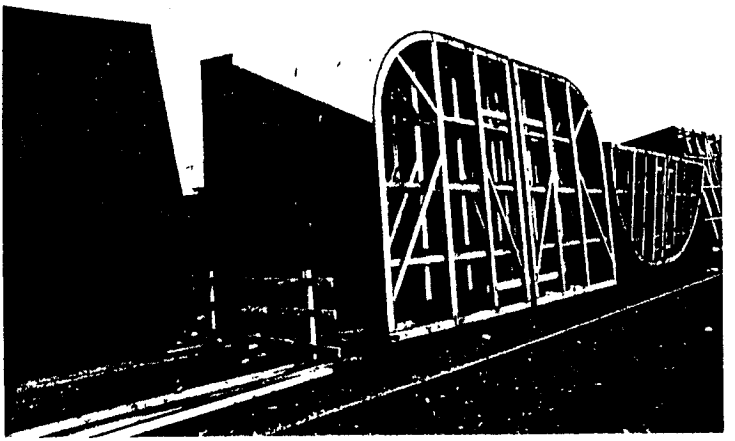


Figura 8.57 — Estocagem de fôrmas especiais de transição. Observa-se que as superfícies com pequeno raio de curvatura são revestidas com chapas metálicas delgadas, para dar o acabamento especificado.

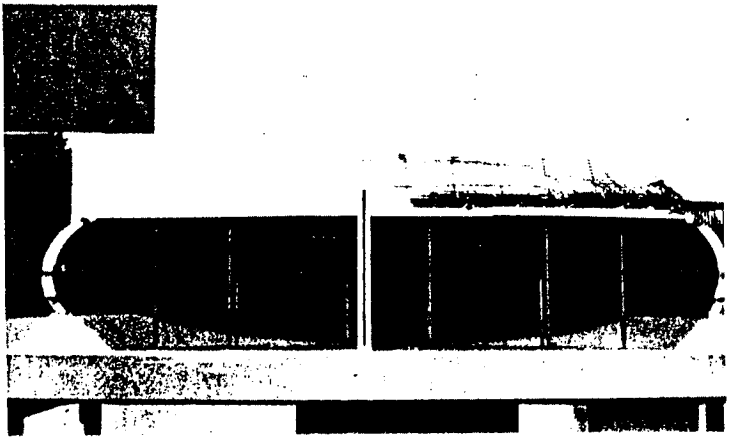


Figura 8.58 — Modelo (escala 1:20) de fôrma (metálica) de tubo de sucção. Avaliação das interferências com armadura (usina Tucuruí).

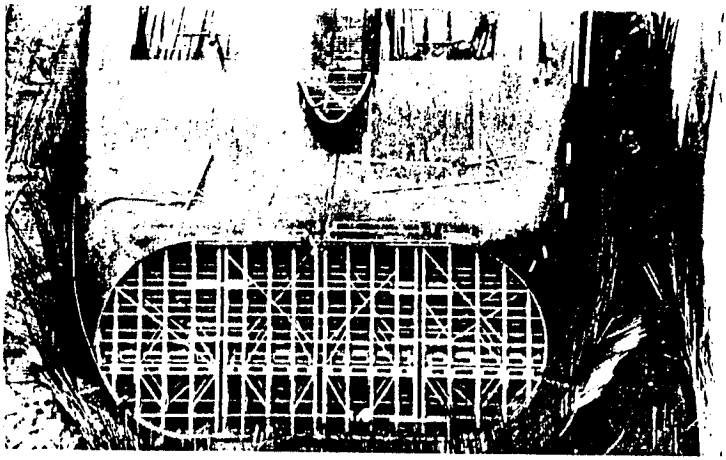


Figura 8 59 — Fase de término de montagem de forma de sucção.

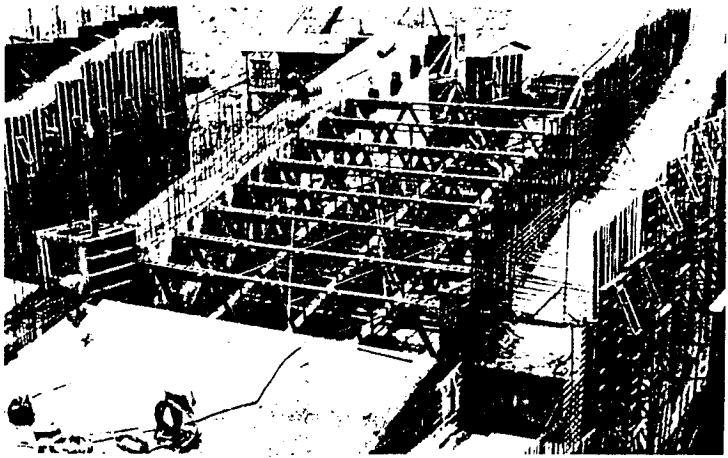


Figura 8 60 — Complemento do tubo de sucção feito com estrutura metálica treliçada, sobre a qual colocam-se os painéis de madeira compensada.

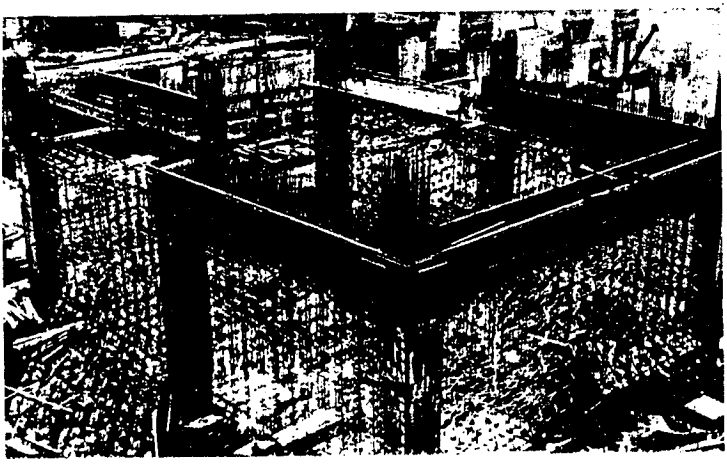


Figura 8.61 — Fôrma para vigamento de concreto, em painéis de madeira montados sobre escoramento tubular.

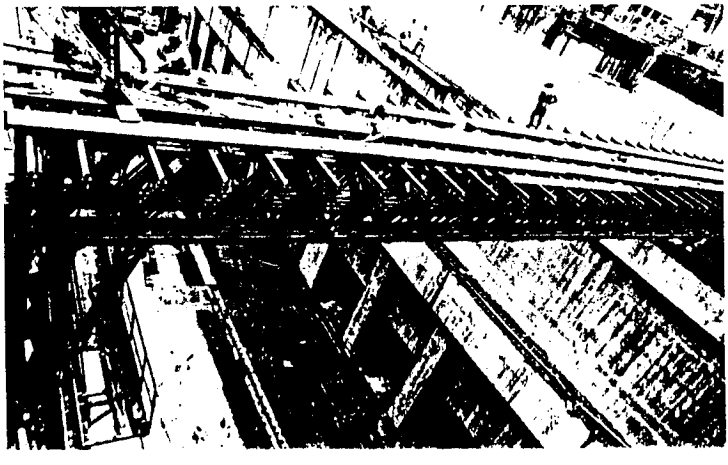


Figura 8.62 — Treliça metálica móvel (ver figura 8.63) para suporte de fôrma. Vão de 30 m.



Figura 8.63 — Mancais, de treliça metálica, apoiados sobre trilhamento. O montante junto à parede serve para posicionamento e elevação da treliça através de macacos hidráulicos, e o posterior alívio e descimbramento, apoiando-se novamente sobre o trilho para translação e reutilização.

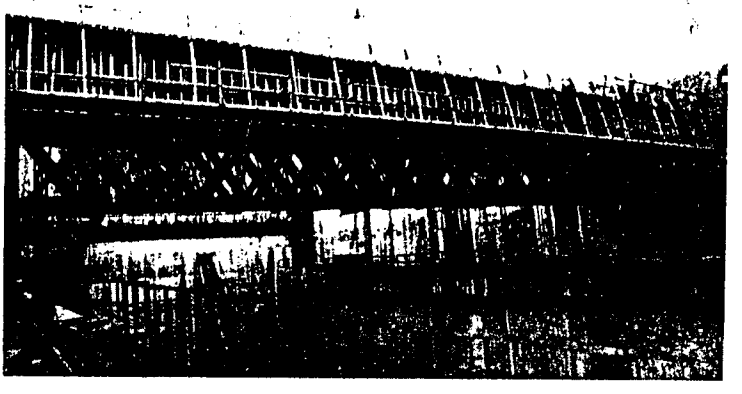


Figura 8.64 — Fôrma montada sobre a treliça metálica (ver figuras 8.62 e 8.63).

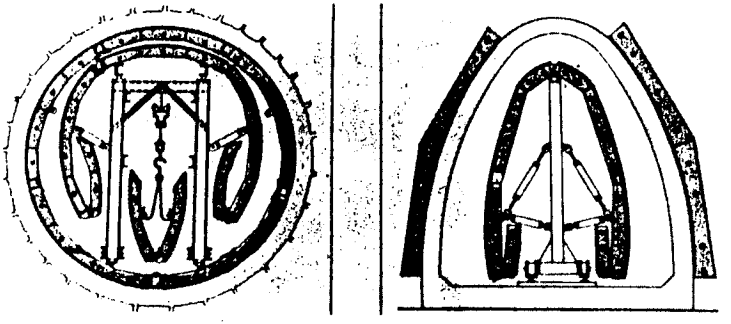


Figura 8.65 — Esquema de fôrma metálica articulada, normalmente usada para túneis, galerias, tabuleiro de pontes e pré-moldados.

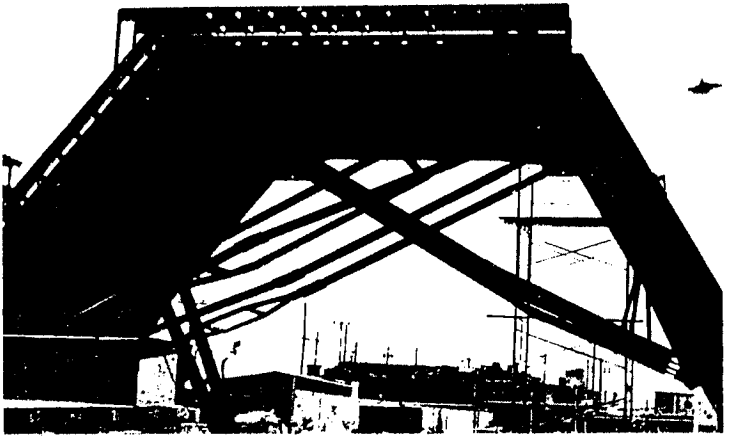


Figura 8.66 — Estrutura metálica articulada, para fôrmas de grandes dimensões.

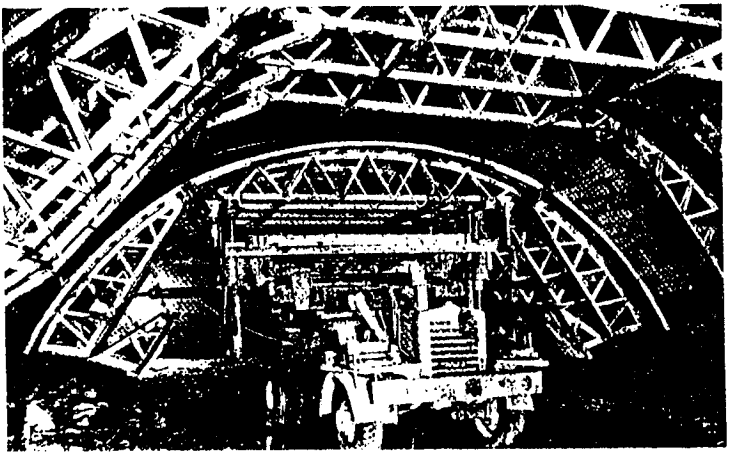


Figura 8.67 — Forma articulada, para túneis, transportada e montada através de caminhão.

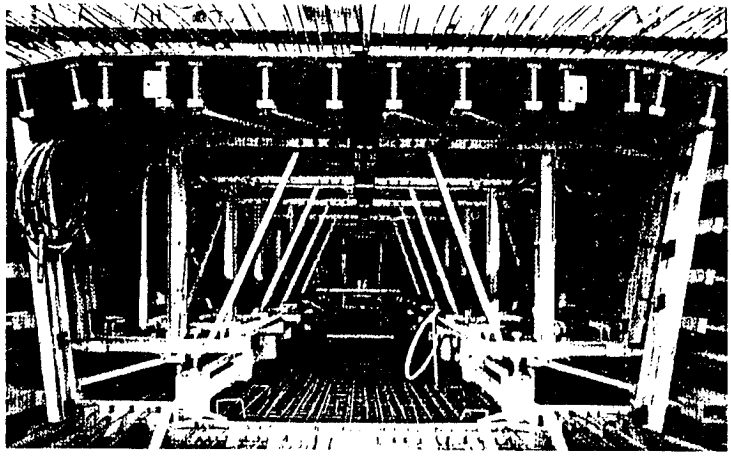


Figura 8.68 — Fôrma articulada para tabuleiro de pontes, montada sobre trilhos.



Figura 8.69 — Fôrma articulada para galerias, montada sobre trilhamento.

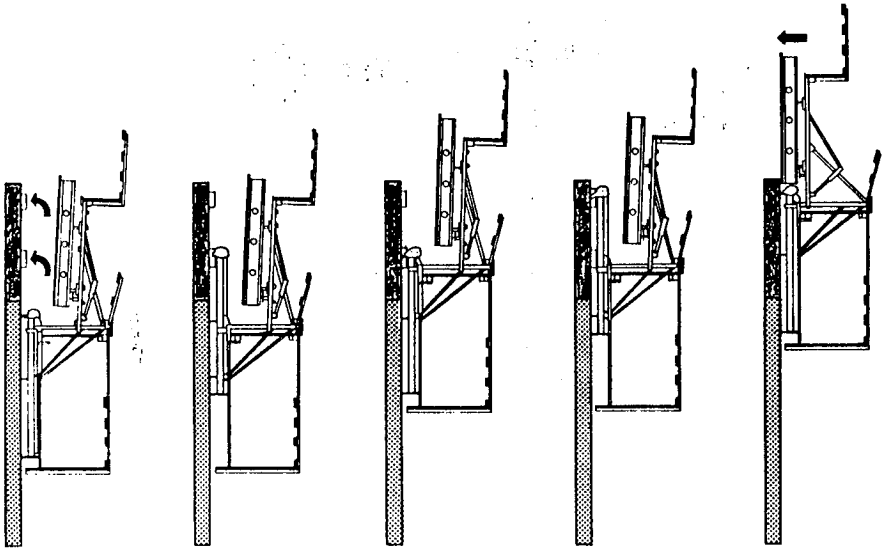


Figura 8.70 — Fôrma autoposicionavel (autotrepante). O conjunto é fixo na parte do concreto endurecido, através de sistema hidráulico ou mecânico. O painel moldante da nova camada é posicionado. Após a concretagem o posicionamento da parte inferior é novamente estabelecido.

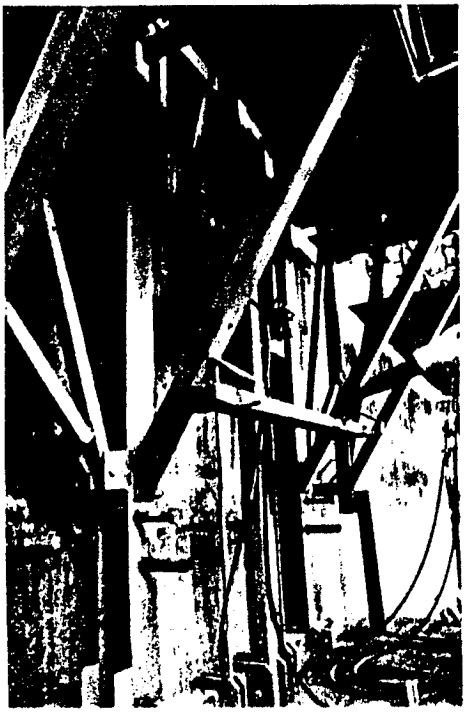


Figura 8.71 — Estrutura na posição inferior (ver figura 8.70).

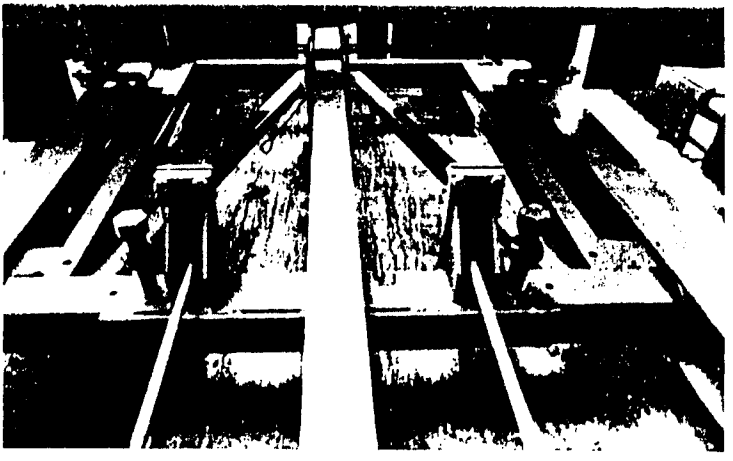


Figura 8.72 — Içamento da estrutura externa através da fixação da estrutura interna.

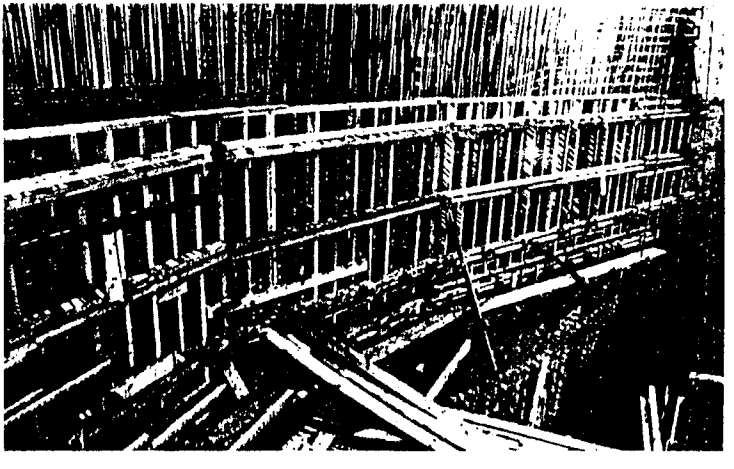


Figura 8.73 — Fôrma constituída por tela metálica expandida montada sobre montantes de vigotas de madeira, destinada à moldagem de regiões de envoltórios de equipamento, onde há necessidade de se deixar chumbadores passantes à fôrma.

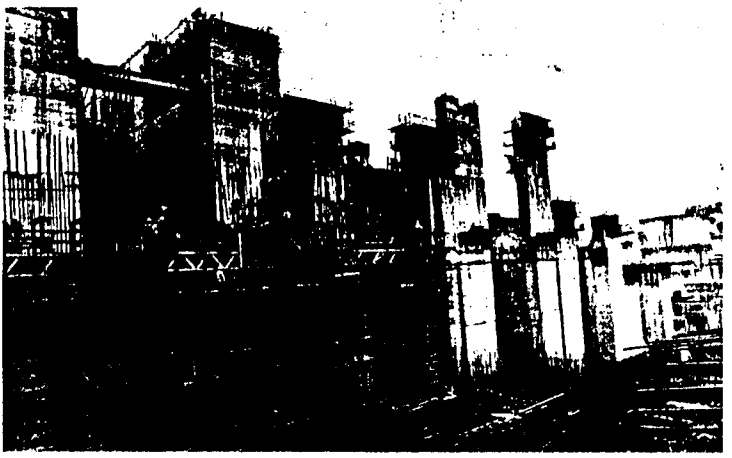


Figura 8.74 — Vista de uma camada concretada, utilizando-se fôrma com tela metálica expandida (ver figuras 8 73 e 8 75).



Figura 8 75 — Detalhe da fôrma com tela metálica expandida.

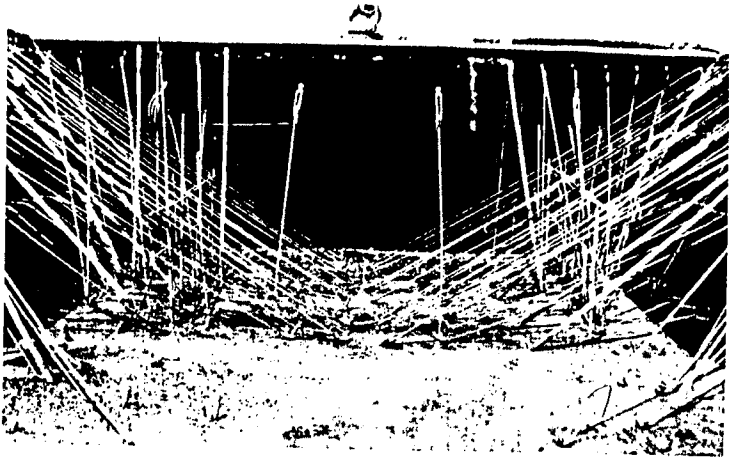


Figura 8.76 — Area enformada com utilização de intenso travamento e escoramento.

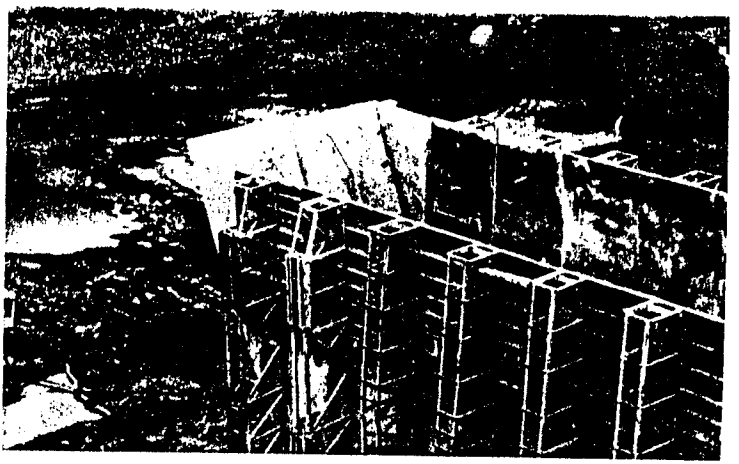


Figura 8 77 — Utilização de pré-moldado, com intuito de minimizar as dificuldades de reutilização da fôrma (ver figura 8 76) devido às inclinações negativas (contrárias à utilização de maquinas de içamento).

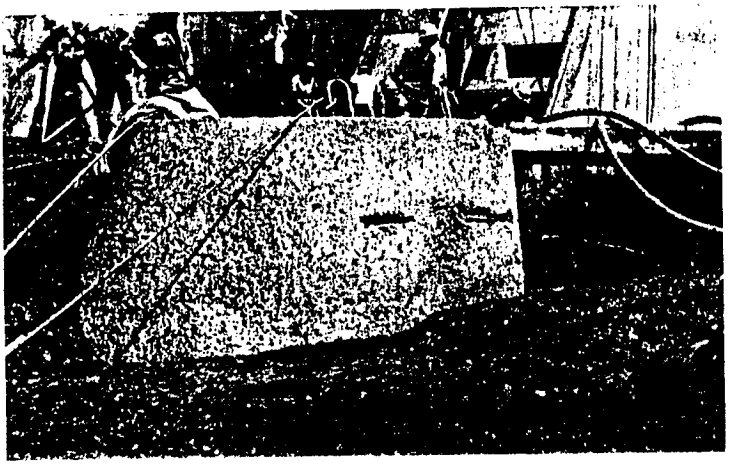


Figura 8 78 — Utilização de pré-moldado como fôrma de superfície curva, pelo mesmo motivo exposto na figura 8 77.

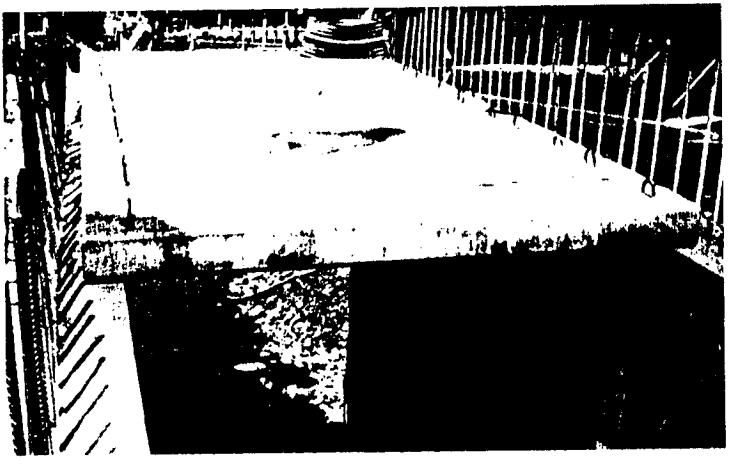


Figura 8 79 — Placa pré-moldada para uso como fôrma de teto de galeria, objetivando eliminar o cimbramento.

8.5 Desforma

A determinação do tempo para a remoção das fôrmas e/ou escoramentos baseia-se na resistência e deformabilidade do concreto utilizado. A remoção deve ser efetuada de tal forma a não ocasionar distorções ou deformações mensuráveis à estrutura.

Os suportes e escoramentos só devem ser removidos após a análise dos resultados dos corpos de prova ensaiados ter mostrado uma concordância com as limitações impostas.

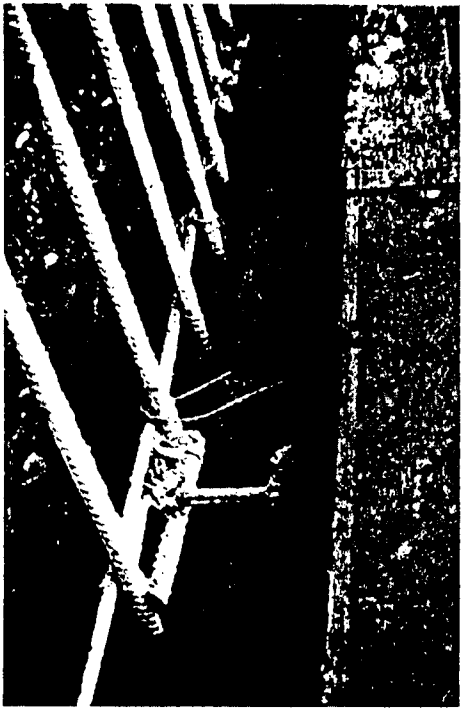


Figura 8.80 — Descimbramento efetuado em idade inadequada, acarretando ruptura do concreto, junto à armadura de pele.

9 Armação e embutidos

9.1 Armação

No item 2.6 foram feitas observações referentes aos materiais componentes das armaduras, até o instante do beneficiamento. Cabe, agora, lembrar sobre a colocação e cuidados da armadura no local de lançamento do concreto.

É de pleno conhecimento que o concreto tem baixa capacidade de resistência aos esforços de tração, e de maneira geral, para elevar essa capacidade, usa-se armadura. A armadura é também usada em locais de compressão como pilares, arcos etc. Qualquer falha quanto ao posicionamento da armadura poderá redundar em colapso para a estrutura.

Antes de se colocar a armadura deve ser verificado se as barras obedecem às dimensões indicadas, e se foram dobradas e colocadas de acordo com o projeto. Devem ser observadas as posições, espaçamentos, emendas, transpasses e cobrimentos.

Os elementos das armaduras devem estar rigorosamente limpos, livres de graxas, oleosidades ou outros produtos que venham prejudicar a ligação concreto-aço.

Embora alguma ferrugem não seja prejudicial à ligação concreto-aço, devem ser evitados os efeitos progressivos da corrosão, após a concretagem.

A oxidação aumenta a rugosidade normal da superfície da armadura e consequentemente tende a aumentar a capacidade de aderência, embora isto possa reduzir a seção da armadura. De qualquer maneira toda oxidação superficial deve ser removida. Em se tratando de armadura para protensão são adotados cuidados suplementares, como será visto mais adiante.

A armadura sempre deve ficar coberta por uma determinada quantidade de concreto, para protegê-la contra possíveis oxidações. Essa preocupação aumenta à medida que o meio ambiente torna-se agressivo. A formação da oxidação tem caráter expansivo, e à medida que a reação se processa, pode haver uma desintegração do concreto por expansão na região do contato concreto-armadura.

Os elementos das armaduras devem ser posicionados e fixados através de arames recozidos, de fácil manuseio. Tarugos de aço ou blocos de concreto podem ser usados como espaçadores. Uma vez colocadas nas fôrmas, as armaduras devem ser muito bem calçadas e fixadas, de modo a resistir aos efeitos do lançamento e adensamento do concreto.

Com o objetivo de reduzir o número de barras de uma estrutura, os aços de baixa resistência não devem ser simplesmente substituídos por barras de aço de alta resistência, a menos que haja aquiescência do projetista. Barras de bitolas menores não devem ser substituídas, sem critério, por barras mais grossas, pois prejudicaria consideravelmente a aderência.

As figuras a seguir procuram mostrar detalhes e cuidados a serem tomados na confecção e colocação da armadura.

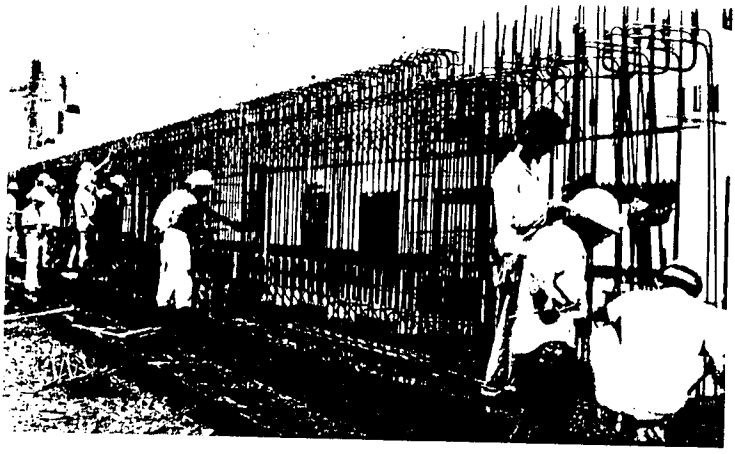


Figura 9.1 — Pré-montagem de uma armação (de uma viga). A industrialização e racionalização do preparo da armação devem sempre ser procuradas.

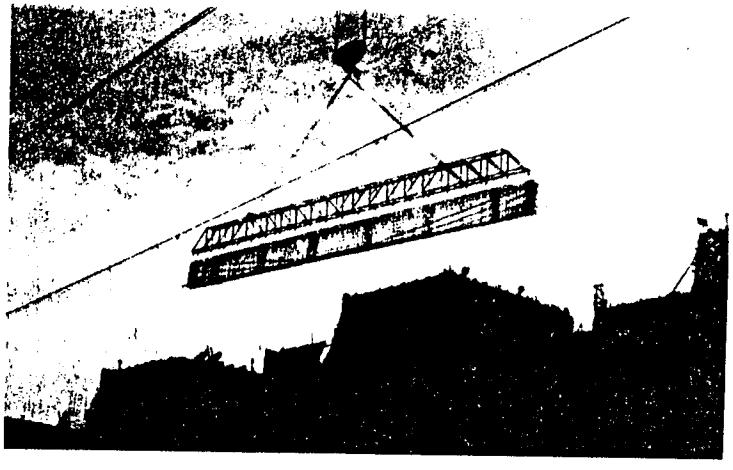


Figura 9.2 — Transporte de uma armação pré-montada.

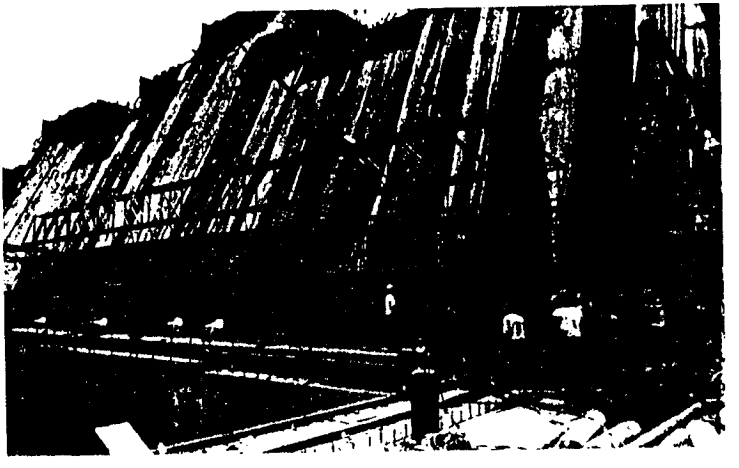


Figura 9.3 — Colocação da armação pré-montada, em uma fôrma de viga (comprimento 30 m).

Uma armadura importante é aquela designada para ancoragem de uma estrutura de concreto a determinada fundação. Nessa situação é conveniente que sejam feitos ensaios com o intuito de se determinar o comprimento mínimo de ancoragem, como mostrado na figura 9.4.

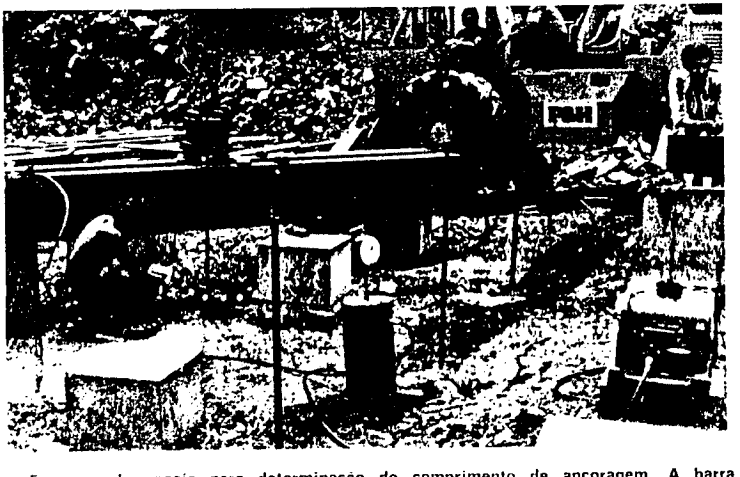


Figura 9.4 — Esquema de ensaio para determinação do comprimento de ancoragem. A barra ancorada é tracionada pelo macacos apoiados sobre a viga de reação (com apoios distantes do ponto de ancoragem). Um conjunto de relógios comparadores avalia a deformação da fundação.

No projeto e colocação de uma armadura é importante que sejam considerados os problemas e detalhes da armadura suporte para a armadura principal, bem como extremidade livre das barras.



Figura 9.5 — Região densamente armada com barras de grande comprimento, o que dificulta o lançamento do concreto.

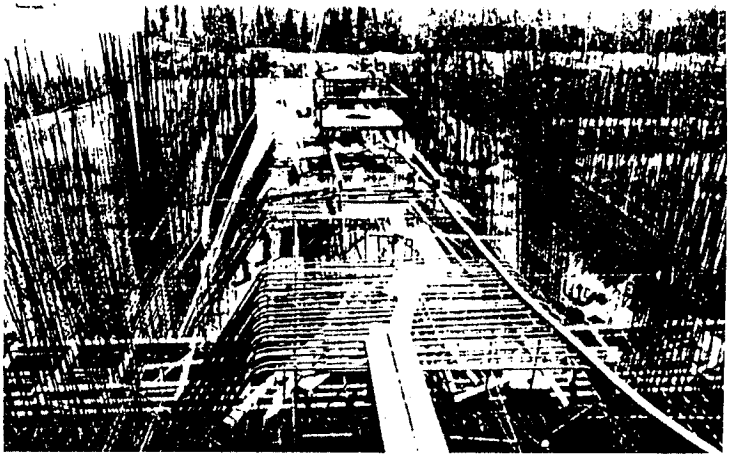


Figura 9.6 — Armadura com barras atingindo várias camadas de concreto, necessitando de escoramento e cuidados especiais.



Figura 9.7 — Vista sob a armadura principal, durante o lançamento do concreto, notando-se barras em arranque e escoramento.

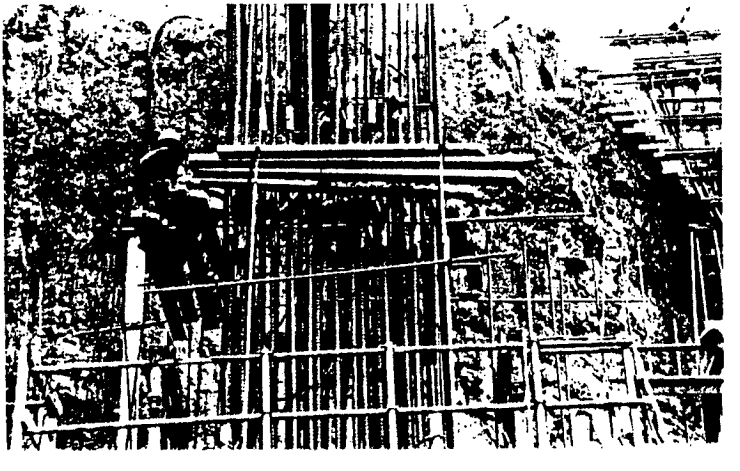


Figura 9.8 — Execução de emendas de barras, com luvas preenchidas com metal fundido, em armadura de pilar.

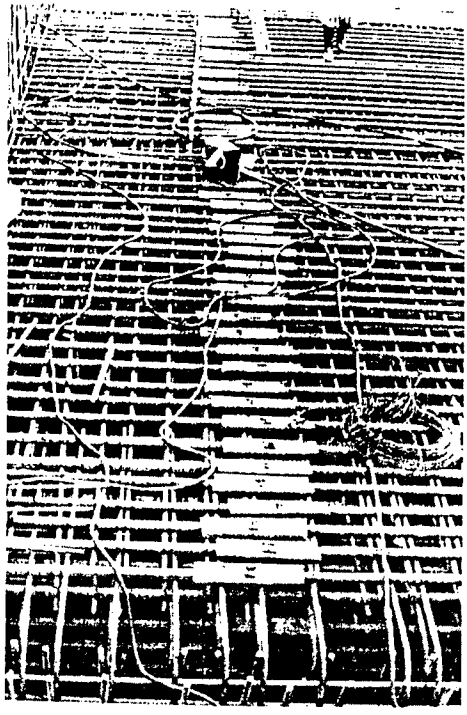


Figura 9.9 — Emendas (cobrejuntas com deposição de eletrodos) executadas em barras de uma armadura densa.



Figura 9.10 — Preparo e prensagem de luvas, à espera das barras para execuçao de emendas.



Figura 9 11 — Armadura densa com um arranjo congestionado, o que dificulta a concretagem.

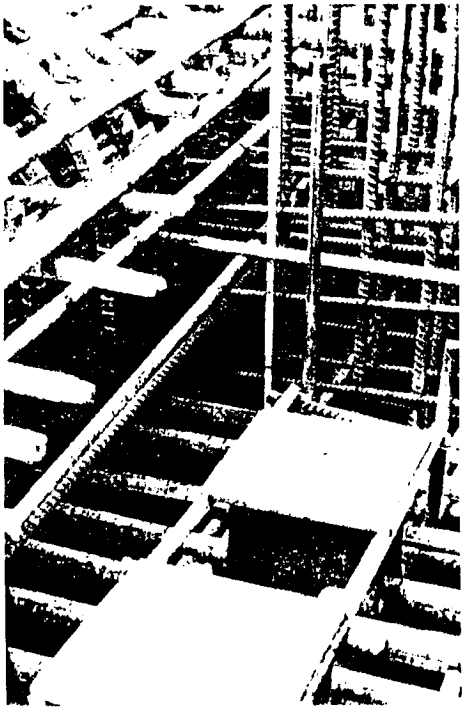


Figura 9 12 — Região densamente armada de difícil condição para colocação do concreto.



Figura 9.13 — Exemplo de armadura congestionada.



Figura 9.14 — Armadura colocada incorretamente, não permitindo o adequado recobrimento.

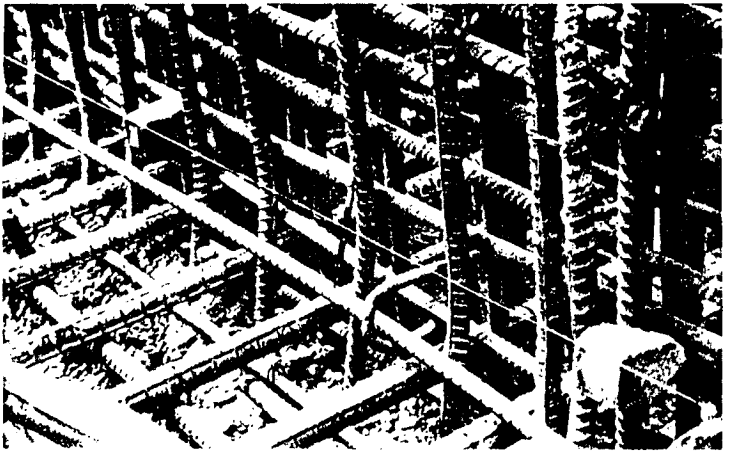


Figura 9.15 — Armadura mal posicionada necessitando de relocação (forçada) para atender ao requisito de cobrimento.

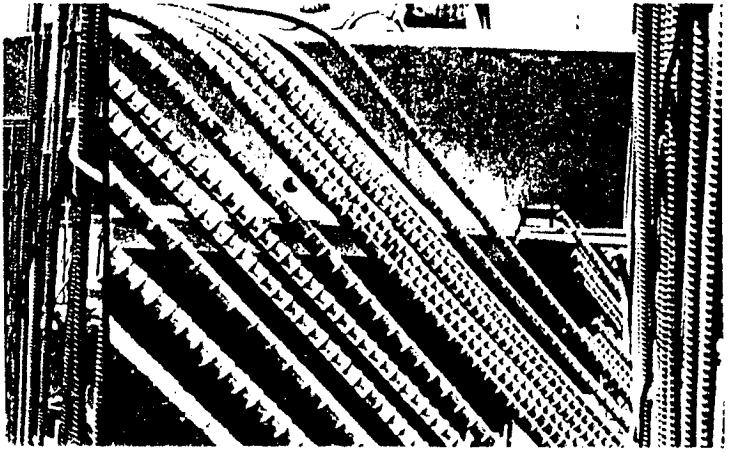


Figura 9.16 — Armadura interferindo com a posição de colocação de peça pré-moldada, havendo necessidade de corte de algumas barras.

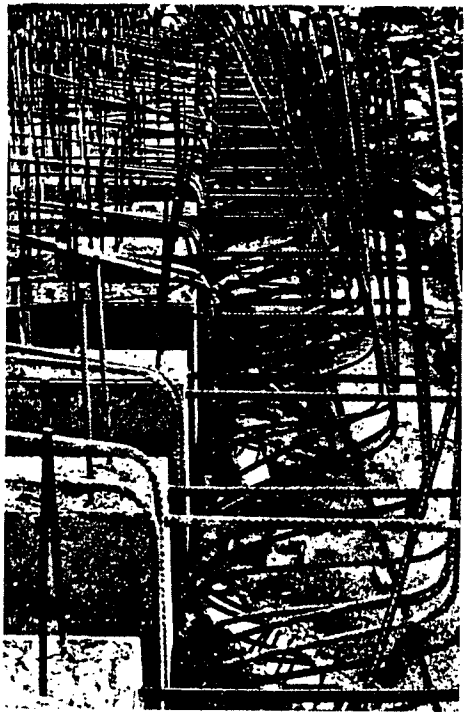


Figura 9.17 — Interferência da armadura com peças pré-moldadas, necessitando de curvamento das barras.

9.2 Embutidos

Muitos tipos de estruturas possuem elementos embutidos tais como condutores, chumbadores, guias, dutos, ancoragens, medidores. Alguns possuem grandes dimensões, outros são de pequenas dimensões, como é o caso dos medidores de auscultação.

Dada a grande diversificação de peças a serem montadas em cada camada de concreto, sua variação de uma para outra estrutura e normalmente o regime de urgência em que são montados, a fim de não interferir com os planos de concretagem, é conveniente efetuar uma verificação detalhada do local, quantidade e posição de cada elemento.

Cada embutido é normalmente instalado antes do início do lançamento de concreto, devendo ser rigorosamente fixado a fim de não sofrer deslocamentos durante a concretagem.

As peças embutidas devem estar completamente limpas, livres de graxas, oleosidades ou outro material que possa prejudicar a sua fixação.

Durante a moldagem do concreto, devem ser tomados cuidados para o adensamento adequado na região do embutido e por outro lado, não permitir que o vibrador encoste ou danifique o embutido. É recomendável, nessas situações, utilizar vibrador com haste fina.

Os embutidos fabricados com cobre podem ficar em contato com o concreto sem perigo de corrosão desde que não existam cloretos no concreto.

Alguns metais não-ferrosos estão sujeitos à corrosão quando embutidos no concreto, e não adequadamente protegidos. Materiais galvanizados, zinco, alumínio e partes folheadas com cádmio, são particularmente suscetíveis e devem ser protegidos por uma película de material inerte.

As tubulações de ar e água, dutos de ventilação, eletrodutos, bainhas de protensão devem ser protegidos por flanges ou tampas em suas extremidades. A penetração de argamassa ou detritos pode obstruí-los. As tubulações rígidas só podem atravessar as juntas de dilatação por meio de dispositivos apropriados. As tubulações embutidas, com uso limitado a certo período de construção, devem ser posteriormente injetadas.

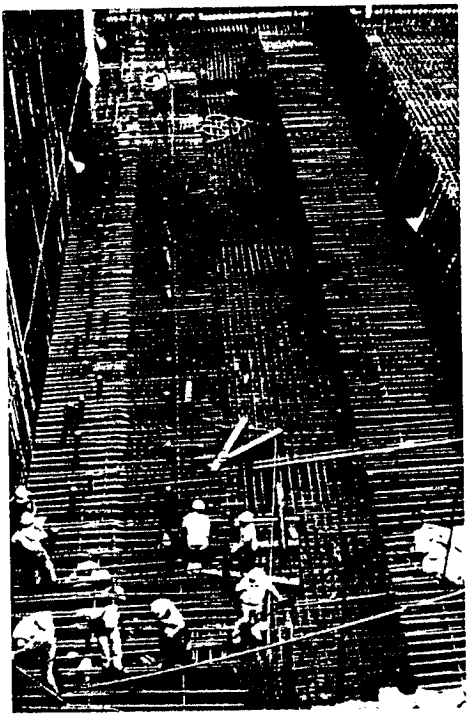


Figura 9 18 — Armação e embutidos (tubulações para injeção e drenos) de galerias.

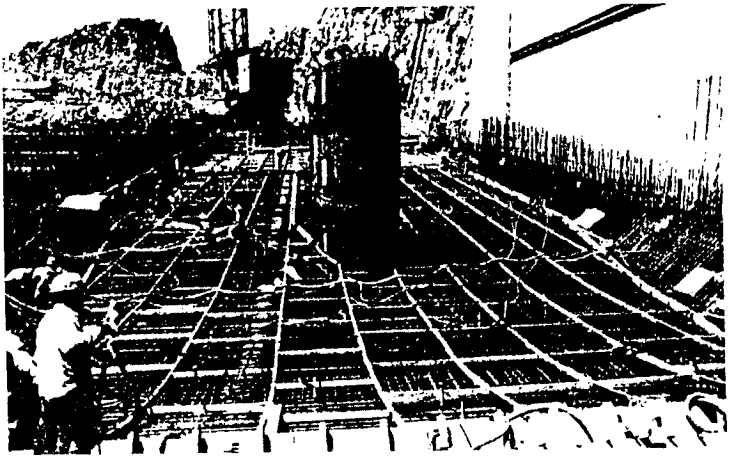


Figura 9 19 — Peça metálica (nariz) de uma região frontal de tubo de sucção de turbina.

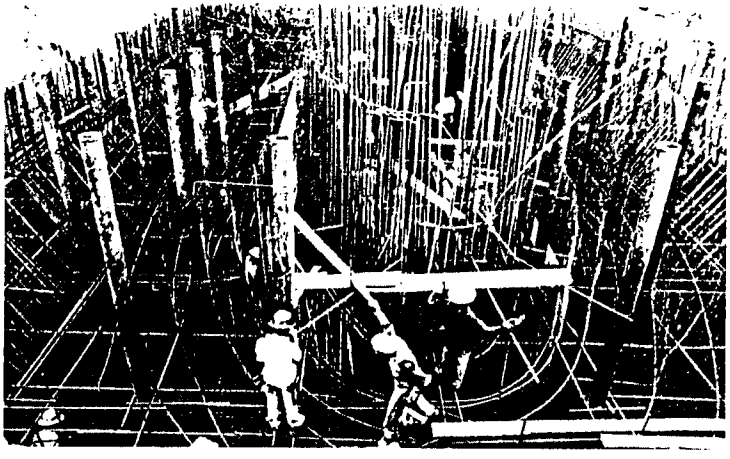


Figura 9.20 — Armação e tubos passantes para ancoragem protendida em fundação de pilar de ponte.

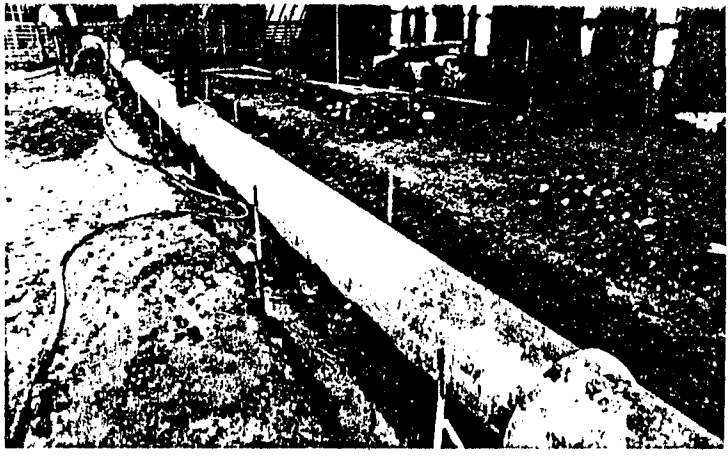


Figura 9.21 — Tubulação mal fixada que durante a concretagem flutuou no concreto devido ao adensamento necessitando de reposicionamento.



Figura 9.22 — Bainhas para cabos de protensão em uma armação de pilar de vertedouro, com bocas vedadas para impedir a entrada de concreto durante concretagem.

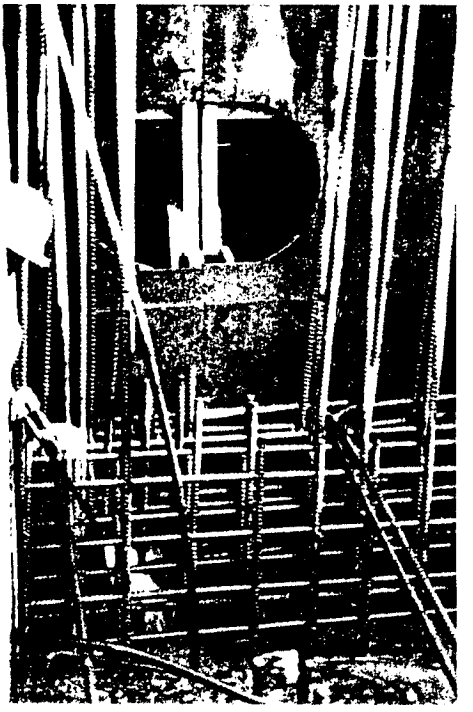


Figura 9 23 — Interferência de armação com embutido (a ser colocado na fôrma).

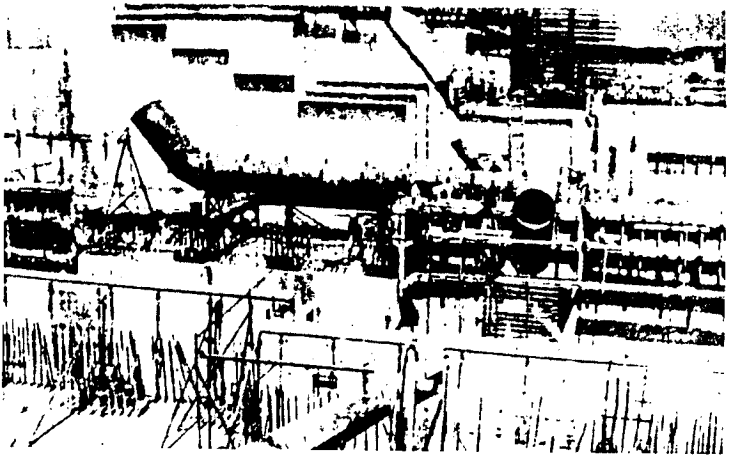


Figura 9.24 — Tubulação de uma câmara de inspeção de tomada d'água.

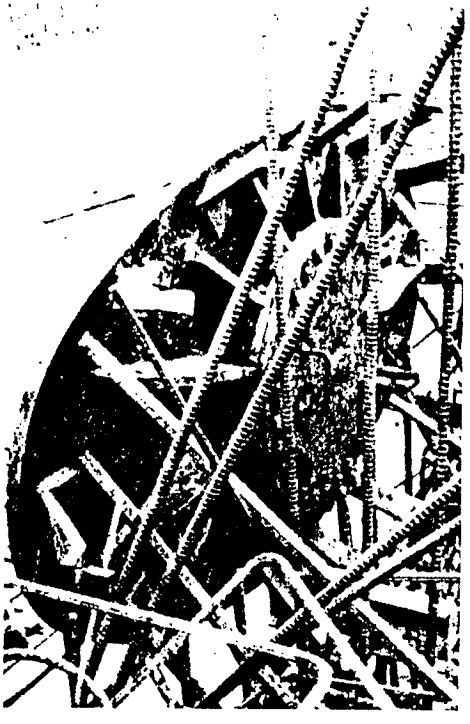


Figura 9.25 — Placa e comporta de inspeção.



Figura 9 26 — Tubulação embutida e armação interferindo com vigamento de concreto pré-moldado, havendo necessidade de reposicionamento e/ou ruptura.

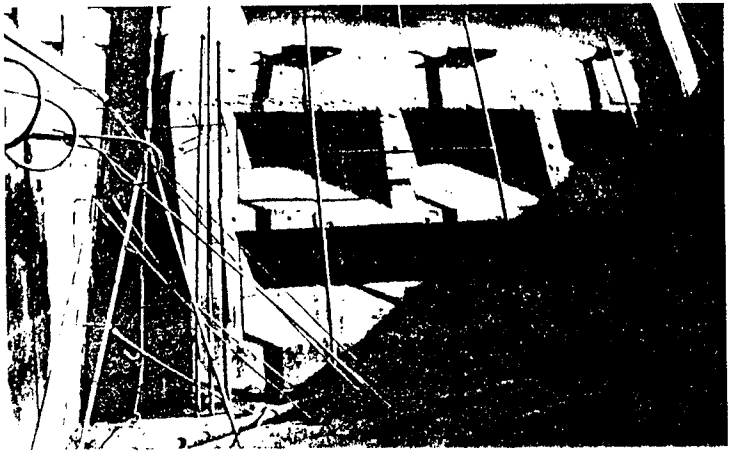


Figura 9 27 — Válvulas e tubulação de injeção de juntas de contração.

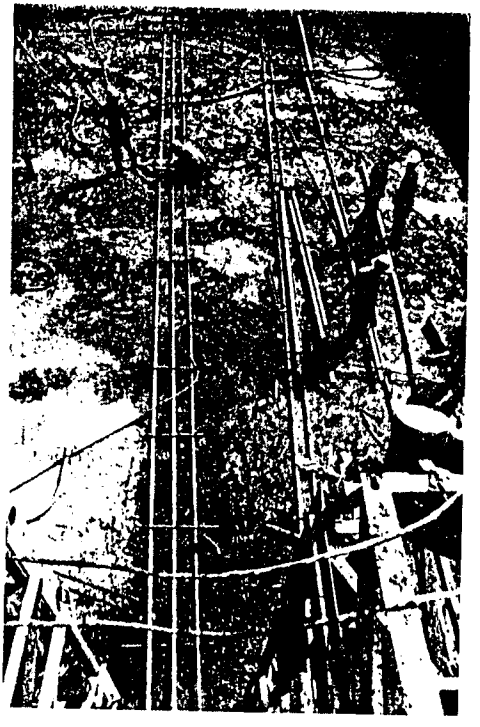


Figura 9.28 — Instalaçao de tubulaçao de um sistema de injeçao de juntas de contraçao.



Figura 9 29 — Ponto de união de tubulações de lavagem injeção-retorno e respiro de um sistema de injeção de junta de contração.

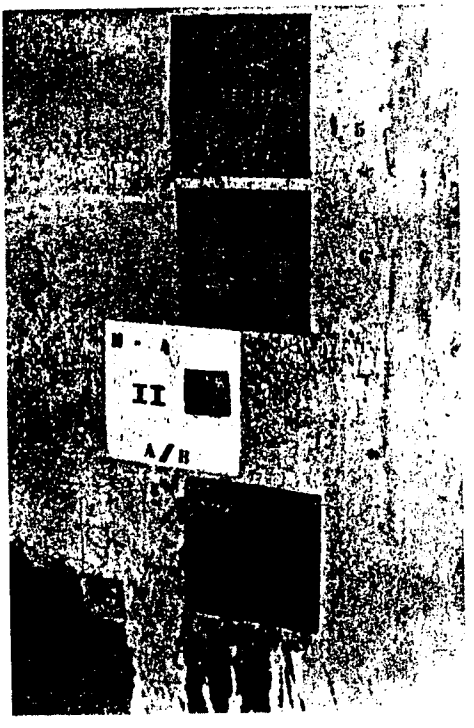


Figura 9.30 — Identificação do sistema de injeção de juntas de contração, adotado durante a construção da hidroelétrica de Itaipu.

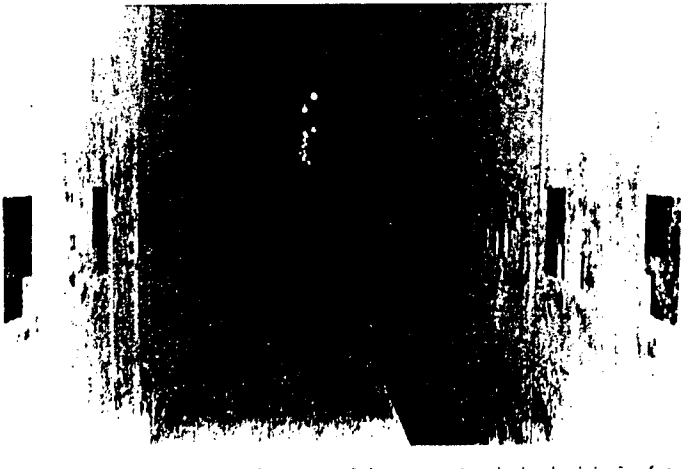


Figura 9.31 — Vista de uma galeria (na fase de construção) com os terminais de injeção (ver figura 9.30).

10 Preparo, colocação e cura do concreto

10.1 Preparo do local para lançamento do concreto

10.1.1 Preparo de fundação

As superfícies de fundação, contra as quais o concreto será lançado, devem estar de acordo em qualidade, dimensões e formas, com as especificações. As características geomecânicas de suporte do material de fundação devem ser obtidas atingindo-se elevações desejadas.

10.1.1.1 Fundação em solo

A fundação sobre solo deve ser executada após a remoção de todo o material inadequado para suporte. Deve ser efetuada uma regularização com material são e resistente, como mostra a figura 10.1. Esse material deve ser compactado, e uma sobre-escavação pode ser corrigida com rocha compactada ou com concreto pobre. O local de fundação deve estar úmido (condição de saturada superfície seca) quando do lançamento do concreto. Toda sujeira ou detritos devem ser removidos.

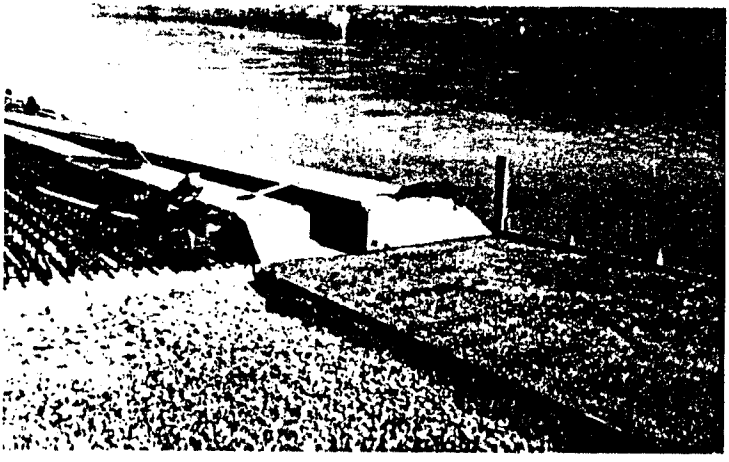


Figura 10.1 — Vista de sequência de concretagem sobre solo, notando-se a regularizaçao com britas compactadas, o concreto de regularização e armação e o concreto já lançado.

10.1.1.2 Fundação em rocha

A rocha deve ser escavada até se encontrar o material são e resistente.

Rochas soltas, argamassa seca, materiais orgânicos, substâncias oleosas, friáveis bem como outros materiais estranhos deverão ser removidos. Fissuras abertas, impregnadas de argila ou outros materiais finos, devem ser limpas com jatos de ar e água até

uma profundidade adequada. O jateamento deve ser efetuado de tal modo que a superfície não seja danificada, e nem haja uma quebra excessiva, recomendando-se que a equipe de jateamento seja experiente.

A complementação de limpeza é feita através do uso de picaretas, alavancas, vassouras de cerdas duras, jatos de ar, água a alta pressão, jatos de areia ou outros métodos adequados, seguidos de uma total lavagem. As rochas que não se desprendam facilmente com alavancas aplicadas manualmente não devem ser removidas.

O acúmulo de água de lavagem que se encontrar nas depressões da fundação deve ser removido antes do início do lançamento. Corrimentos de água, procedentes da parte externa da fundação, devem ser orientados, desviados para locais de fácil bombeamento. A infiltração de água de subpressões (olhos d'água) lençóis etc., deve ser orientada para tubos coletores, através de drenos de agregados graúdos, cobertos com uma argamassa de pega controlada. A água coletada pelos tubos deve ser recalcada para fora da região de interesse, por meio de bombeamento. No sistema de drenagem devem ser previstos respiros e condutos para injeção do sistema. Uma vez contornada a infiltração, os coletores devem ser concretados e os drenos injetados.

Outra providência no preparo de superfície da rocha é a existência de furos de detonação, os quais devem ser limpos com jatos de ar e água e preenchidos com calda ou com a própria argamassa do concreto, adensados por meio de apiloamento com barra de aço.

Durante o lançamento, a rocha deve estar isenta de materiais finos e nas condições de saturada superfície seca, para que não haja absorção de água do concreto fresco, o que pode ocasionar relativa perda de trabalhabilidade. As regiões, da fundação onde existirem protuberâncias ou depressões, que provoquem dificuldade para o lançamento do concreto devem ser preenchidas por uma camada fina de argamassa (a argamassa com mesmo traço do concreto que será lançado) (*) através de um espalhamento com vassourões, ou concreto fino, até que todas irregularidades sejam preenchidas.



Figura 10.2 — Preparo de superfície de rocha, em condições adversas (chuva).

(*) Esta argamassa é obtida suprimindo-se do concreto o agregado graúdo.



Figura 10 3 — Preparo de uma superfície de rocha para fundação, notando-se a malha de drenagem composta por meias-canas de concreto sobre a rocha. Durante a concretagem deve-se cuidar para que o vibrador não danifique ou quebre a rede de drenagem.



Figura 10 4 — Rede de drenagem sobre fundação composta por meias-canas assentadas sobre concreto poroso



Figura 10.5 — Concreto fino (baixo diâmetro máximo do agregado) lançado sobre a fundação em rocha.

10.1.2 Preparo de juntas de concretagem (juntas de construção)

Junta de concretagem é a superfície do contato entre uma camada de concreto recém-lançada e uma já anteriormente lançada e endurecida.

O concreto endurecido e não consolidado deve ser removido antes que os trabalhos de limpeza sejam iniciados. Ao se iniciar o preparo de junta o concreto deve estar completamente consolidado.

Vários são os processos e meios usados para tratamento das juntas de construção — jato de areia (seca ou úmida), jato com água sob alta pressão (ao redor de 400 kgf/cm^2), apicoamento e corte verde.

Quando se utiliza jato de areia, como mostrado na figura 10.6, a areia deve ser densa, dura, não facilmente quebrável, desprovida de materiais finos, e completamente seca para livre passagem através do equipamento.



Figura 10.6 — Preparo de superfície de pré-moldado (que ficará imerso no concreto) com jato de areia. Nota-se que o operário está devidamente protegido para executar a operação. Observa-se também a névoa de material decorrente desse tipo de preparo.

Para os jatos de areia úmida, pequenos jatos de água devem ser admitidos na areia, através de uma tubulação colocada na extremidade do bico injetor.

Pode também ser usado o jateamento com água e ar sob pressão.

Esse tipo de jateamento tem sido adequado para tratamento de concreto onde o intervalo de lançamento entre duas camadas sucessivas for de aproximadamente sete dias. Para concretos mais velhos é recomendado usar o jato de areia.

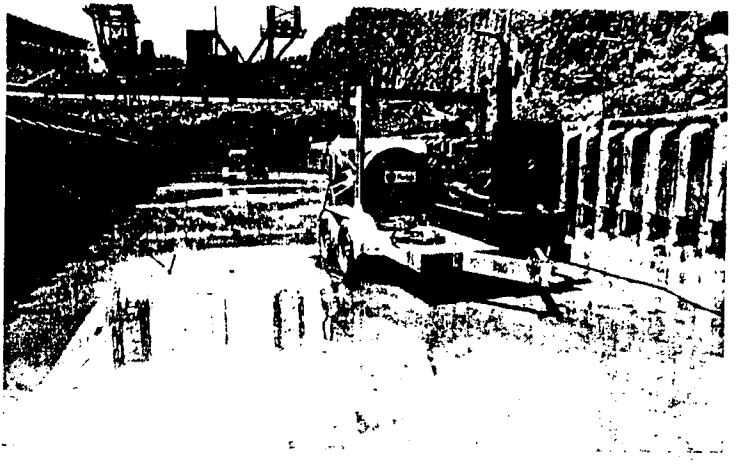


Figura 10 7 — Bombas de alta pressão em uma superfície de junta de construçao. Concreto com agregado de D máx. de 152 mm.



Figura 10 8 — Aspecto do tratamento em uma junta de construçao, notando-se a textura da superfície após o preparo com jato d'água sob alta pressão (cor escura) e a nata a ser retirada (cor clara)



Figura 10.9 — Vista de uma frente de corte com jato com água sob alta pressão.



Figura 10.10 — Marcas de pés deixadas na superfície do concreto dificultam o preparo da superfície de concretagem. Essa situação pode ser evitada colocando-se pranchas para passagem de pessoas ou efetuando-se uma revibração do concreto durante o lançamento.



Figura 10 11 — Utilização, durante a concretagem, de soquetes manuais para afundar o agregado exposto na massa de concreto.

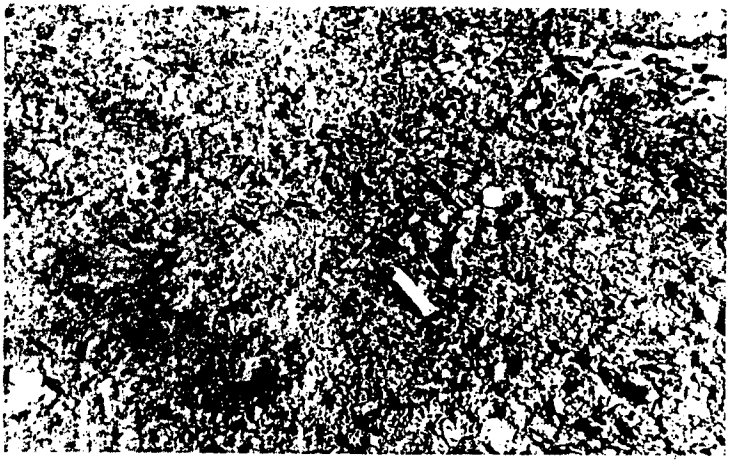


Figura 10 12 — Aspecto de uma junta cortada em excesso, deixando o agregado muito exposto no lado direito (ver também figura 10 9).

Outro processo aplicado ao tratamento de juntas de construção é o corte verde que consiste na limpeza e lavagem do concreto recém-lançado, com jatos de água e ar, durante o processo de endurecimento (após o fim de pega), a fim de retirar a nata superficial. Há então a necessidade da definição do momento preciso para aplicação do processo, não devendo ser prematuro, para não retirar muito material, e nem muito tardio de modo que não se consiga remover a nata superficial.

Algumas vezes a superfície do concreto lançado pode ser tratada com aplicação de retardadores e a subsequente remoção da superfície não endurecida, através de água e sob ação de escovas.

Quando a superfície a ser concretada se apresentar com a textura mostrada na figura 10.9 e 10.12, é conveniente lançar-se um forro de argamassa, ou de concreto fino ou argamassado.

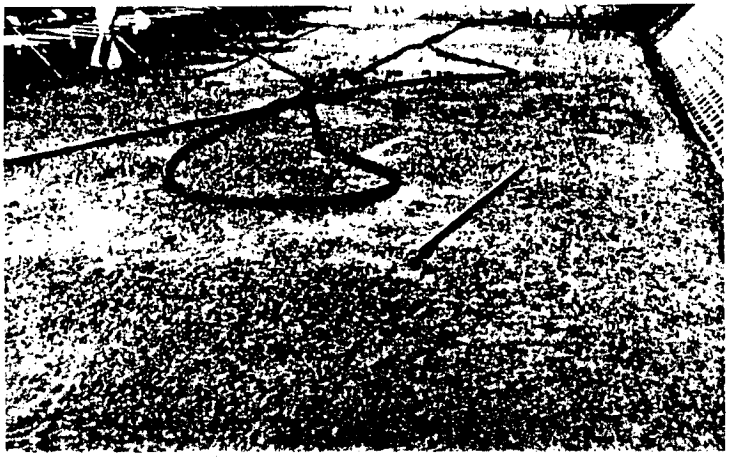


Figura 10.13 — Superfície preparada através de corte verde, onde o mesmo foi bem executado, não se observando o agregado graudo totalmente exposto. Comparar a superfície desta figura com a da figura 10 9.



Figura 10 14 — Junta de construção inadequadamente preparada, observando-se vazamento de água (parte escura).

Em obras pequenas é comum a utilização do apicoamento da superfície, por meio de barras.

A opção por um ou outro processo do tratamento deve ser feita com bases técnico-econômicas.

Independentemente do processo escolhido, é importante que seja feita apenas a retirada da nata superficial deixando-se o concreto com argamassa exposta. Deve-se evitar o corte excessivo, deixando grandes rugosidades e saliências, o que implica a necessidade de uso de uma camada de argamassa, inicialmente, no processo de lançamento.

Após o tratamento deve haver uma lavagem imediatamente antes do início do lançamento do concreto, a fim de retirar todos os detritos.

No instante do lançamento a superfície do concreto deve estar na condição de saturada seca.



Figura 10.15 — Lavagem de superfície de junta de concretagem sendo feita imediatamente antes do lançamento do concreto. Para essa lavagem é normalmente usada a espingarda de jato d'água a baixa pressão.

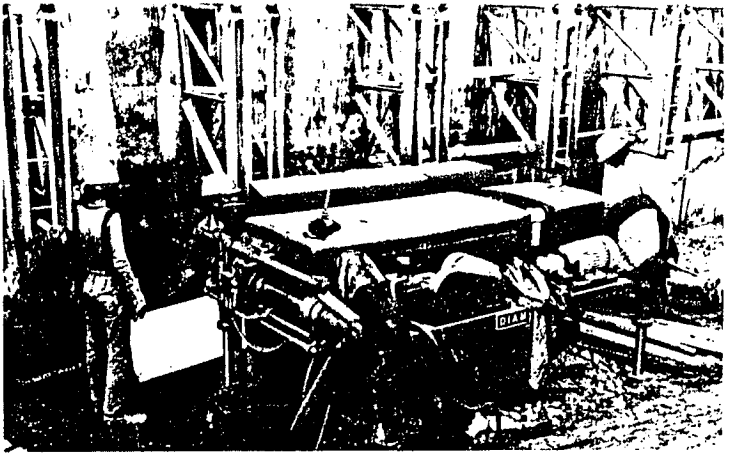


Figura 10.16 — Extração de testemunhos de uma região de junta de construção.

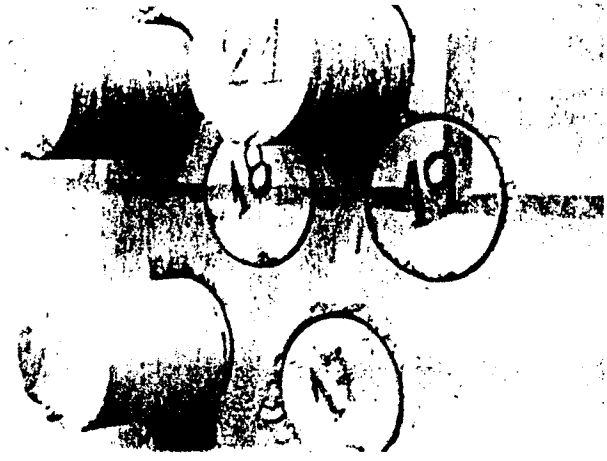


Figura 10.17 Testemunhos de junta de construção e dos concretos ao redor da junta.

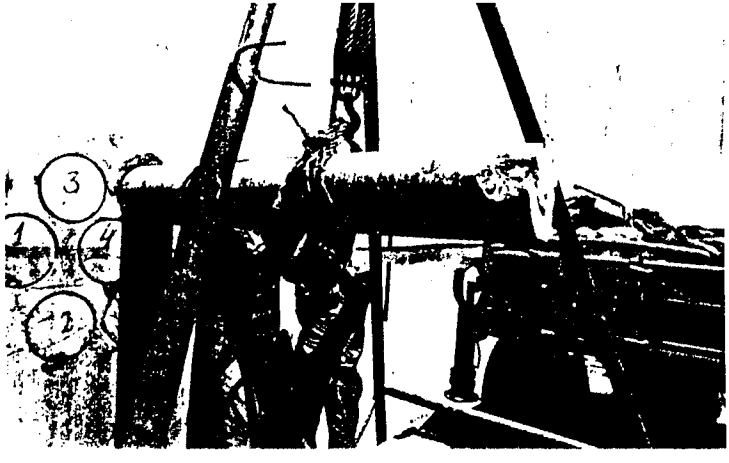


Figura 10.18 — Coleta dos testemunhos broqueados ao redor de uma junta de concretagem.

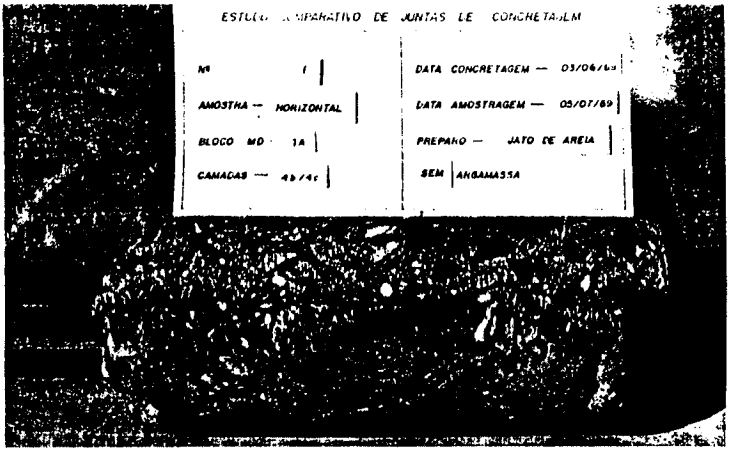


Figura 10.19 — Fragmento de testemunho retirado para estudo de processos de tratamento de juntas de concretagem (Cesp — 1969).

Os processos citados, quando aplicados corretamente, produzem resultados que expressam a união entre os concretos novo e velho.

Estudos efetuados no Brasil (obras de Jupiá e Ilha Solteira-Cesp, Itumbiara-Furnas e Itaipu Binacional) permitem concluir que:

TIPO DE PREPARO NA JUNTA DE CONSTRUÇÃO EM CONCRETO-MASSA	PERCENTUAL DA AMOSTRA DA JUNTA EM RELAÇÃO À AMOSTRA DO CONCREO MONOLÍTICO ENVOLVENDO A JUNTA (ACIMA E ABAIXO)	
	RUPTURA DIAMETRAL	RUPTURA CISALHAMENTO
SEM PREPARO	50	40
"CORTE" COM JATO D'ÁGUA SOB ALTA PRESSÃO	85	75
"CORTE VERDE" COM RETOMADA DE CONCRETAGEM INFERIOR A 5 DIAS	90	80

— O lançamento de argamassa no contato melhora o comportamento;
— A textura rugosa da superfície melhora o comportamento.

10.1.3 Preparo da armadura e embutidos

As armaduras e embutidos, como descrito no item 9, devem ser verificados antes do início do lançamento do concreto. É importante lembrar a obediência quanto às tolerâncias e à qualidade suporte da armação de escoramento, salientando-se que em superfícies não enformadas, cujo acabamento é feito através de guias, o escoramento suporte das guias deve ser independente da armação, para que durante o lançamento do concreto por sobre a malha não provoque deslocamento nas guias.

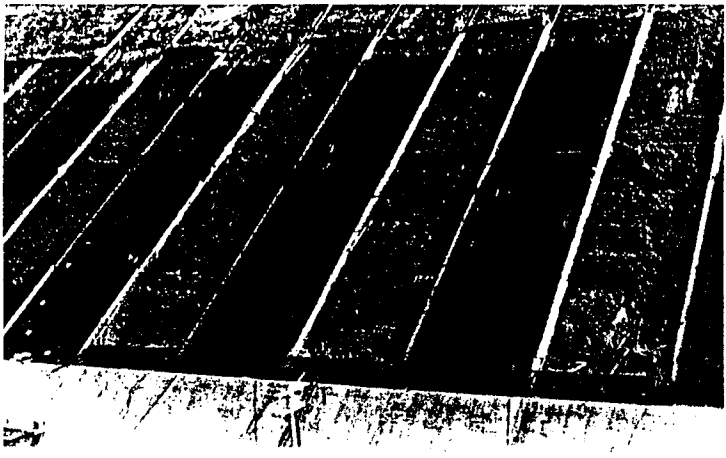


Figura 10.20 — Preparo de armação de uma laje-paramento de uma barragem de enrocamento (Foz do Areia-Copel).

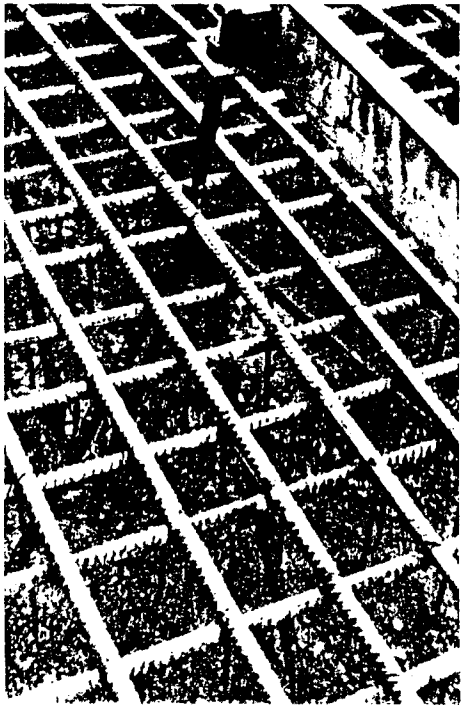


Figura 10.21 — Maneira correta de uso do suporte de fixação de uma guia, notando-se a armação principal independente do suporte.

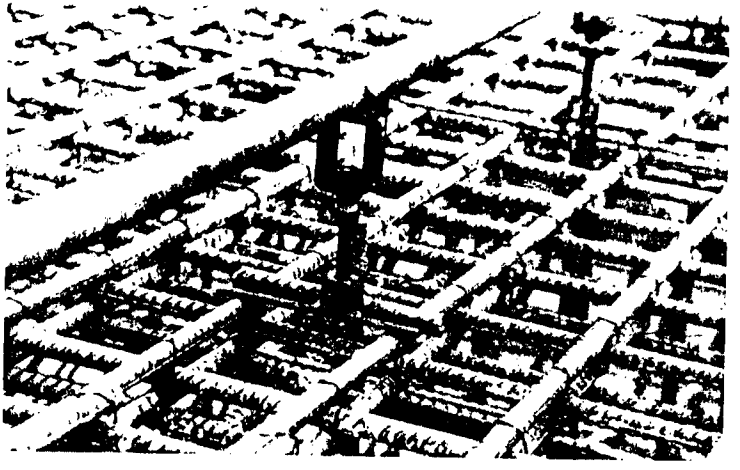


Figura 10.22 — Suporte de guia em contato com a armadura principal, situaçao que deve ser evitada.

10.1.4 Preparo das fôrmas

Algumas informações sobre os cuidados com as fôrmas foram citadas no item 8. Neste item são reforçados alguns cuidados e adicionados outros.

Após as fôrmas terem sido colocadas, alinhadas, graduadas, deve ser efetuada uma inspeção verificando fixação, alinhamento, vedação, resistência, limpeza, junções e contatos.

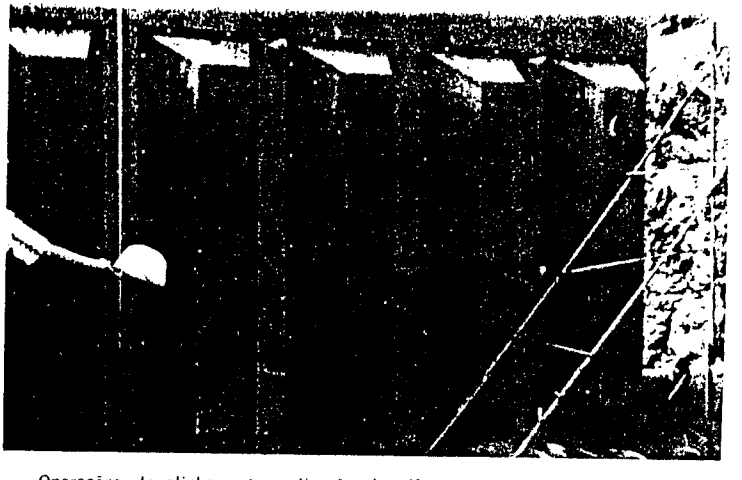


Figura 10.23 — Operações de alinhamento e fixação das fôrmas (metalicas com almofadas). A direita vê-se um tripé metalico para referência do afastamento para alinhamento.



Figura 10.24 — Fixação deficiente acarretando deformação e desalinhamento durante o lançamento do concreto, tendo sido necessário efetuar reparos.

As fôrmas fixas nas estruturas cujo paramento tenha declividade muito acentuada devem ter aberturas ou serem basculantes, para permitir um perfeito adensamento.



Figura 10.25 — Fôrma com declividade acentuada, que dificulta o lançamento do concreto. Na situação apresentada, a armadura densa dificulta ainda mais a concretagem.



Figura 10 26 — Bicheira e concreto poroso, decorrentes das dificuldades de lançamento (ver figura 10 25) e ausencia de janelas (aberturas nas formas) para o adensamento do concreto.

Antes da liberação para o lançamento do concreto deve-se verificar se as formas foram tratadas com óleo ou outro material que evite a aderência do concreto sobre as mesmas. O óleo deve ser aplicado de maneira a cobrir uniformemente a superfície da fôrma, sem excessos ou gotejamentos, não sendo tolerada a sua penetração nas superfícies das juntas de construção ou nas armaduras. O produto a ser usado no untamento da fôrma não deve apresentar incompatibilidade com o concreto e nem tampouco comprometer o acabamento. Em alguns tipos de fôrmas, pode ser eficiente a aplicação do verniz sobre a madeira.



Figura 10 27 — Operação de untamento das fôrmas (metálicas almofadadas). Observa-se na foto as aranhas que servirão para posicionamento das fôrmas no próximo lance de concretagem.



Figura 10.28 — Untamento deficiente, observando-se que apenas a parte superior do painel foi untada.



Figura 10.29 — Porções de concreto aderidas à fôrma, devido ao untamento deficiente.

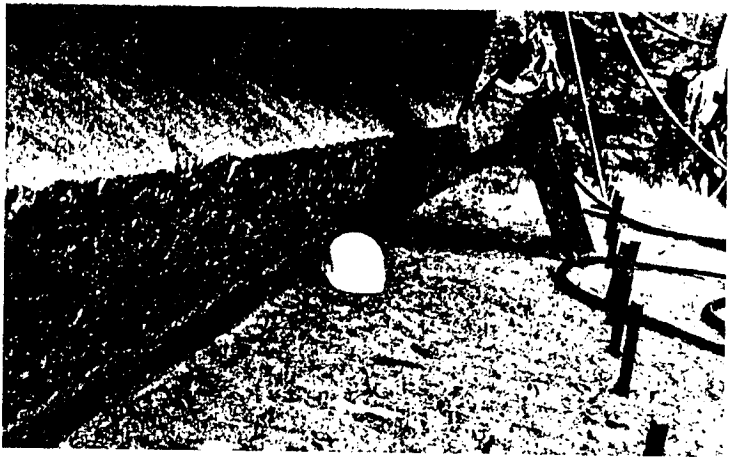


Figura 10 30 — Concreto (não poroso) com agregados expostos decorrente de um untamento deficiente pois a parte de argamassa aderiu às formas.

É muito importante que as fôrmas estejam ajustadas e vedadas, caso contrário pode ocorrer perda de argamassa que resultará em bicheira ou uma perda d'água que deixará o agregado exposto.

O painel de pé, para início de concretagens de paredes, deve ser reforçado na parte inferior com uma longarina e vedado inferiormente por meio de uma tira de borracha ou fita adesiva, para evitar a perda de nata ou argamassa.



Figura 10.31 — Concreto poroso e descontinuidade na superfície, devido a má fixação e vedação do pé do painel, propiciando vazamento de argamassa.



Figura 10.32 — Vista de uma estrutura concretada com fôrmas (de madeira corrida) observando-se a deficiência do rejuntamento entre tabuas, acarretando perda de nata ou argamassa e exposição dos agregados.

O concreto, junto a forma sempre deve ser acabado com um contorno delineado, para possibilitar, no próximo lance, uma continuidade na textura da superficie.

Esse delineamento pode ser efetuado através de um sarrafo triangular (groove) como mostrado na figura 8.2, ou ser feito através de uma junta-seca na junta de construção entre duas camadas.

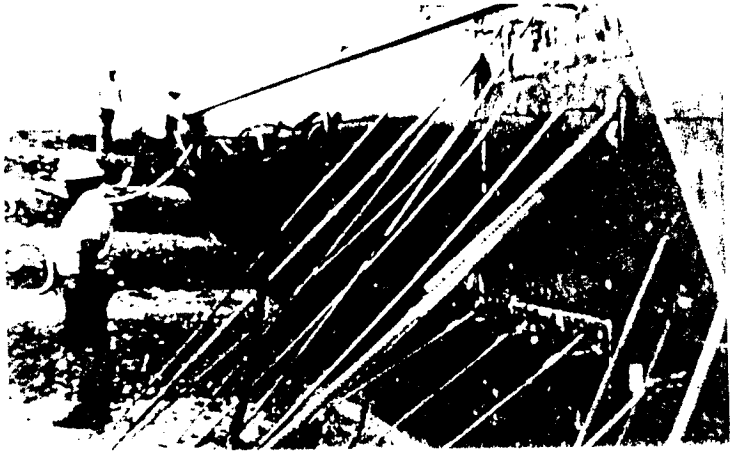


Figura 10.33 — Sarrafo colocado no topo da fôrma para a formação da junta-seca.



Figura 10.34 — Dente da junta-seca executado por um sarrafo de cota.



Figura 10.35 — Aspecto do rebaixo, para a formação da junta-seca entre camadas após o levantamento das fôrmas. Observar que o rebaixo é mais largo do que profundo.



Figura 10.36 — Preenchimento do rebaixo da junta-seca com argamassa retirada do próprio concreto em lançamento e imediatamente antes do avanço da primeira subcamada e somente na região do respectivo avanço da concretagem.

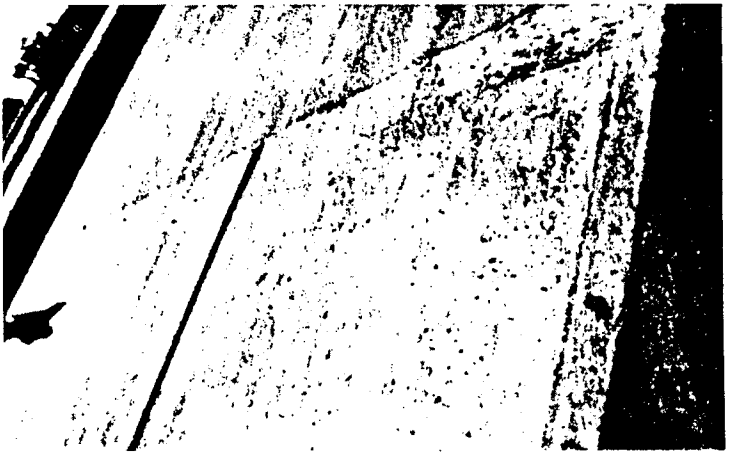


Figura 10.37 — Delineamento entre camadas executado adequadamente pela junta-seca.



Figura 10.38 — Junta-seca executada deficientemente pelo nao preenchimento adequado.

10.1.5 Preparo dos elementos de vedação e drenos

Como comentado no item 2, mata-juntas são elementos colocados nas juntas de trabalho (contração, dilatação e deslocamentos), unindo blocos de concreto subsequentes, a fim de tornar a estrutura monolitica e estanque.



Figura 10.39 — Preparo de uma frente de lançamento do concreto, notando se o posicionamento do mata-junta e o rebaixo da junta-seca.



Figura 10.40 — Fixação dos elementos de vedação e o molde para formação de drenos.

Durante a preparação e liberação para concretagem deve ser verificada a posição do mata-junta na estrutura, situação dos esticadores e posicionadores, emendas dos mata-juntas, quando executadas. Deve, também, ser verificada a limpeza não se permitindo oleosidades e detritos indesejáveis.

Durante o preparo de uma frente de concretagem, cuidado adicional deve ser tomado para que os drenos não fiquem obstruídos. Há necessidade de proteger a boca do dreno para que não caia concreto ou detritos em seu interior.

10.2 Colocação do concreto

10.2.1 Generalidades

A prática de um bom lançamento requer que o concreto seja lançado em sequência, sem possibilidade de ocorrer segregação, e conduzido de tal maneira que não se efetivem as juntas frias (ver conceito mais adiante). É importante que se utilize um concreto uniforme e com trabalhabilidade adequada. É necessário impedir a segregação do concreto. A segregação ocorre, como já comentado, devido às diferenças de dimensões e massas específicas dos materiais componentes. Se o concreto for deixado fluir normalmente, o agregado graúdo se separará da argamassa. Se o concreto ficar confinado lateralmente, os materiais com maior massa específica tenderão a sedimentar e o material mais leve tenderá a alcançar superfície superior. A segregação ocorre mais frequentemente nas extremidades das calhas ou bicas, extremidades de correias, aberturas de comportas, armaduras. Deve-se estar atento e orientar medidas minimizadoras para os fenômenos.

O concreto deve ser colocado o mais próximo possível da sua posição final, devendo ser evitado o deslocamento horizontal. Não deve ser lançado em montes separados. Quando o concreto for lançado em camadas, as camadas subsequentes devem ser lançadas enquanto as camadas vizinhas estão, ainda, plásticas e os contatos entre as várias camadas devem ser adensados (fazer a costura é a expressão usual) assegurando-se a continuidade sem segregação.

10.2.2 Equipamentos para lançamento do concreto

A escolha de um ou de outro método ou processo para o lançamento do concreto deve ser baseada nas premissas de se obter um concreto homogêneo e sem segregação, e, também, econômico. O processo para colocação do concreto pode ser através de:

10.2.2.1 Caçambas

Além de se constituírem em um eficiente meio de transporte as caçambas são também um dos meios mais adequados para lançamento de concreto. A caçamba deve ter sistema de controle da descarga, de maneira a permitir a descarga, de uma só vez, quando se usa concreto de abatimento baixo.

Por outro lado, em certas regiões, a caçamba não deve ser descarregada de uma só vez, para não causar danos às fôrmas. Nesses casos a trabalhabilidade e consistência do concreto devem ser tais que impeçam a segregação.

A criatividade técnica às vezes permite a utilização de vários processos para a resolução de problemas específicos. É o caso mostrado na figura 10.41, quando então se adaptou uma esteira ao fundo da caçamba, de maneira a permitir a concretagem em locais de difícil acesso.

Para posicionamento da caçamba no local de lançamento podem ser usados os mais variados equipamentos de carga, guindastes, gruas, pórticos, cabos aéreos etc.

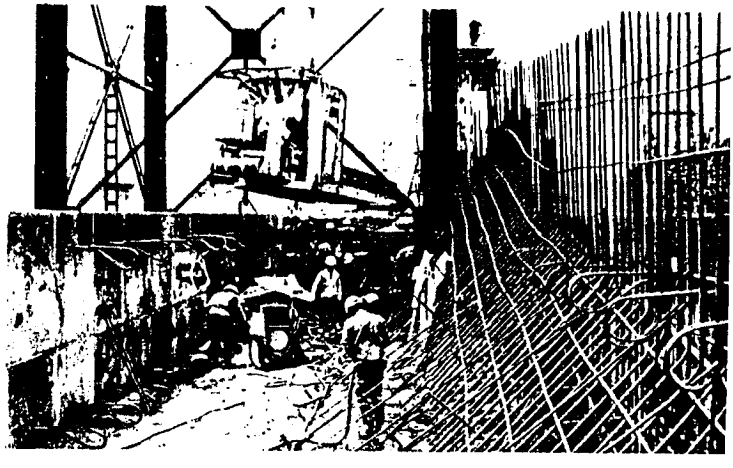


Figura 10.41 — Lançamento de concreto em local de difícil acesso, com esteira acoplada à caçamba (Sao Simão-Cemig).

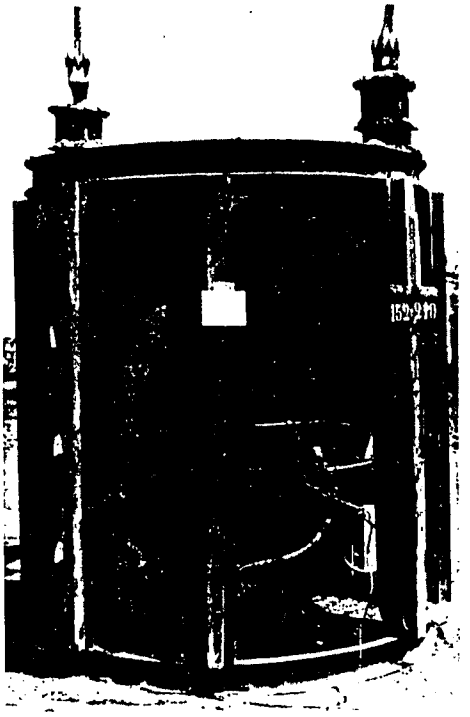


Figura 10.42 — Caçamba utilizada para colocação do concreto, notando-se que é importante utilizar uma identificação para que a aplicação do concreto seja correta. A identificação mostrada refere-se a: 152/210 — concreto com fck = 21 MPa (210 kgf/cm²) à idade de um ano e agregado com D máx. de 152 mm.

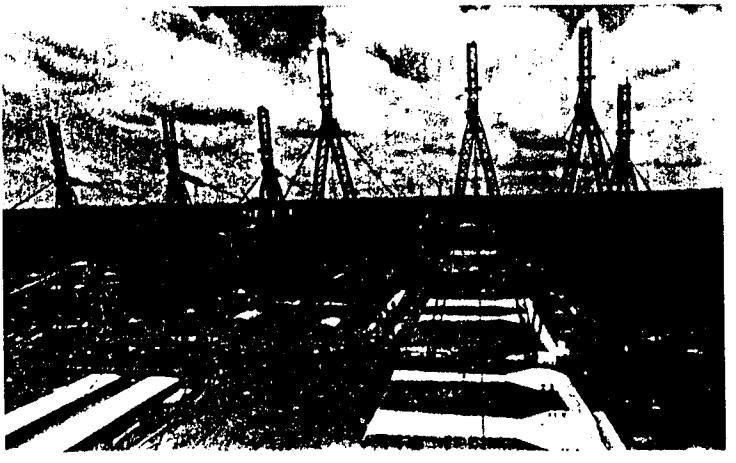


Figura 10.43 — Cabo aéreo utilizado para lançamento do concreto com caçamba (Itaipu).



Figura 10.44 — Sistema de translação do carrinho suporte da caçamba sobre o cabo portante de um cabo aéreo. Diâmetro aproximado do cabo 10 cm.

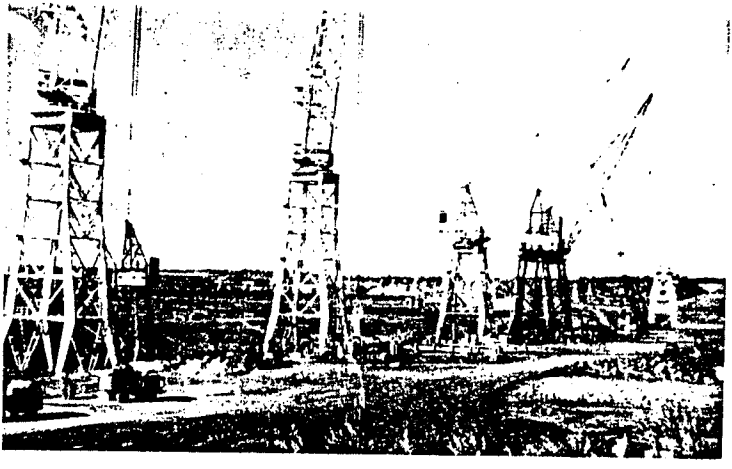


Figura 10.45 — Guindastes tipo portuário utilizados para lançamento do concreto (Ilha Solteira-Cesp).

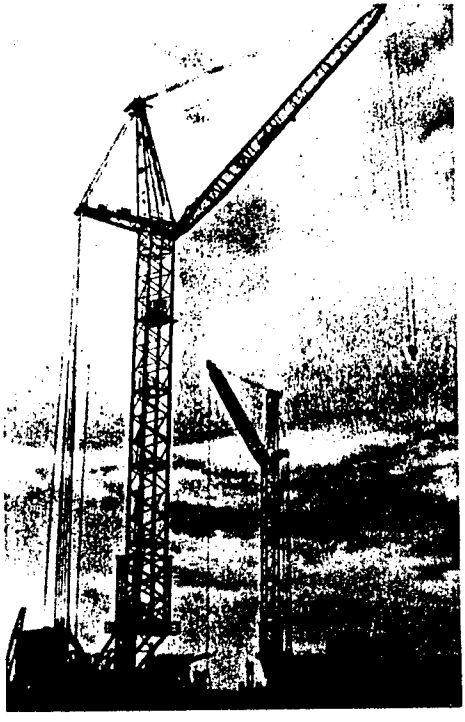


Figura 10.46 — Guindastes-torre com mesa baixa utilizados para lançamento de concreto (Itaipu).



Figura 10.47 — Guindastes sobre ponte — Passarela (Tucuruí-Eletronorte).

10.2.2.2 Correias transportadoras

As correias transportadoras, além de atuarem como um meio de transporte do concreto, podem também ser usadas para a colocação do concreto. São um meio eficiente de lançamento do concreto, desde que se sigam as regras básicas para combate e segregação.



Figura 10.48 — Correias transportadoras, sobre carrinho autopropulsor, para lançamento de concreto. O sistema mostrado é usado em pátios de fabricação de pré-moldados.

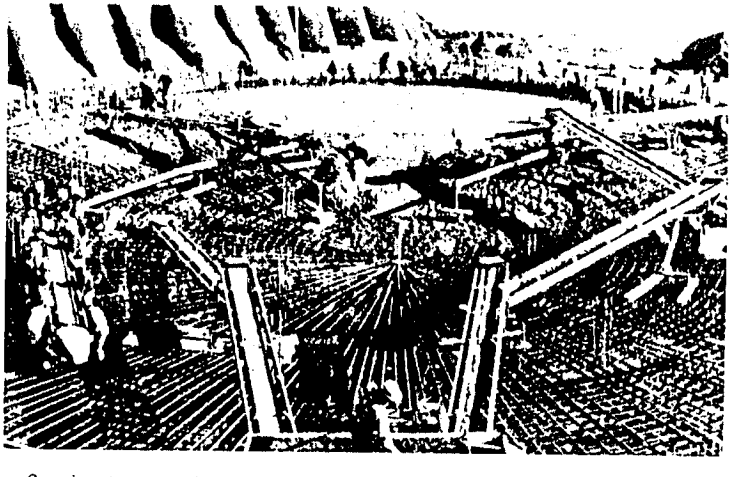


Figura 10.49 — Correias transportadoras utilizadas em concretagem de laje (sistema Morgen).

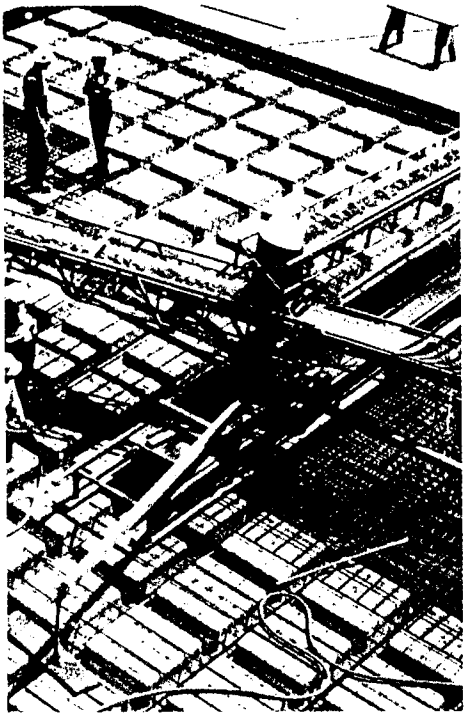


Figura 10.50 — Conjunto de correias transportadoras, para concretagem de lajes (sistema Rotec).

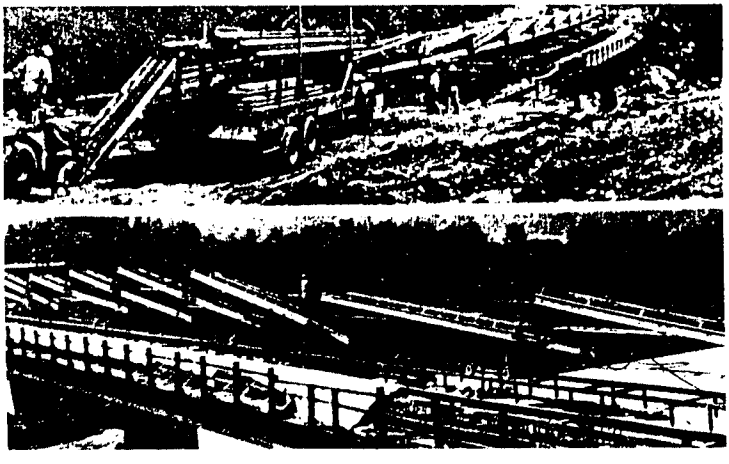


Figura 10.51 — Conjunto de correias transportadoras montadas sobre trilhamento comum para concretagem de tabuleiro de pontes e pré-moldados (sistema Rotec).

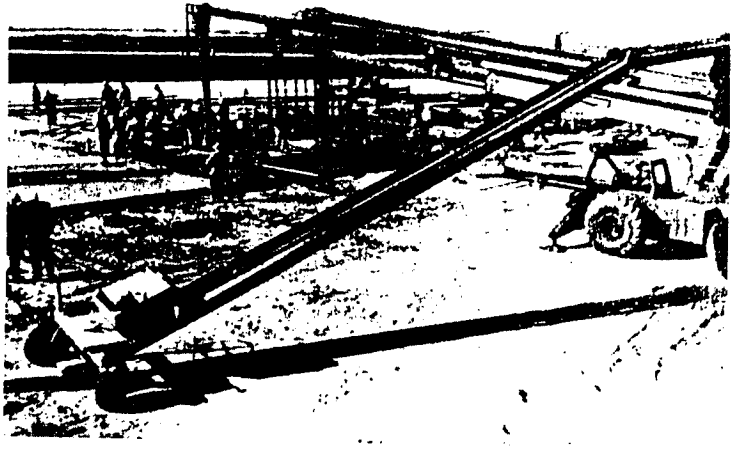


Figura 10.52 — Correia transportadora, montada sobre lança, para colocaçao do concreto.

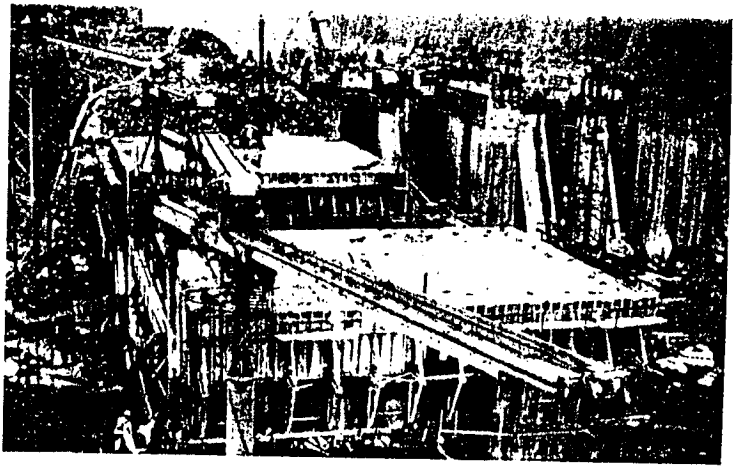


Figura 10.53 — Conjunto de correias transportadoras para lançamento do concreto-massa.

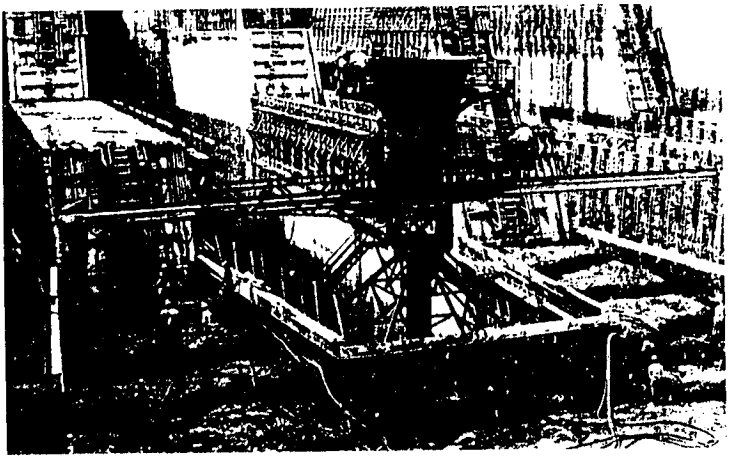


Figura 10.54 — Correia transportadora para aplicação de concreto-massa com agregado de D máx. de 152 mm (sistema Rotec-Itaipu Binacional).

10.2.2.3 Caminhões-betoneira

Os caminhões-betoneira constituem também um dos equipamentos para transporte e colocação do concreto. É um sistema muito usado para concretagem de fundações, pisos e pavimentos.

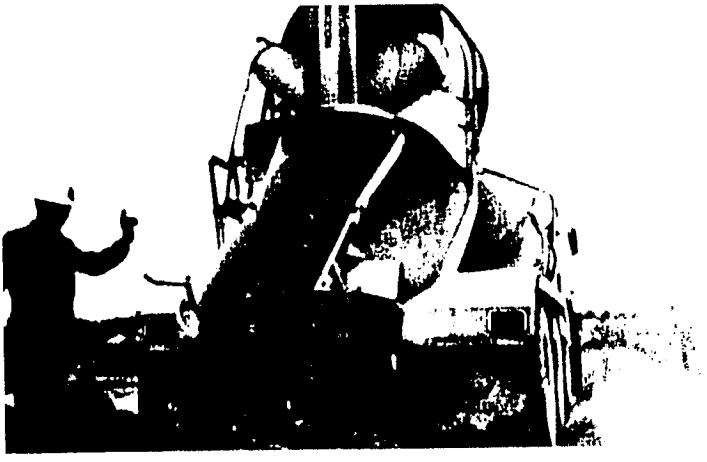


Figura 10.55 — Caminhão-betoneira lançando concreto em pavimento.

10.2.2.4 Bombas

As bombas de concreto foram originariamente projetadas para colocação de concreto em túneis, onde o espaço a ser usado é relativamente pequeno, impedindo a utilização de processos convencionais. Modernamente, as bombas para concreto têm tido uma utilização mais ampla. Como já citado anteriormente, a utilização da técnica de bombeamento requer concretos mais finos e mais trabalháveis.



Figura 10.56 — Concreto sendo aplicado por duas bombas alimentadas por caçambas.

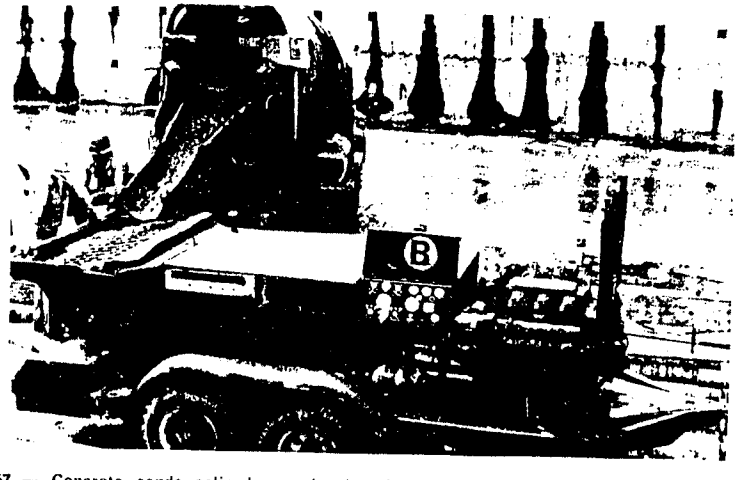


Figura 10.57 — Concreto sendo aplicado por bomba alimentada com caminhão-betoneira.

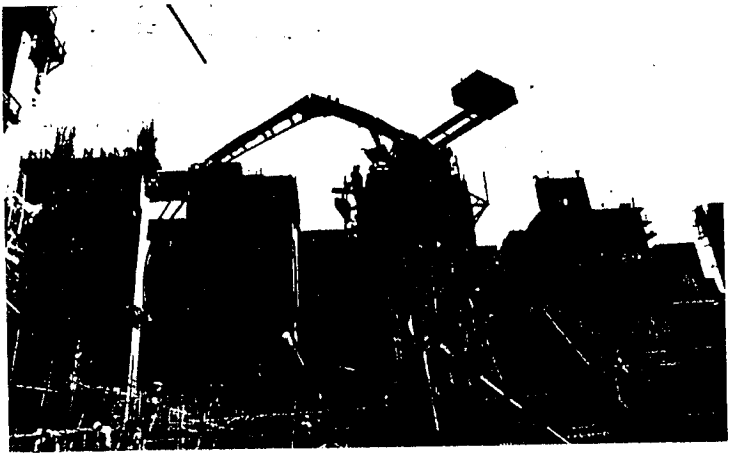


Figura 10.58 — Tubulações para bombeamento do concreto, acopladas a lanças de guindastes (Itaipu).

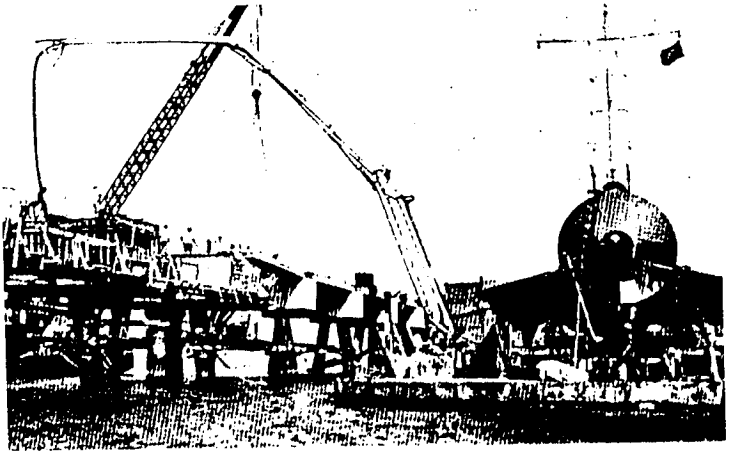


Figura 10.59 — Tubulação de bomba em lança, montada em flutuador para concretagem de ponte.

10.2.2.5 Chutes

Um dos problemas mais sérios no manuseio do concreto é a segregação ou separação do agregado graúdo, da argamassa. O concreto deve cair verticalmente qualquer que seja o equipamento. Quando da utilização de bicas, trombas ou calhas, a parte superior poderá ter a forma de um funil, mas a parte inferior deve sempre ser vertical.

Antes da utilização o sistema deve ser umedecido, a fim de não alterar as características do concreto.

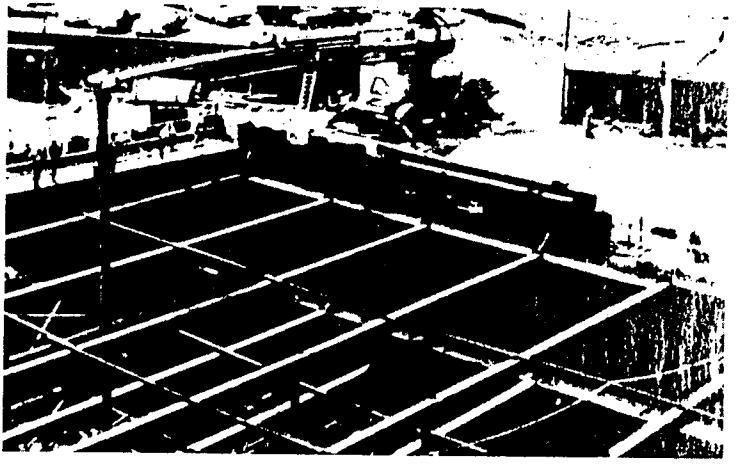


Figura 10.60 — Lançamento de concreto com bica acoplada à correia transportadora, montada em lança de guindaste (sistema Rotec).

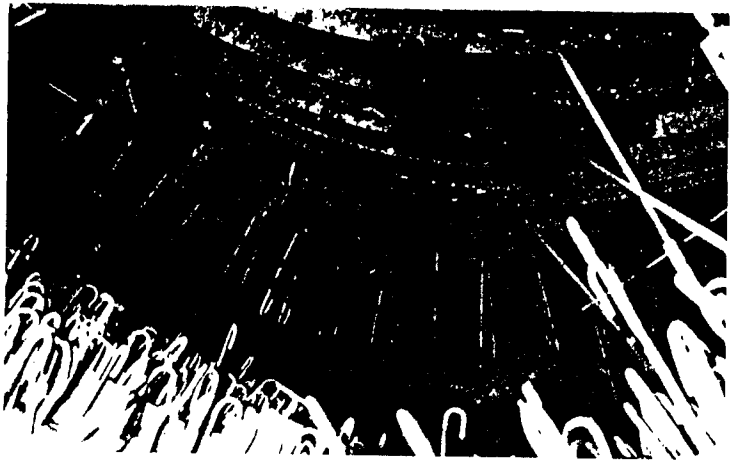


Figura 10.61 — Lançamento de concreto em envoltório de tubulação, e região armada, com tromba.

10.2.2.6 Vibroacabadoras

As vibroacabadoras, muito utilizadas para construção de pavimento, guias, muretas, também podem ser consideradas como um equipamento de colocação de concreto além de se constituir em um sistema de adensamento.

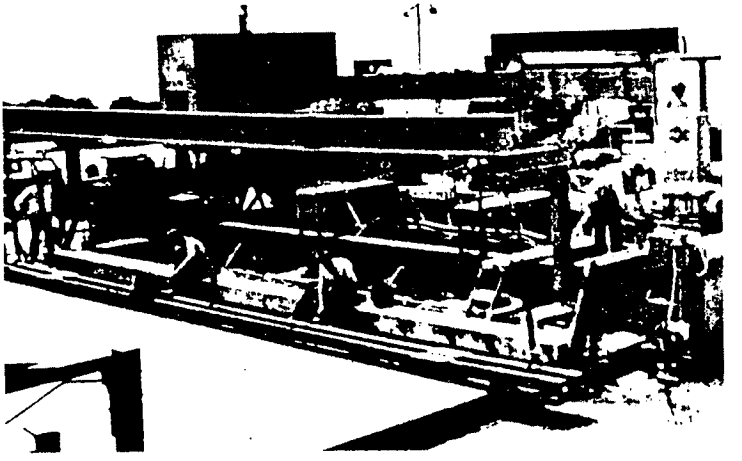


Figura 10.62 — Vibroacabadora para concretagem de pavimento.

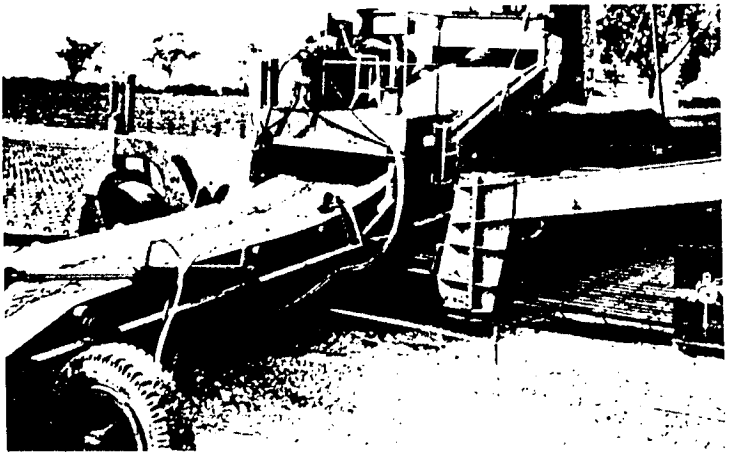


Figura 10.63 — Sistema de alimentação (por correia transportadora) de uma vibroacabadora.



Figura 10.64 — Detalhe de uma vibroacabadora (sistema Rotec).

10.2.2.7 Carrinhos-caçamba

Sem sombra de dúvida, o carrinho-caçamba é um dos equipamentos mais conhecidos na construção civil. Constitui-se em equipamento tradicional para colocação do concreto. Modernamente são usados carrinhos basculantes motorizados.

10.2.2.8 Caminhões-basculante

Há situações em que, após avaliações técnicas e econômicas acuradas é possível colocar concreto diretamente com caminhão-basculante, e até com caminhão-basculante tipo fora-de-estrada. É conveniente, entretanto, que esse processo, por não ser convencional, seja analisado com critério, antes de sua aplicação.

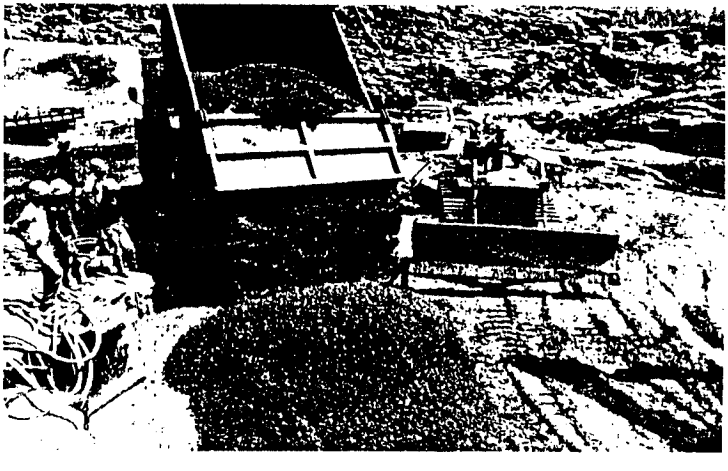


Figura 10.65 — Lançamento do concreto de regularizaçao com caminhao-basculante tipo fora-de-estrada.



Figura 10.66 — Detalhe de um basculamento direto de concreto-massa, lançado por caminhão-basculante tipo fora-de-estrada.

10.2.3 Detalhes do lançamento e espalhamento do concreto (Nota 28)

10.2.3.1 Generalidades

Antes de ser iniciada uma concretagem, deve-se verificar a conformidade das providências para o adequado desenvolvimento dos serviços. Essas providências poderão ser rotinizadas através de um impresso próprio (tipo "check-list") indicando-se a mão-de-obra existente para os trabalhos, condições da região a receber o concreto, condições de fôrmas, embutidos, armaduras, equipamentos auxiliares (iluminação, vibradores, chupões, nebulizadores, bombas, proteções) etc.

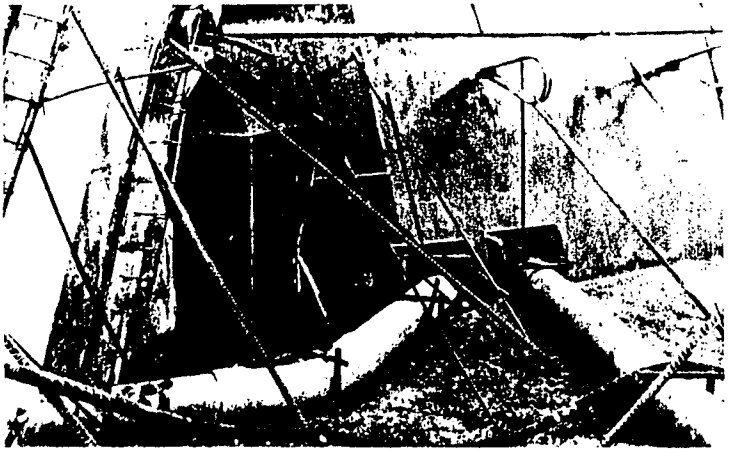


Figura 10.67 — Região sem condições de receber o concreto devido a não limpeza dos elementos de vedação (mata-juntas) e à colocação de tubos junto à superfície impedindo a entrada do concreto entre os tubos e a superfície.

Nota 28: Parte das informações e ilustrações contidas neste item constam do documento [19] RE — 01/79 — Orientações para controle do transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto-massa — Itaipu Binacional.



Figura 10.68 — Área sem condições de receber o concreto devido à existência de poças d'água.

10.2.3.2 **Lançamento**

A superfície a receber o concreto deve estar na condição de saturada seca, devendo estar molhada, porém sem poças ou filme d'água.

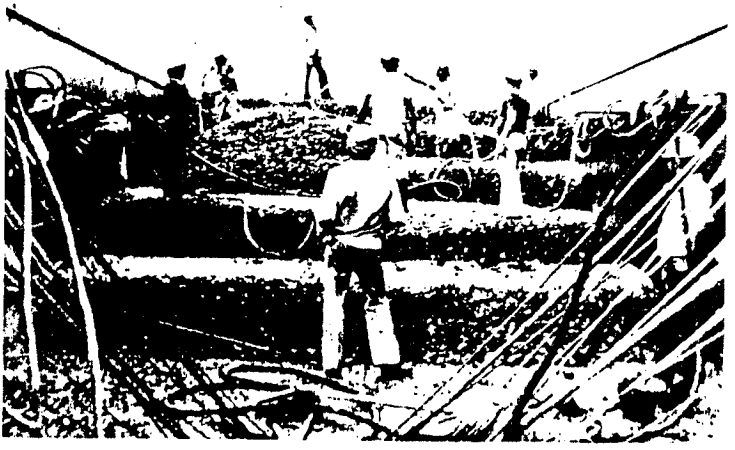


Figura 10.69 — Superfície (à frente da primeira subcamada) na condição saturada seca. As pequenas poças junto aos sacos de aniagem podem ser eliminadas pela ação de jatos de ar, pelo uso de espingarda. No topo da fôrma vê-se o sarrafo de cota, e de formação da junta-seca.

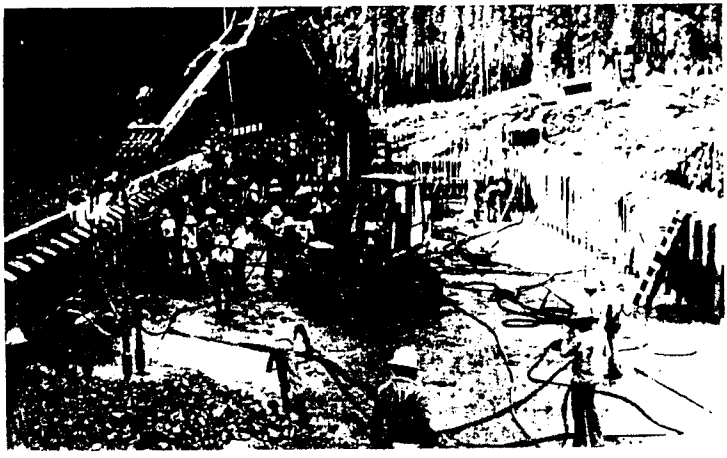


Figura 10.70 — Mantendo-se a superfície a receber concreto na condição saturada-seca pela aplicação de água (água e ar) através da espingarda. Observar que o jato está no sentido do avanço do concreto.

Em havendo excesso de água sobre a superfície, especialmente em superfícies de rocha, podem ser usados chupões (sistema de bombeamento sob sucção com ar comprimido) ou bombas.

Em locais com densa armadura é importante que no esquema de lançamento se considere e se cuide para que a armadura não sofra deslocamentos quando do lançamento do concreto.

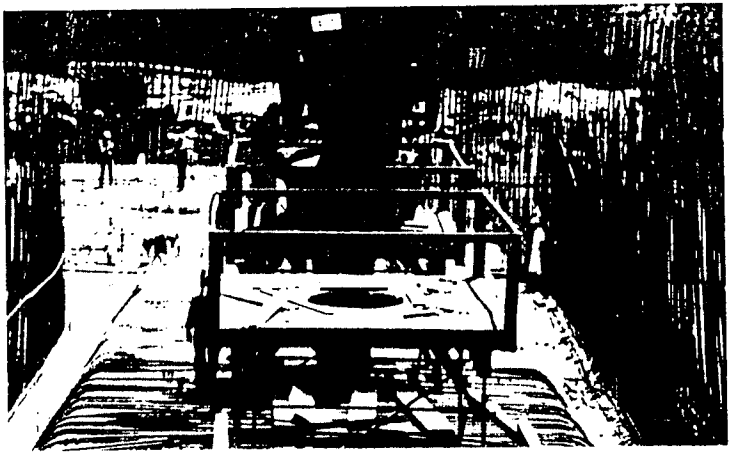


Figura 10.71 — Plataforma e chute montados sobre a armação, para que se evite a aplicação do concreto diretamente sobre a armadura.

É também importante que ao se planejar uma concretagem seja feito um detalhamento das etapas (normalmente chamado de plano de concretagem) considerando a tipologia do concreto, sentido de lançamento etc.

As concretagens normalmente são feitas em escadas com degraus (subcamadas) de altura inferior ao comprimento do bulbo do vibrador e submúltiplo da altura da camada a ser concretada. Essa altura geralmente está ao redor de 0,5 m.

A figura 10.69 mostra um lançamento sendo efetuado por cinco subcamadas.

O lançamento do concreto próximo às fôrmas, taludes ou paredes deve ser feito de modo que não sejam formados montes de concreto a menos de (aproximadamente) 0,5 m do ponto de confinamento.

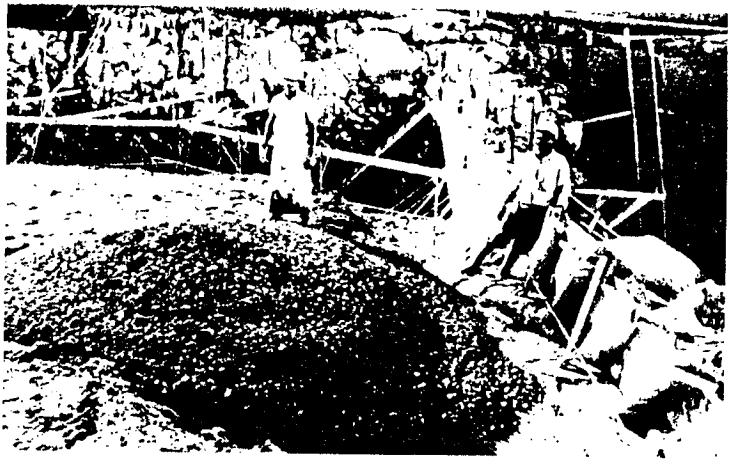


Figura 10.72 — Colocação do (monte) concreto a mais de 0,5 m de uma superfície enformada.

O espaço deixado entre a fôrma (ou superfície) permite que os agregados de grandes dimensões (principalmente no lançamento de concreto-massa) sejam removidos da saia do monte, evitando-se a formação de ninhos junto às superfícies.

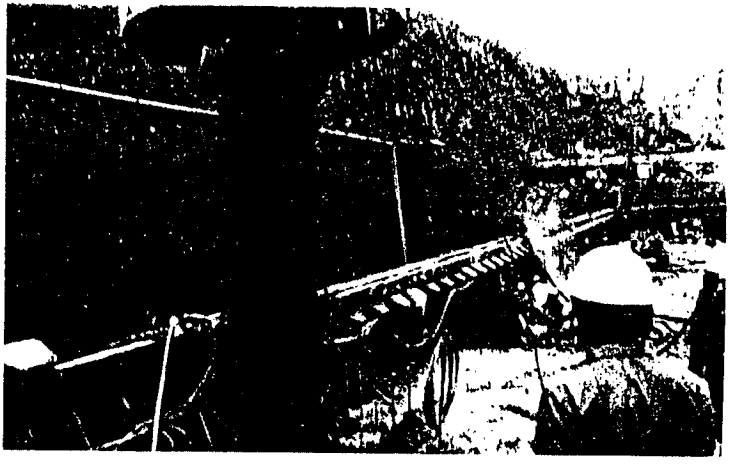


Figura 10.73 — Lançamento incorreto, pela proximidade à fôrma, podendo acarretar a formação de ninhos de pedras.

Essa providência é ainda mais importante se a fôrma possuir almofadas, como ilustra a figura 10.74.

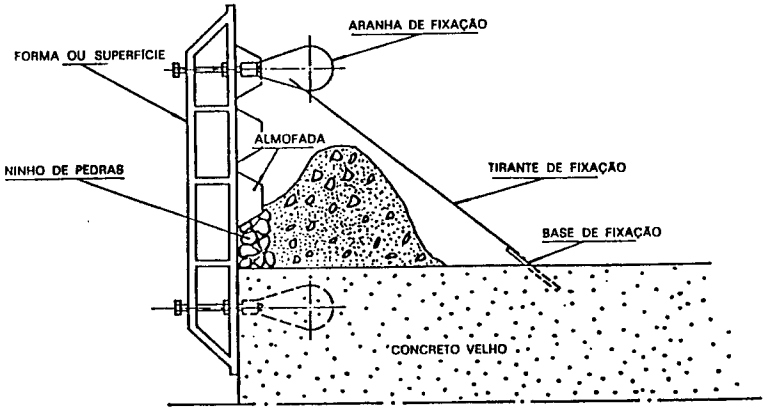


Figura 10.74 — Abertura da caçamba efetuada muito próxima à fôrma.



Figura 10.75 — Bicheira causada por abertura da caçamba com concreto-massa, junto à fôrma.

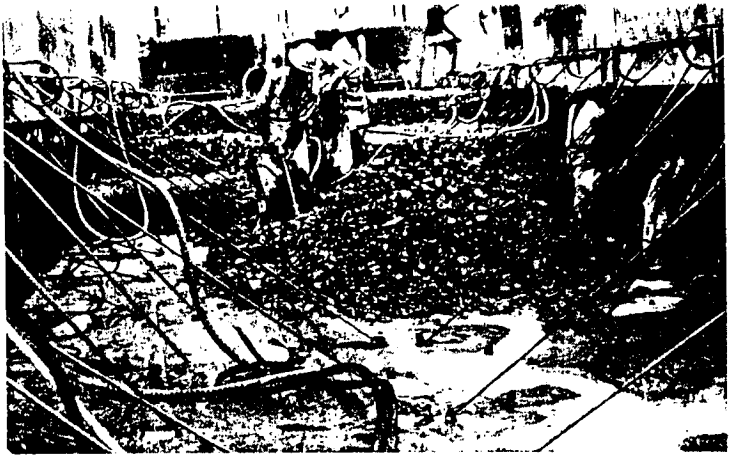


Figura 10.76 — Caçamba furada de maneira e a distancia correta, possibilitando a cataçao de pedras na saia do monte junto a forma.

O concreto pode ser colocado junto à fôrma da maneira como mostrado na figura 10.78.



Figura 10.77 — Caçamba aberta próxima à fôrma almofadada, havendo formação de ninho de agregados.

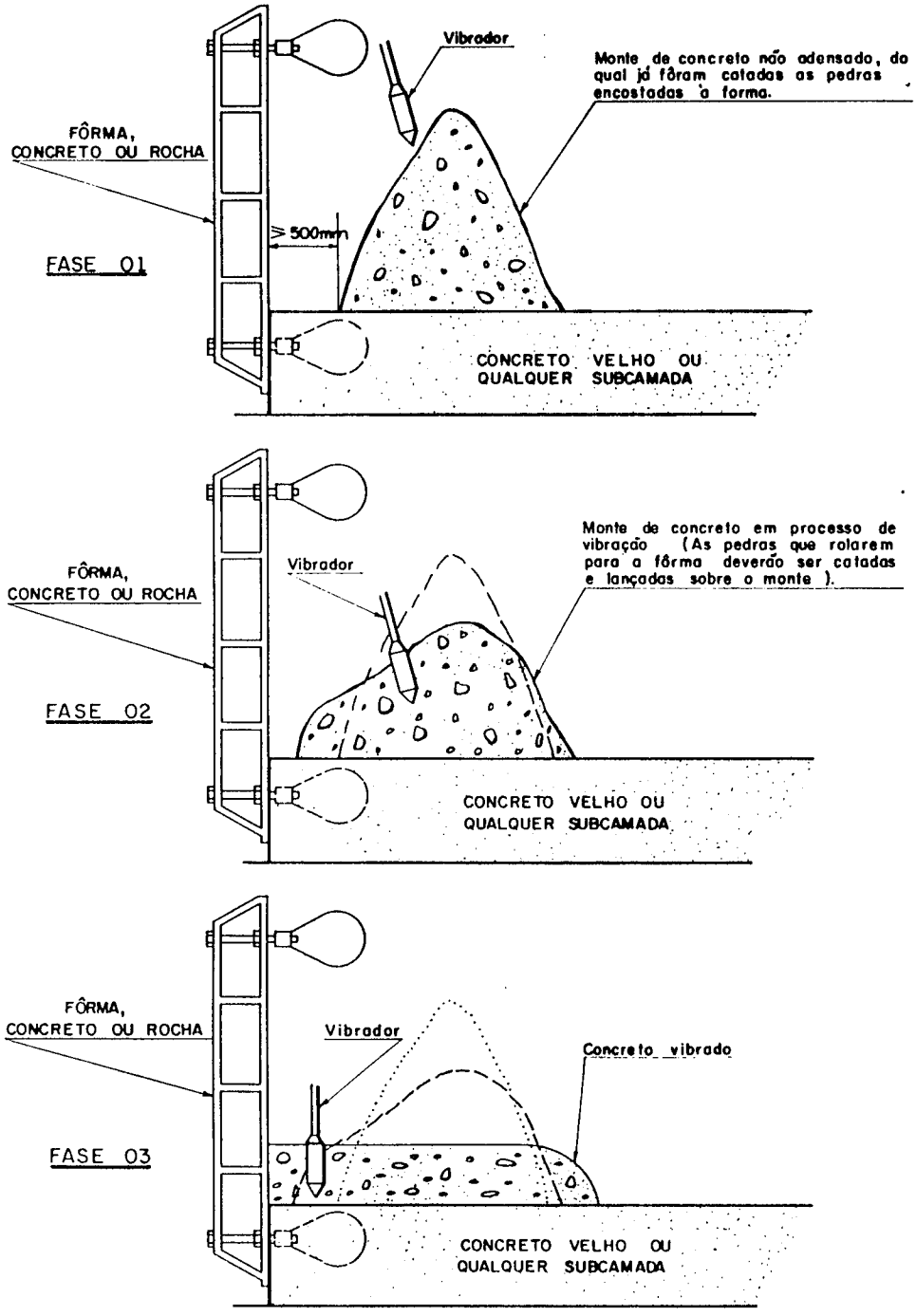
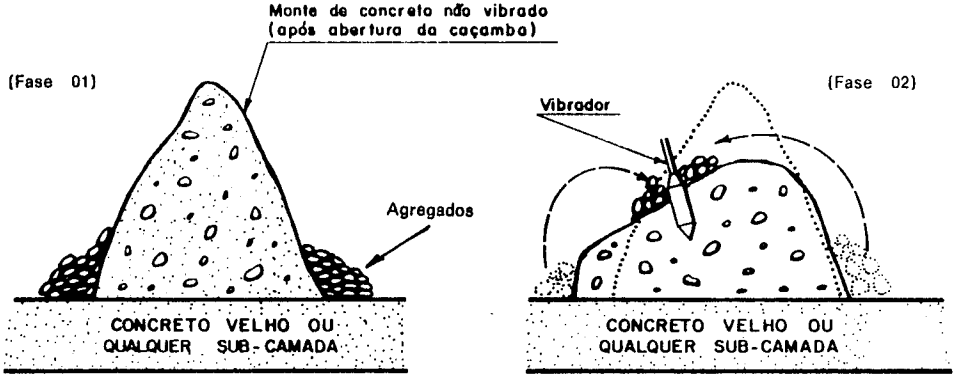


Figura 10.78 — Colocação adequada do concreto junto à fôrma.

Os agregados que eventualmente rolarem pela saia do monte de concreto devem ser catados e lançados junto aos vibradores na massa do concreto.



— Observa-se que as pedras maiores que estavam na cabeça (Fase 01), estão sendo lançadas sobre o monte de concreto, perto de um vibrador em funcionamento. (Fase 02)

— Jogando-se as pedras junto ao vibrador em funcionamento, as pedras afundarão devido à ação do mesmo.

— Para facilitar ainda mais o "afundamento" das pedras maiores, orienta-se o vibradorista para que pise sobre estas pedras durante a vibração.

MANEIRA CORRETA DE SE "CATAR" PEDRAS DAS CABEÇAS DE CONCRETAGEM

Figura 10.79 — Sequência de correção de segregação durante o lançamento.

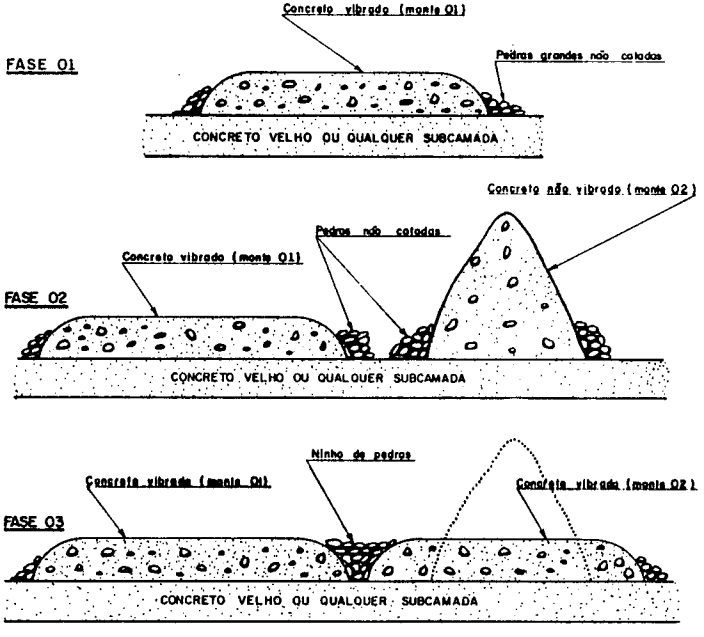


Figura 10.80 — Ilustração de sequência incorreta, no lançamento do concreto, acarretando ninho de agregados, e que deve ser evitado ou desfeito.

É comum o vibradorista tentar desfazer o ninho de agregados através da vibração, o que não é conveniente, pois além de desgastar o vibrador há dificuldades para corrigir a segregação.

Ao se lançar concreto com fôrmas inclinadas, as preocupações devem ser redobradas, pois poderão ficar aprisionadas bolhas de ar e as bicheiras poderão ocorrer mais facilmente.



Figura 10.81 — Bolhas de ar aprisionadas junto à fôrma inclinada, devido ao lançamento incorreto.

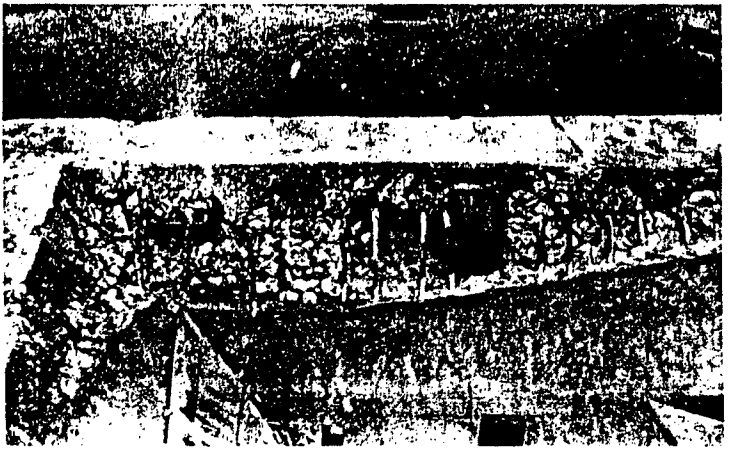


Figura 10.82 — Bicheira formada junto à fôrma inclinada, mesmo tendo sido aplicado concreto com pequena dimensão máxima de agregado.



Figura 10.83 — Bicheira junto a fôrma inclinada, devido à colocação do concreto muito próximo à fôrma.

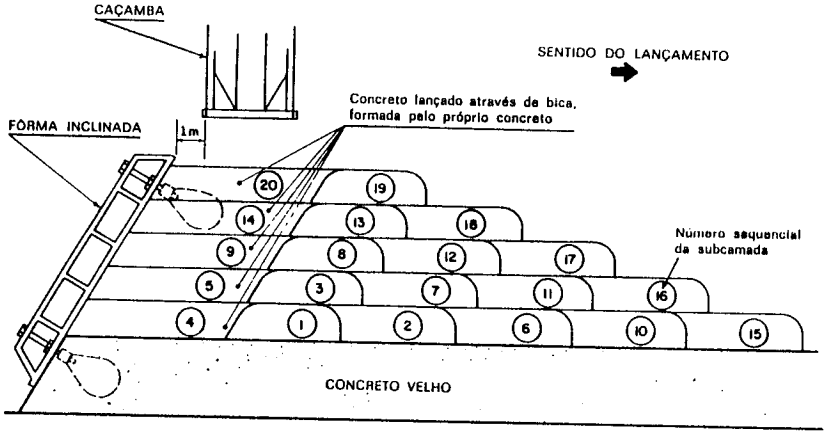


Figura 10.84 — Método executivo de concretagem em fôrmas inclinadas (formação de bica).

Para minimizar a ocorrência desse tipo de bicheira pode ser adotado o procedimento ilustrado nas figuras 10.84 e 10.85.

O esquema mostrado na figura 10.84 deve ser adequadamente supervisionado para que não ocorra junta-fria nas cabeças de espera (bica) do concreto devido ao tempo de pega do concreto.

Ao se efetuar uma concretagem de longa duração é conveniente que as frentes de lançamento sejam protegidas adequadamente.

Em dias de sol ou ventos fortes principalmente as cabeças de concretagem devem ser protegidas e mantidas permanentemente úmidas de maneira a evitar a secagem prematura, pela evaporação.

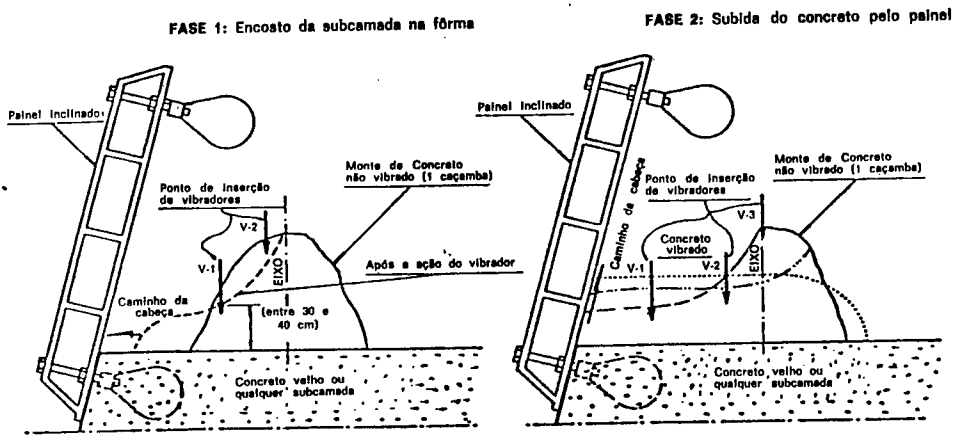


Figura 10.85 — Procedimento de encosto de cabeça de concretagem em fôrma inclinada.

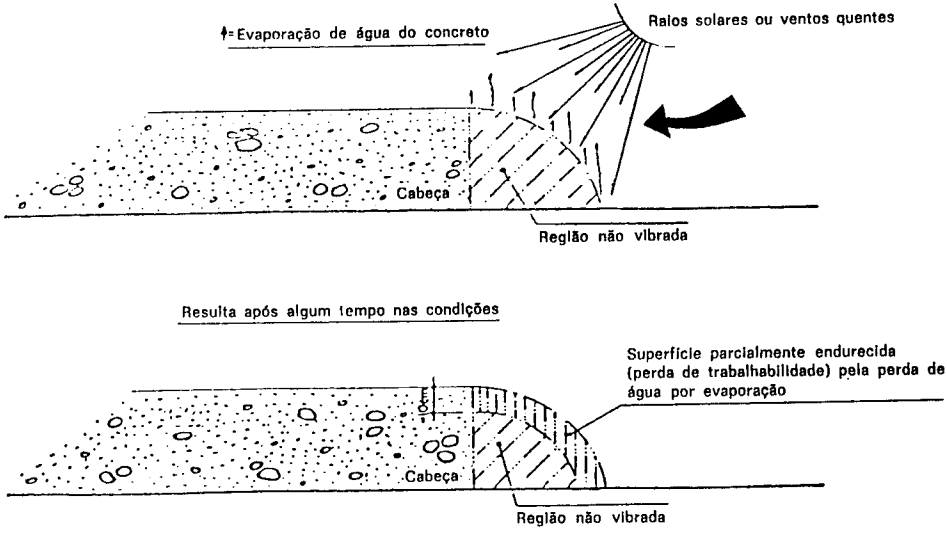


Figura 10.86 — Ação e efeito dos raios solares em uma cabeça de concretagem não protegida.

Esse endurecimento da parte superficial da cabeça, devida a não proteção contra os raios solares ou ventos quentes é uma falsa junta-fria, que é aparentemente rígida, representando estar dura, mas inserindo-se um vibrador percebe-se o aparecimento de argamassa na superfície da cabeça, mostrando que a mesma está em condições de ser coberta por concreto.

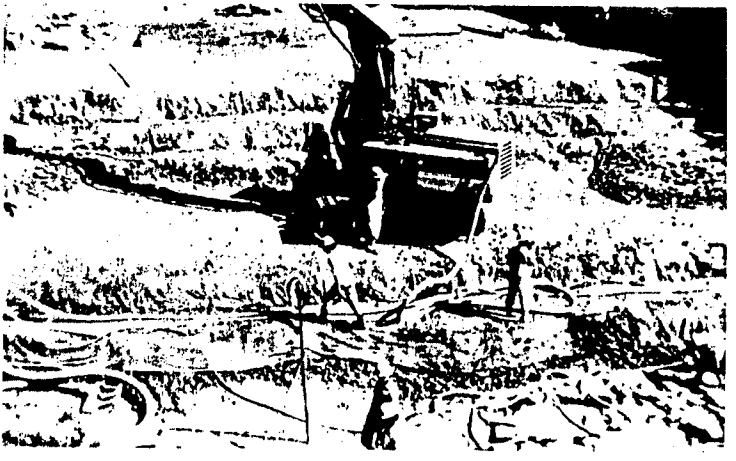


Figura 10.87 — Proteção das cabeças de concretagem contra a ação dos raios solares ou ventos. Nota-se que somente a cabeça da terceira subcamada não está coberta, pois está recebendo o concreto.

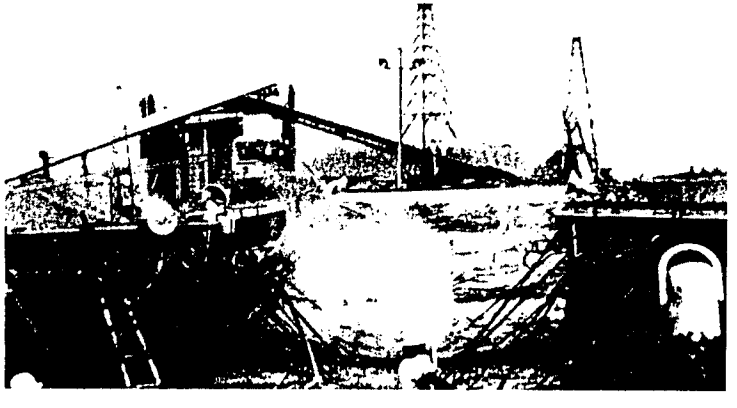


Figura 10.88 — Nebulização aplicada sobre as cabeças protegidas através do uso da espingarda.

Sob forte chuva o concreto também deve ser protegido, e a concretagem não deve prosseguir nessa situação até que haja condições favoráveis.

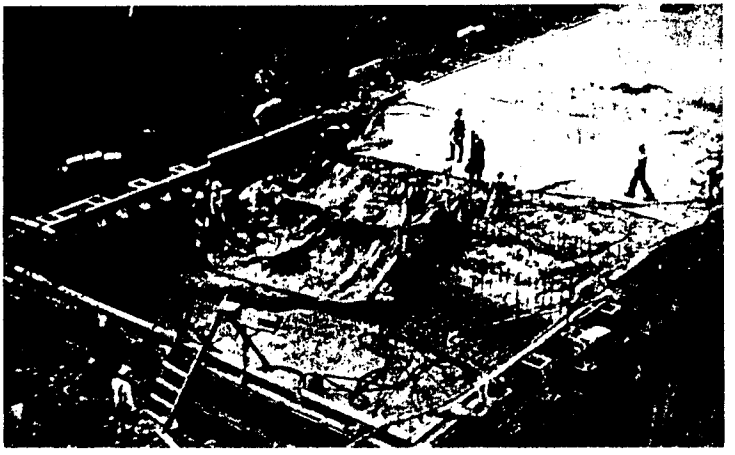


Figura 10.89 — Proteção das cabeças de concretagem, com lonas para impedir que a chuva lave as cabeças não adensadas.

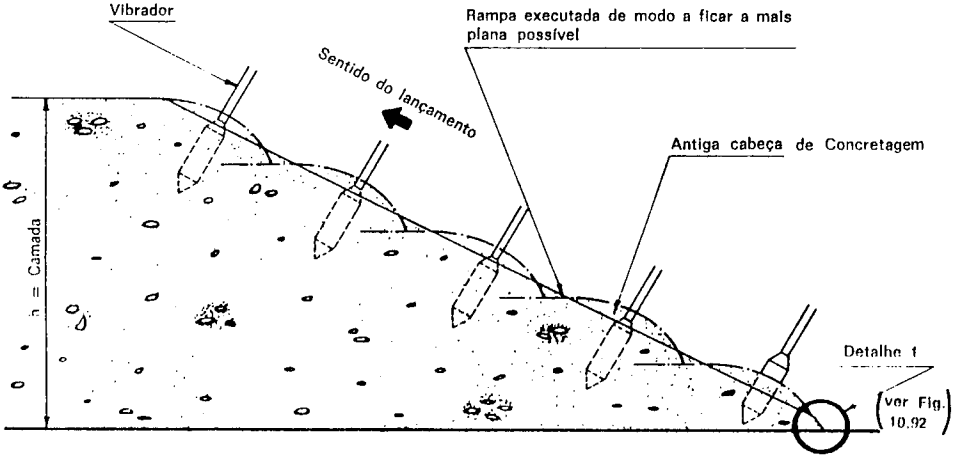
Na ocasião em que ocorre chuva forte e prolongada pode acontecer uma junta-fria que se define como sendo uma junta de concretagem não prevista, e que se constata como sendo o instante a partir do qual o vibrador em funcionamento não penetra sob ação de seu peso próprio, no concreto, devido ter-se atingido o tempo de fim de pega.

Após a constatação da junta-fria é necessário efetuar-se um preparo da cabeça para eliminar o concreto poroso (não adensado) da parte frontal da mesma procedendo-se da seguinte maneira:

— todo o concreto da cabeça que não está vibrado deve ser removido procurando-se deixar a superfície mais plana possível;

— após a retirada do concreto poroso, retirar as pedras soltas;

— reiniciar o lançamento;



Execução de rampa para preparo de junta fria

Figura 10.90 — Execução de rampa para preparo de junta-fria.

— este procedimento somente é válido se a concretagem for reiniciada imediatamente, pois do contrário será necessário o corte (preparo) da superfície com jato de ar e água a alta pressão (ou corte verde), ou jato de areia, como citado anteriormente (item 10.1.2).

Nas oportunidades em que houver tempo para se preparar a frente de lançamento para a ocorrência de uma junta-fria (por exemplo formação de mau tempo após o início de lançamento do concreto) é conveniente proceder-se:

— rampar o bloco através do uso de vibrador, ou seja, vibrar as cabeças de concretagem (porosa) rampando-as (ver figura 10.90);

— retirar as pedras maiores que estão aflorando na rampa;

— utilizar soquetes manuais, de modo a deixar a rampa mais plana possível (ver figura 10.91);

— executar o dente conforme mostrado na figura 10.92, no pé da rampa, evitando assim concreto com pequena espessura, que poderá se soltar do concreto velho (ver figura 10.93);

— executar a cura da rampa.

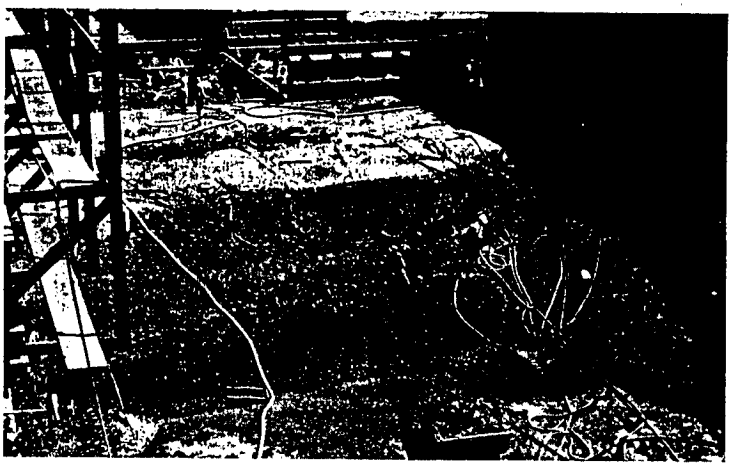


Figura 10.91 — Junta-fria preparada.

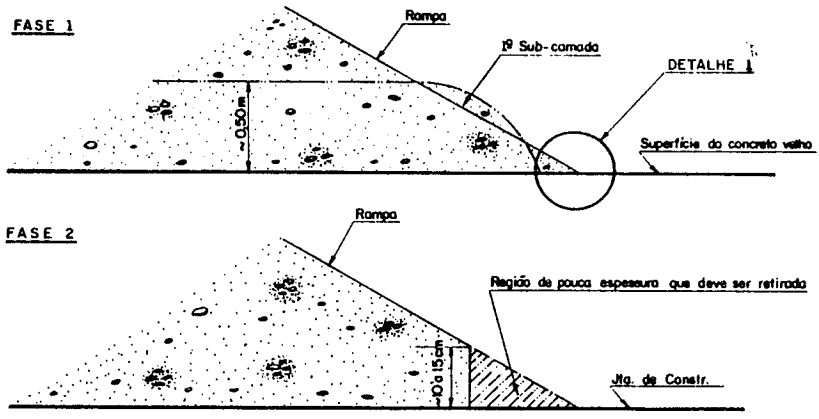


Figura 10.92 — Preparo do chanfro de uma junta-fria.

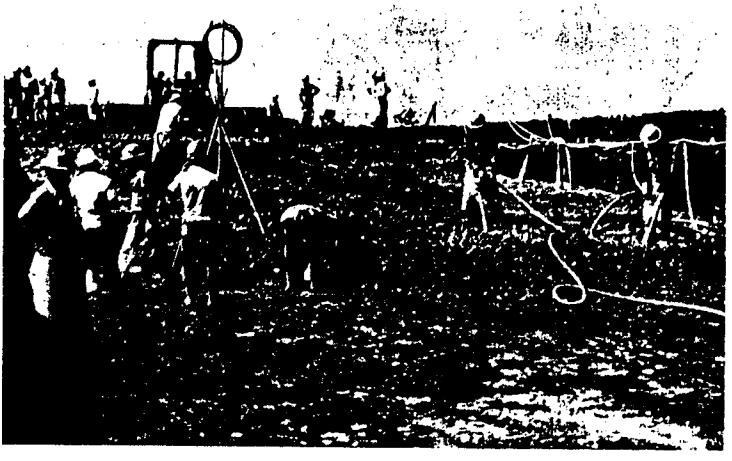


Figura 10.95 — Aspecto de uma frente em rampa, utilizando-se trator de lâmina para o espalhamento do concreto.

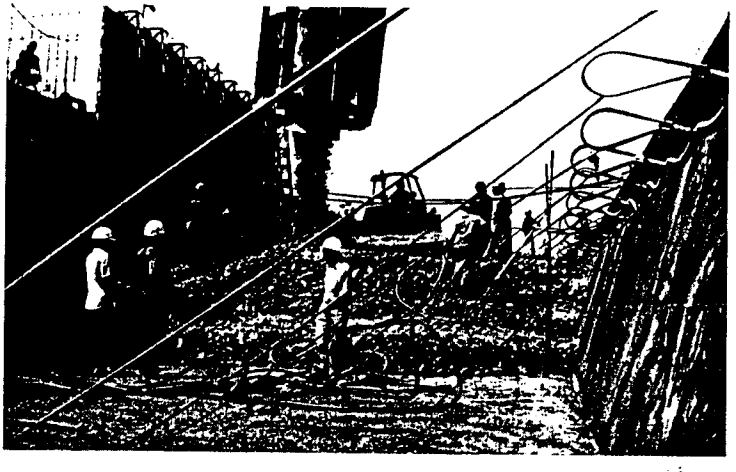


Figura 10.96 — Trator de lâmina espalhando concreto em uma frente de lançamento.

10.3 Adensamento

10.3.1 Generalidades

Ao ser lançada no local de aplicação, a massa de concreto apresenta vazios decorrentes da própria ação, dos misturadores, dos processos de transporte e de lançamento.

As bolhas, ou vazios, se originam devido ao manuseio do concreto, e podem se constituir em pontos de pouca resistência e permeáveis.

Deixando-se o concreto permanecer na condição tal qual lançado, pode ficar poroso, desuniforme e com propriedades resistentes duvidosas, tendo também um aspecto desagradável.

É necessário, então, que o concreto seja adensado para se obter as propriedades normalmente desejadas. Ainda, o adensamento é necessário para que o concreto atinja

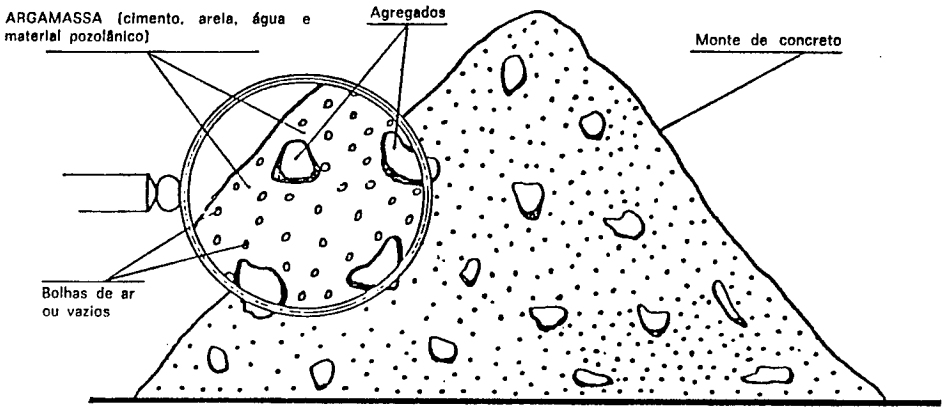


Figura 10.97 — Ilustração do aspecto de uma massa de concreto não adensado.

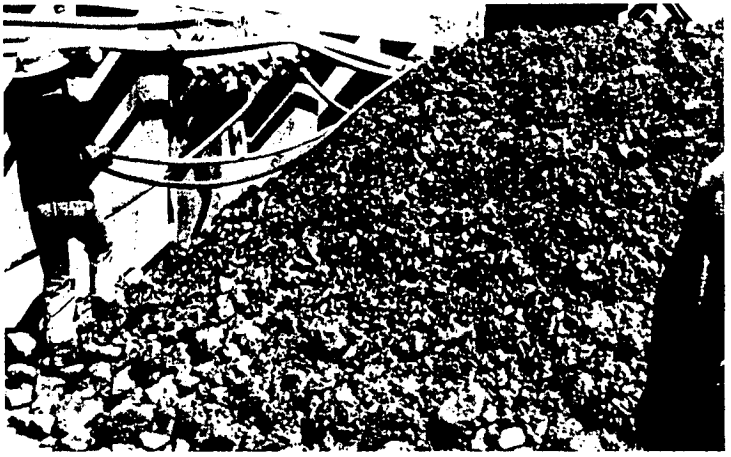


Figura 10.98 — Aspecto de um concreto recém-lançado antes de se iniciar o adensamento.

todas as regiões do molde, de maneira a resultar um corpo tal qual idealizado e também para que o concreto envolva perfeitamente todos os elementos embutidos.

10.3.2 Métodos e processos

O método ou processo de adensamento deve ser o mais adequado e compatível com as características da mistura do concreto (trabalhabilidade, consistência, diâmetro máximo dos agregados), características e dimensões das armaduras, embutidos, fôrmas etc.

Dentre os processos utilizados para o adensamento do concreto podem ser lembrados:

10.3.2.1 Apiloamento

O apiloamento pode ser executado pela ação de um soquete aplicado manualmente. O apiloamento é uma técnica aceitável em se tratando de misturas consistentes, de agregado com pequeno tamanho máximo (menor que 38 mm) e em regiões isentas de armadura e embutidos.



Figura 10.99 — Compactação por apiloamento, através de soquete de madeira, em concreto com agregado de D máx. de 38 mm.

10.3.2.2 Adensamento por vibração na superfície do concreto

Na concretagem de peças com pequena altura, em relação à área da base, como por exemplo soleiras hidráulicas e pavimentos, o adensamento pode ser efetuado através de vibradores acoplados a réguas vibratórias ou vibroacabadoras. Nessas oportunidades, além do adensamento, as réguas vibratórias permitem o acabamento da superfície, uma vez que o deslizamento das vibroacabadoras pode ser feito sobre guias adequadamente posicionadas.

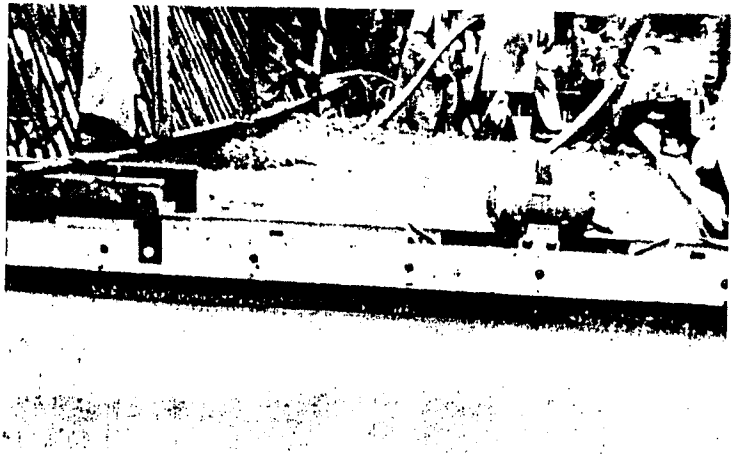


Figura 10.100 — Régua vibratória utilizada para nivelar e adensar o concreto de uma superfície de escoamento hidráulico. Sobre a régua vê-se o motor elétrico para propiciar a vibração.

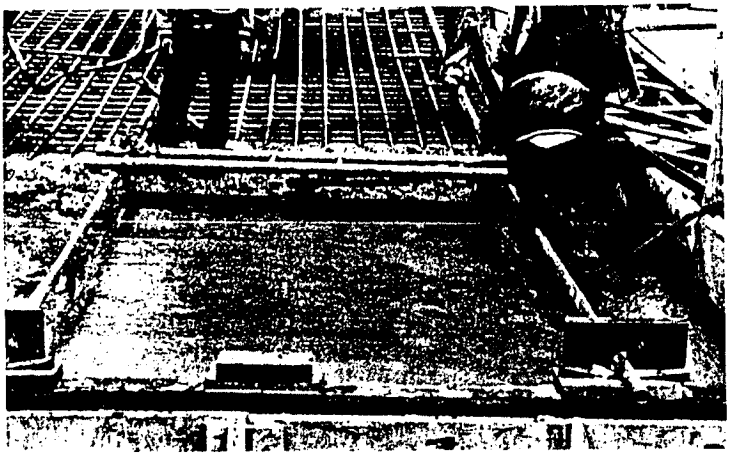


Figura 10.101 — Régua vibratória em estrutura tubular apoiada sobre guias tubulares. O vibrador utilizado é do tipo parede de acionamento pneumático.

A vibração produzida pela oscilação da régua é transmitida ao concreto da vizinhança da régua. Nessa situação requer-se uma grande amplitude, especialmente quando o concreto apresentar baixa trabalhabilidade.

10.3.2.3 Adensamento por vibradores sem contato (direto) com o concreto

Para a concretagem de peças esbeltas (paredes, vigas etc.) e principalmente peças pré-moldadas, quando então tem-se densas armaduras e embutidos, pequenas espessuras, grandes profundidades (ou alturas) é usual empregar vibradores acoplados externamente às fôrmas.

Nessas oportunidades é comum utilizar-se concreto com elevada trabalhabilidade, consistente, com agregado de pequeno tamanho máximo (menor que 38 mm).

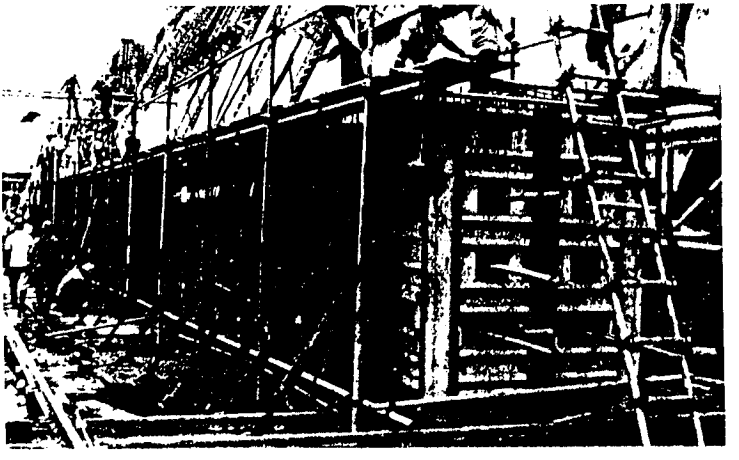


Figura 10.102 — Vibradores de parede acoplados externamente à fôrma para a concretagem de vigas pré-moldadas protendidas.

10.3.2.4 Adensamento através de mesas vibratórias

O adensamento através do uso de mesa vibratória é uma variação do processo de adensamento por meio de vibradores externos, como pode ser visto pela figura 2.52. A utilização de mesas vibratórias é comum para a moldagem de blocos de concreto, mourões, canaletas.

10.3.2.5 Adensamento por ação centrífuga

O adensamento por ação centrífuga é comumente adotado na fabricação de tubos pré-fabricados.

10.3.2.6 Adensamento próprio (auto-adensamento)

Não raras vezes é necessário planificar sequências de concretagem para locais de difícil ou impossível acesso de equipamentos de adensamento, como no caso de concretos envoltórios de blindagens (caixas espirais, pré-distribuidores, aduções etc.) ou fechamento (teto) de túneis e adufas.

Nessas ocasiões tem-se lançado mão de concretos (ver item 11) especiais de modo que a própria coluna líquida de concreto possibilite o confinamento e adensamento do concreto.



Figura 10.103 — Aplicação de concreto projetado.

O concreto projetado (ver item 11) pode ser incluído como processo de auto-adensamento, devido à ação do impacto decorrente da velocidade do fluxo de projeção.



Figura 10.104 — Preenchimento de um tunel com concreto de elevada trabalhabilidade (abatimento = 250 mm) com uso de aditivo expansor.

10.3.2.7 Adensamento por ação de rolo vibratório

É a técnica de adensamento de misturas especiais (ver item 11), sob a ação de rolo vibratório liso como mostrado na figura 10.105.



Figura 10.105 — Compactação de concreto por meio de rolo vibratório liso.

10.3.2.8 Adensamento sob a ação de vácuo

Essa técnica especial (ver detalhes no item 11) de aplicação do concreto consiste em se extrair parte da água (de trabalhabilidade) até alguns centímetros de profundidade do concreto, dando um efeito de adensamento. Isto, pela densificação da pasta, pela retirada da água e do ar da massa do concreto.



Figura 10.106 — Processo de compactaçao do concreto sob ação de vácuo (obra de Emborcaçao — Cemig).

10.3.2.9 Adensamento através de vibradores de imersão

Durante as concretagens de estruturas é comum a utilização de vibradores de imersão.

A vibração consiste em submeter o concreto fresco a rápidos impulsos vibratórios de maneira a liquefazer a massa de concreto e reduzir a força de atrito entre os agregados.

Para a compactação de concretos com agregados de diâmetro máximo superior a 38 mm (concreto-massa) normalmente são usados vibradores de imersão, de agulhas com diâmetros entre 90 mm e 150 mm.

Os vibradores de imersão, para adensamento do concreto, podem ser operados individualmente ou acoplados a uma máquina de lança, possibilitando redução de mão-de-obra.

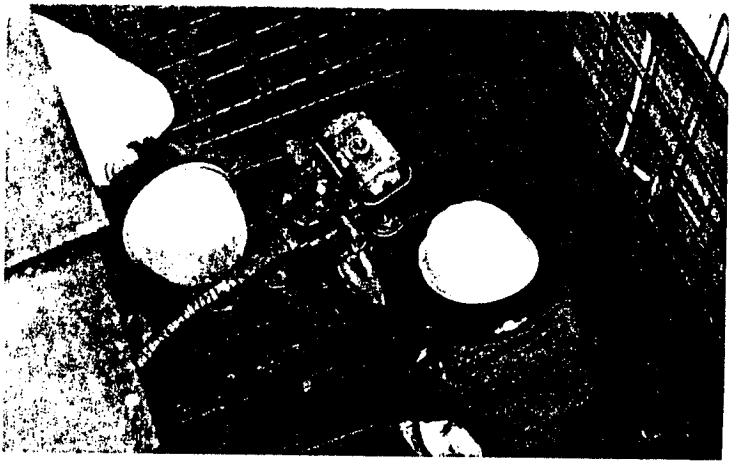


Figura 10.107 — Vibrador com motor a combustão com agulha de diâmetro de 25 mm, para concretos com agregado de pequeno tamanho máximo (menor que 38 mm).

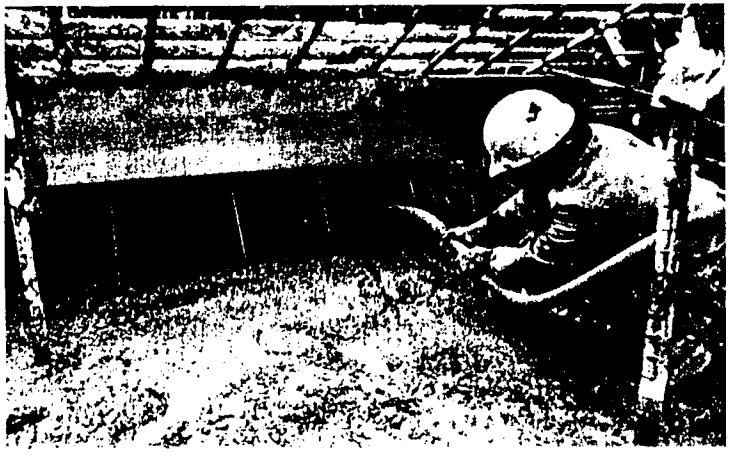


Figura 10.108 — Vibrador de mangote (a ar comprimido) sendo utilizado para a compactação de concreto com agregado de D max. de 19 mm, em local de difícil acesso.



Figura 10.109 — Vibrador de imersão com agulha de diâmetro de 150 mm, sendo inserido em uma massa de concreto com agregado de tamanho máximo de 152 mm.



Figura 10.110 — Vibrador (com agulha de 140 mm) de imersão utilizado para a compactação de concreto com agregado de diâmetro máximo de 76 mm.



Figura 10.111 — Conjuntos de vibradores de imersão acoplados a retroescavadeiras, para adensamento de concreto com agregado D máx. de 152 mm.

10.3.3 Controles do adensamento do concreto

Para controle da compactação do concreto devem ser consideradas as características do vibrador, as características do concreto em adensamento, tempo de vibração etc.

A figura 10.112 — extraída do [20] — ACI-309/72 — "Recommended Practice for Consolidation of Concrete" fornece orientações quanto à utilização de vibradores de imersão.

Uma das verificações refere-se ao tempo de permanência dos vibradores imersos no concreto; de maneira genérica o adensamento dá-se por encerrado quando não mais aparecem bolhas de ar na superfície, e esta apresenta-se vitrea.

GRUPO	APLICAÇÃO	DIÂMETRO DA CABEÇA DO VIBRADOR (mm)	FREQUÊNCIA RECOMENDADA (RPM) (a)	AMPLITUDE MÉDIA (mm) (b)	RAIO DE ATUAÇÃO APROXIMADA (mm) (c)	VELOCIDADE DE CONCRETAGEM APROXIMADA (m^3/h) (d)
I	Concreto plástico, em estruturas esbeltas e locais confinados. Poderá ser usado para auxiliar vibradores maiores, especialmente em concreto protendido, onde os cabos e os dutos congestionem as fôrmas. Também usado para moldagem de corpos de prova	20 a 40	10.000 a 15.000	0,4 a 0,8	80 a 150	0,8 a 4
II	Concreto plástico, em paredes e muros, colunas pré-moldadas, lajes e ao longo das juntas de construção. Poderá também ser usado para auxiliar vibradores maiores	30 a 60	9.000 a 13.500	0,5 a 1,0	130 a 250	2,3 a 8
III	Concreto médio (abatimento inferior a 8 cm), em construções diversas tais como, paredes, colunas, vigas, peças protendidas e lajes pesadas. Auxilia na vibração, próxima às fôrmas, no concreto-massa e pavimentos. Poderá ser montado em conjunto.	50 a 90	8.000 a 12.000	0,6 a 1,3	180 a 360	4,6 a 15
IV	Concretos-massa e estrutural com abatimento entre 0 cm a 5 cm, lançados em quantidades superiores a 3 m^3, em fôrmas razoavelmente largas de construção pesada (fundações, casas de força). Também auxilia na vibração, na construção de barragens, em locais próximos aos embutidos	80 a 150	7.000 a 10.500	0,8 a 1,5	300 a 510	11 a 31
V	Concreto-massa, de barragens em gravidade, dois ou mais vibradores são recomendados para operar simultaneamente a fim de adensar quantidades de concreto (3 m^3) lançadas de uma só vez	130 a 180	5.500 a 8.500	1,0 a 2,0	400 a 610	19 a 38

a = Medida com o vibrador imerso no concreto
b = Medida
c = Distância, dentro da qual o concreto será totalmente adensado
d = Assumindo-se que o vibrador seja colocado a 1,5 vezes o raio de ação e que o vibrador opera 2/3 do tempo dentro do concreto

Figura 10.112 — Valores orientativos sobre uma utilização de vibradores de imersão.

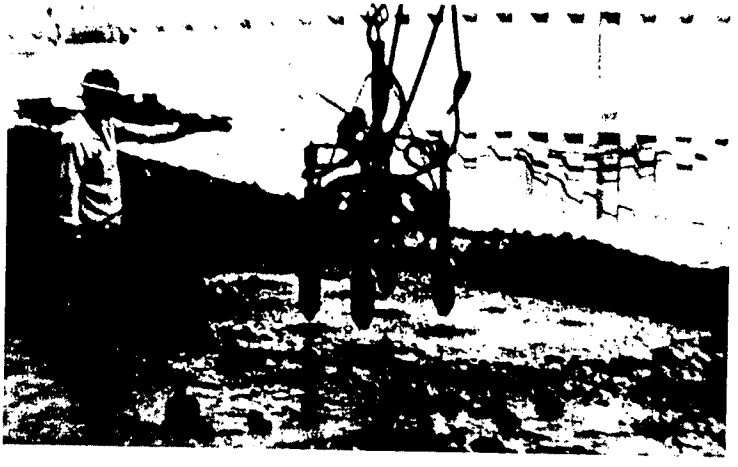


Figura 10.113 — Aspecto vítreo da superfície do concreto adensado.



Figura 10.114 — Aspecto vítreo da superfície do concreto, ao término do adensamento.

Uma outra verificação a ser feita periodicamente é a da frequência (rotações) de vibração. Para a tomada de medida da frequência de vibração, normalmente é usado o tacômetro de haste indicado na figura 10.115. A rotação é medida encostando-se a ponta do tacômetro na cabeça do vibrador, estando este em carga. Um procedimento, considerado como alternativa, é o preconizado pelo [21] método CRD-C-521/78 do Corps of Engineers que permite as tomadas de leituras de frequências serem feitas na mangueira de ar comprimido que alimenta o equipamento.

Medições e estudos efetuados durante a construção da obra de Itaipu [22] mostraram que as frequências medidas junto à agulha do vibrador são aproximadamente 10% inferiores às determinadas na mangueira, estando o vibrador imerso ou não. As leituras efetuadas com os vibradores fora do concreto são maiores, em aproximadamente 30% a 35%, que as leituras obtidas com os vibradores imersos no concreto, em ambos os processos de medição. Ao se reduzir o diâmetro da mangueira de alimentação, reduz-se também o valor médio das medidas.

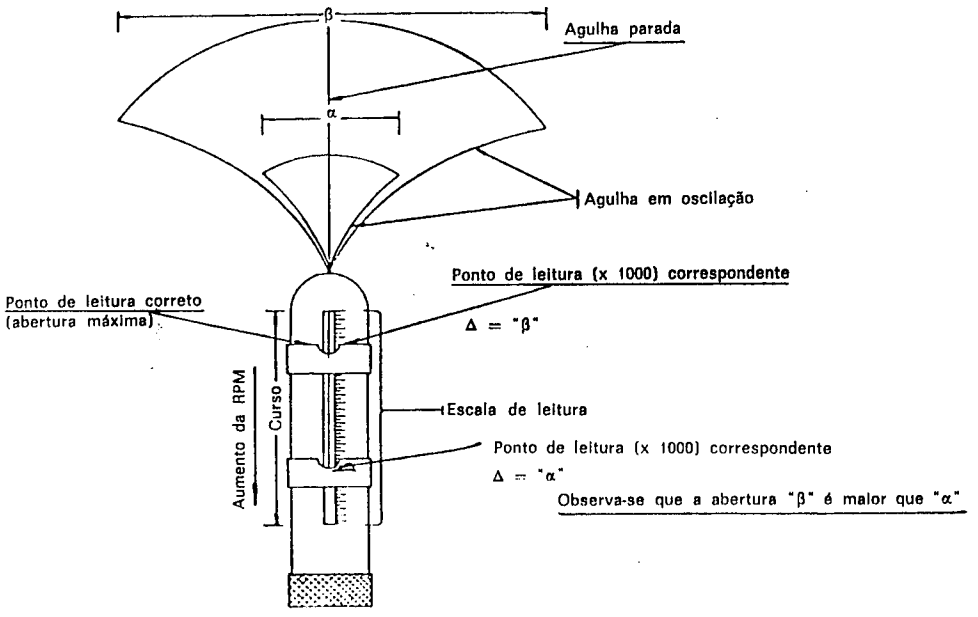


Figura 10.115 — Tacômetro de haste para medidas de vibração.

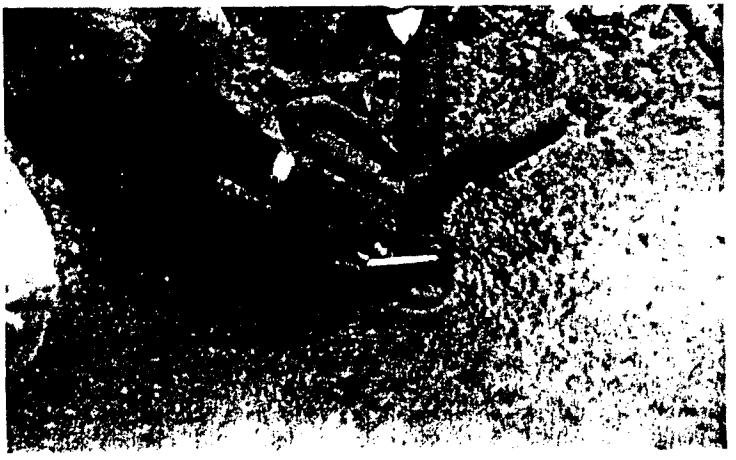


Figura 10.116 — Tomada de medida de frequência, com o vibrador imerso no concreto.

10.3.4 Utilização do adensamento

O vibrador de imersão, de maior utilização para o adensamento do concreto, deve ser operado em posição a mais vertical possível, devendo ser aprofundado ao máximo, para que se efetue a costura (o adensamento entre subcamadas ou frentes de lançamento de concreto) com a subcamada subjacente.

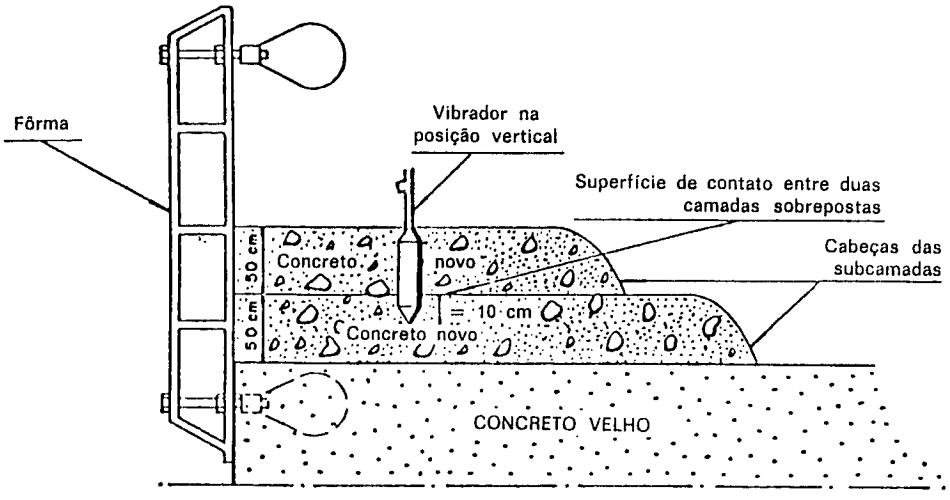


Figura 10.117 — Colocação correta do vibrador em posição vertical.

A colocação inclinada do vibrador pode provocar a formação de bolsão de agregados, como ilustrado na figura 10.118.

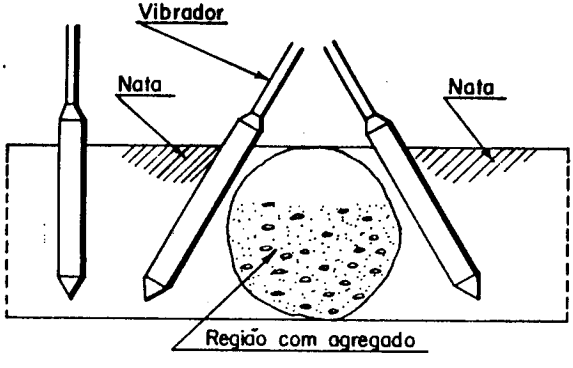


Figura 10.118 — Ilustração de ocorrência de bolsão devido à inclinação do vibrador.

Em determinadas condições, entretanto, o vibrador pode ser utilizado inclinado, tomando-se o devido cuidado. Como exemplo, é o que se mostra nas figuras 10.84, 10.108 e complementado pela figura 10.119.

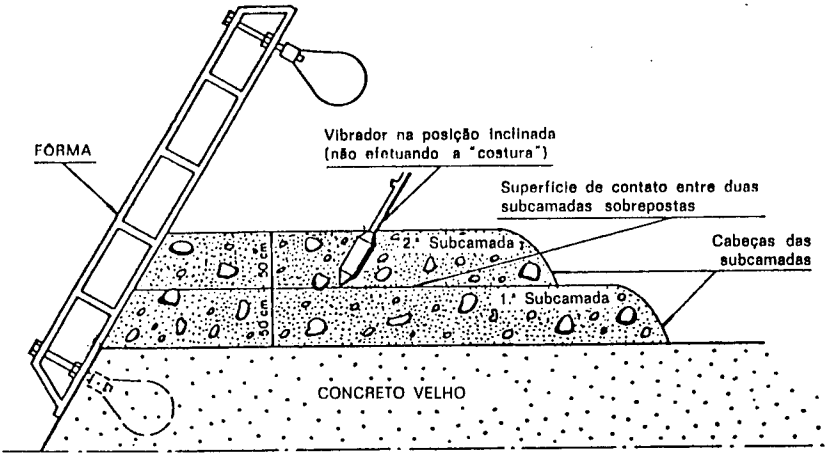


Figura 10.119 — Utilização do vibrador em posição inclinada.

Nessa situação deve-se cuidar para que se efetue a costura entre subcamadas, para não ocorrer falhas como mostradas na figura 10.120.

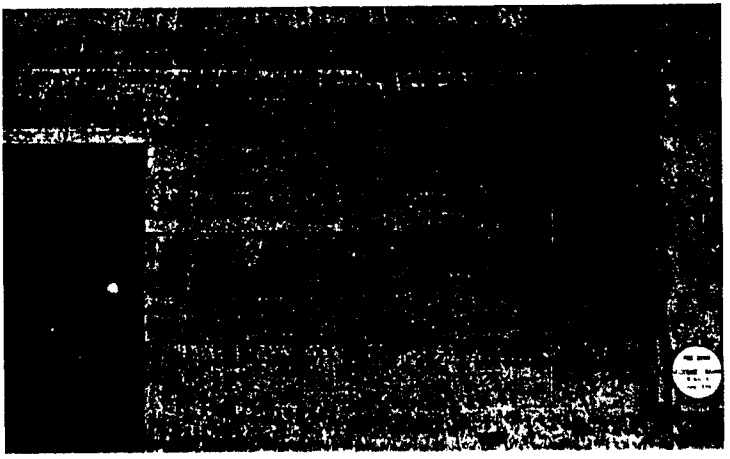


Figura 10.120 — Paramento inclinado, apresentando delineamento entre subcamadas de concretagem (entre camadas com "groove" triangular) devido a uma costura deficiente.

A inserção do vibrador deve ser feita a distâncias regulares de modo que a intervalos menores não ocorra uma supervibração (aparecimento excessivo de nata ou argamassa na superfície), e por períodos entre 5 s a 15 s (normalmente) até apresentar as características mostradas nas figuras 10.113 e 10.114.

A retirada do vibrador deve ser lenta de modo a não formar buracos no concreto, o que ocorre se o vibrador for retirado rapidamente.

Ao se adensar um monte de concreto, a cabeça de concretagem normalmente não é vibrada. A cabeça de concretagem, por não estar vibrada, apresenta vazios que devem ser eliminados através da ação dos vibradores, após ter-se encostado concreto novo à mesma.

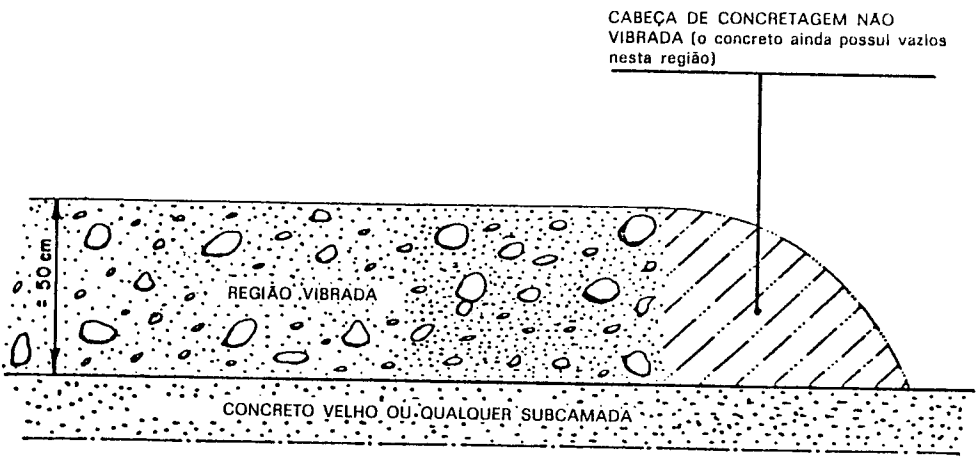


Figura 10.121 — Cabeça de concretagem não adensada.



Figura 10.122 — Cabeça de concretagem não adensada aguardando novo lançamento de concreto.

Ao se lançar o concreto na frente de uma cabeça já lançada, para se proceder ao avanço da concretagem, o monte de concreto deve calçar a cabeça como ilustra a figura 10.123.

O monte de concreto é então desfeito pela vibração como mostrado na figura 10.79.

Imediatamente antes de ocorrer o nivelamento entre o concreto recém-lançado e a subcamada anterior (ver figura 10.124) coloca-se o vibrador efetuando-se assim a costura entre cabeças. É necessário que a altura da cabeça "2" seja maior do que a da cabeça "1" para evitar o aparecimento de fissuras no topo da cabeça "1", como é ilustrado nas figuras 10.125 e 10.126.

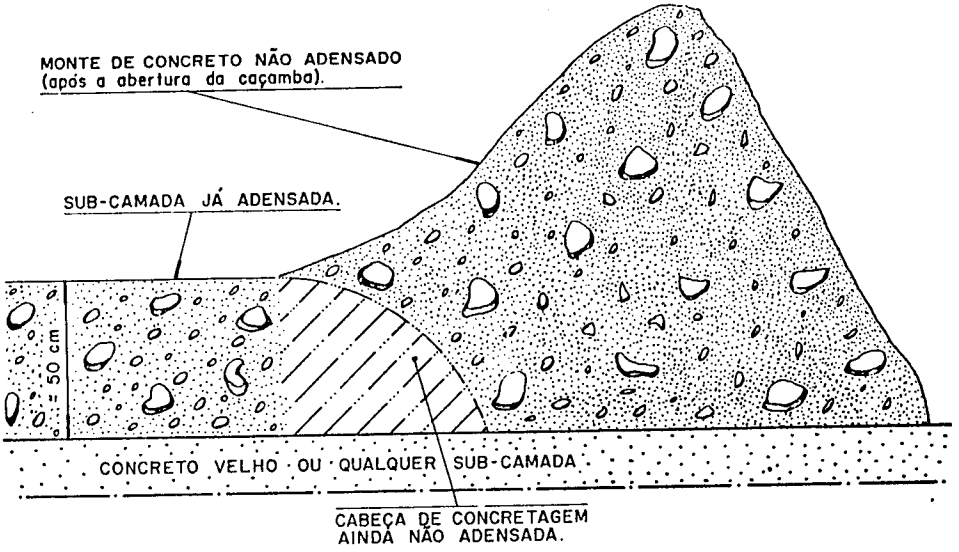


Figura 10.123 — Lançamento de concreto à frente de uma cabeça.

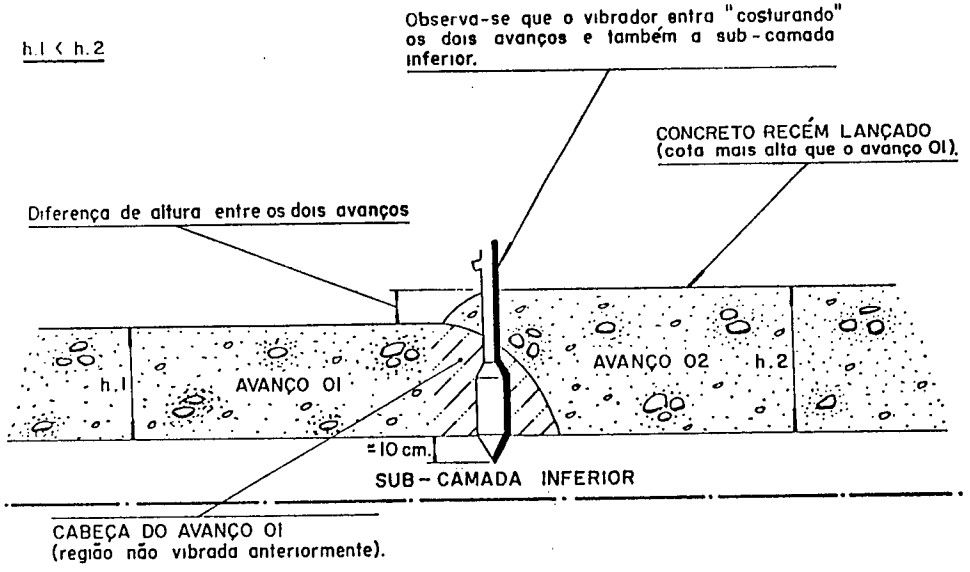


Figura 10.124 — Maneira adequada de se efetuar uma "costura" em "cabeça" de concretagem.

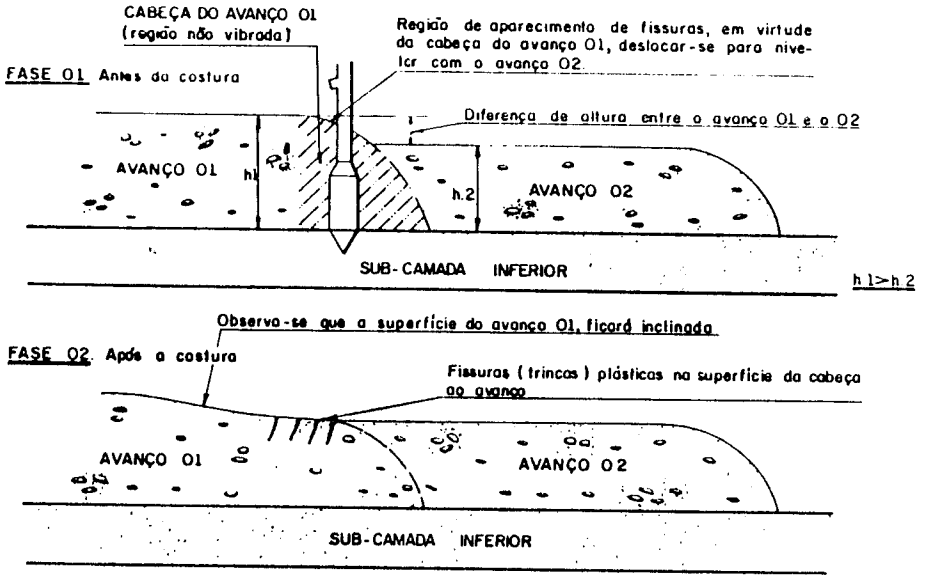


Figura 10.125 — Maneira inadequada de se efetuar a costura no avanço.

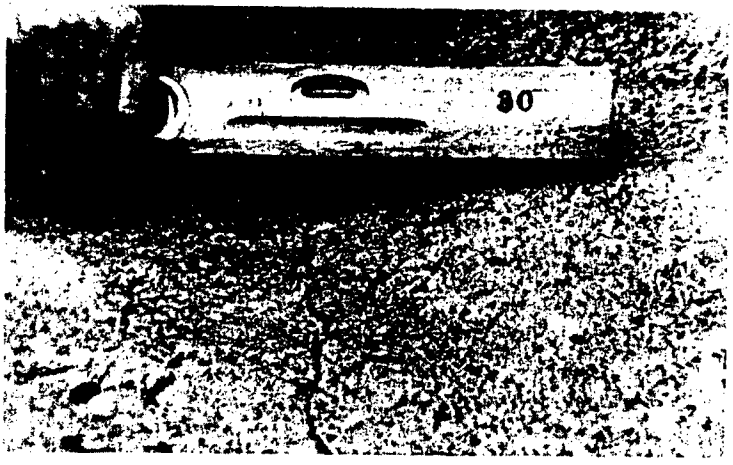


Figura 10.126 — Fissura originada (com o concreto ainda plástico) devido ao lançamento e adensamento terem sido feitos com desnivelamento (ver nível de referência).

A fissura mostrada nas figuras 10.125 e 10.126, várias vezes é decorrente de um lançamento mal planejado e conduzido inadequadamente, como mostrado na figura 10.127.



Figura 10.127 — Concretagem sendo efetuada em desalinhamento e com camadas de diversas alturas, dificultando as costuras.

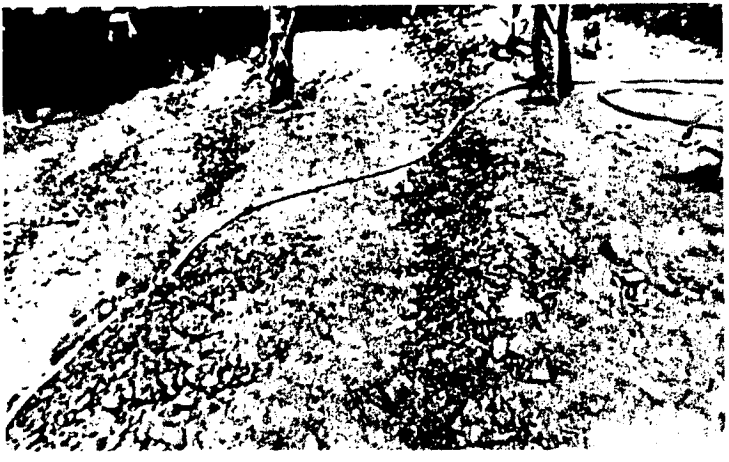


Figura 10.128 — O alinhamento das cabeças de concretagem facilita sobremaneira a continuidade dos serviços.

Nas ocasiões em que ocorrer o desnivelamento mostrado na figura 10.125, para que não surjam fissuras como mostrado na figura 10.126, é conveniente fazer um repasse (voltar com as operações do vibrador, nas regiões já adensadas) ou revibração (ver item 10.3.5) da região em desnível.

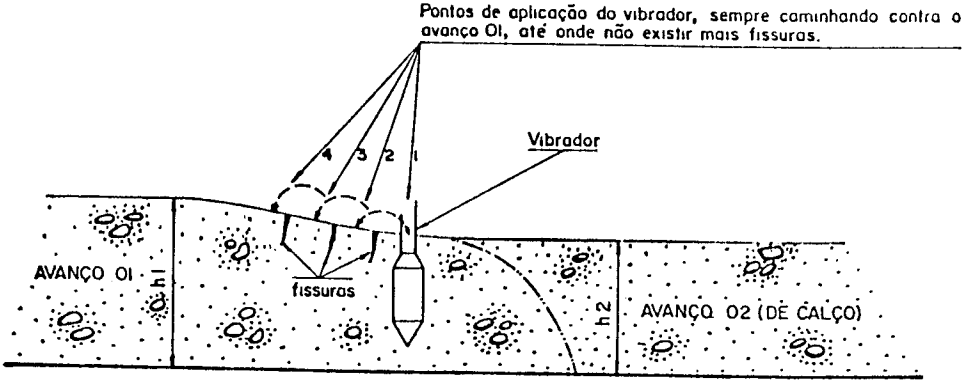


Figura 10.129 — Maneira de evitar o aparecimento de fissuras, devido ao desnivelamento dos avanços.

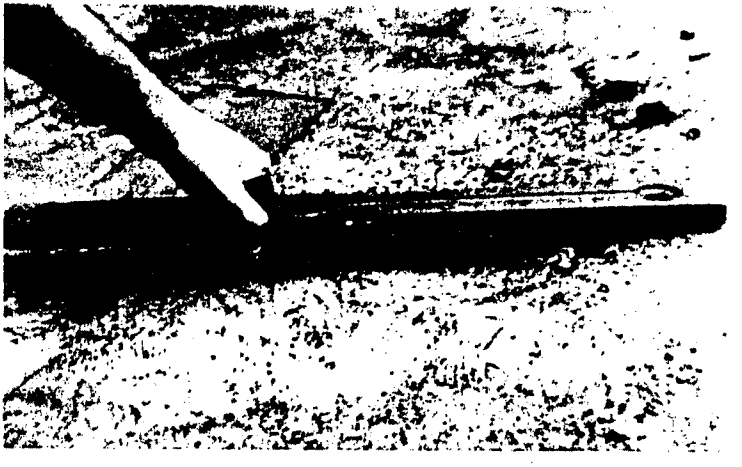


Figura 10.130 — Concreto com desnivel (ver nivel de referência) porém sem fissuras, combatidas pelo uso de revibração.

Durante o adensamento, pode surgir à superfície uma certa quantidade de água (água de exsudação-bleeding) que deve ser removida.



Figura 10.131 — Retirada da água de exsudação com chupão.

10.3.5 Revibração

Revibração é o processo de vibrar novamente o concreto que tenha sido vibrado anteriormente. De forma geral, a maior parte do concreto é revibrada normalmente, quando, ao se lançarem sucessivas camadas de concreto, o vibrador penetrar na camada inferior (anteriormente já adensada). Entretanto o termo revibração deve ser entendido como sendo uma nova vibração sistemática e intencional, algum tempo após o concreto ter sido lançado.

Para se fazer uma revibração na massa do concreto, é necessário que o mesmo ainda tenha plasticidade para que a armadura não se descole pelos efeitos dessa vibração adicional. Desde que o vibrador penetre no concreto pelo seu próprio peso, não é tarde para que o concreto se beneficie da revibração.



Figura 10.132 — Pequenas bicheiras que poderiam ter sido eliminadas pela revibração. Nota-se que sob as áreas porosas havia concreto argamassado.

A revibração pode ser [illegible]zada em toda a extensão de cada subcamada e especialmente ao redor de fôrmas, embutidos e armaduras. A revibração deve ser executada com o concreto no estado plástico ou semiplástico, mas antes de ter atingido o tempo de fim de pega a partir do qual o concreto não aceita mais vibração.

A revibração ao redor de fôrmas ajuda a eliminar possíveis bicheiras deixadas na primeira vibração.



Figura 10.133 — Bicheiras sobre concreto argamassado e que poderiam ter sido minimizadas sob a ação da revibração.

A revibração ao redor de armaduras (especialmente em malhas horizontais como as de lajes) pode evitar o aparecimento de fissuras pela acomodação do concreto ainda no estado plástico.

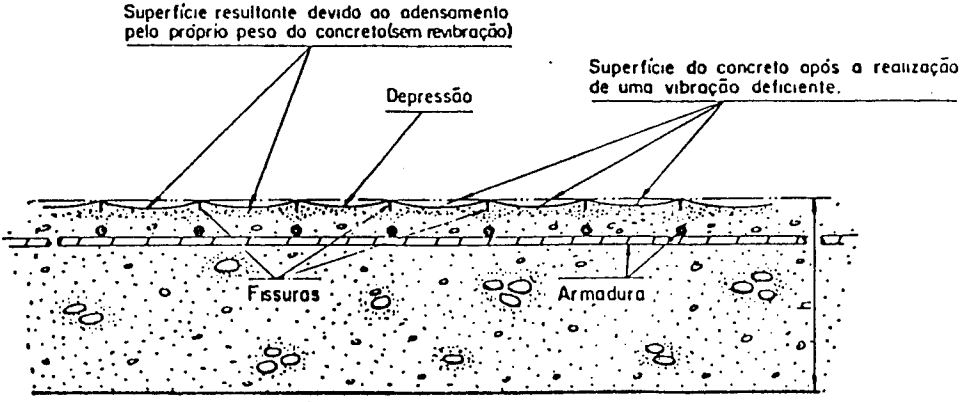


Figura 10.134 — Aparecimento de fissuras devido ao adensamento insuficiente em região de armadura e falta de revibração.

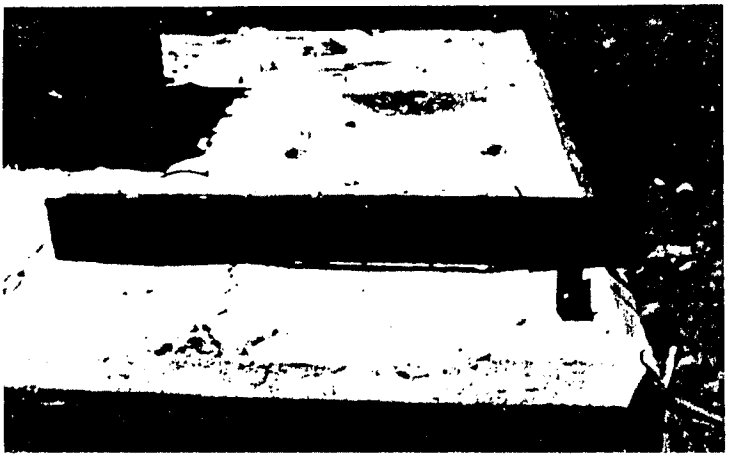


Figura 10.135 — Auto-adensamento do concreto, provocando fissuras sobre as linhas de envolvimento da armadura.

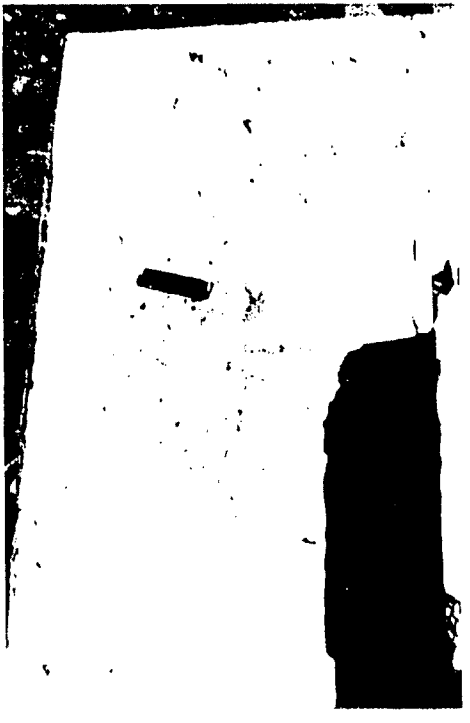


Figura 10.136 — Fissuras dispostas em retículos, mostrando que houve assentamento do concreto entre as malhas da armadura e o consequente aparecimento das fissuras.

Nas estruturas onde não houver junta de concretagem, como nos topos de paredes ou pilares, ao se atingir o nível superior dessas estruturas a concretagem deve ser interrompida temporariamente para que se permita o assentamento do concreto. Nessas ocasiões é importante lançar mão do expediente de revibração antes da retomada da concretagem.

A resistência do concreto pode ser melhorada a níveis surpreendentes, pela ação da revibração. Estudos efetuados durante a construção da obra de Itaipu [15] mostraram que a resistência à compressão pode ser aumentada sensivelmente como mostram as figuras 10.137 e 10.138.

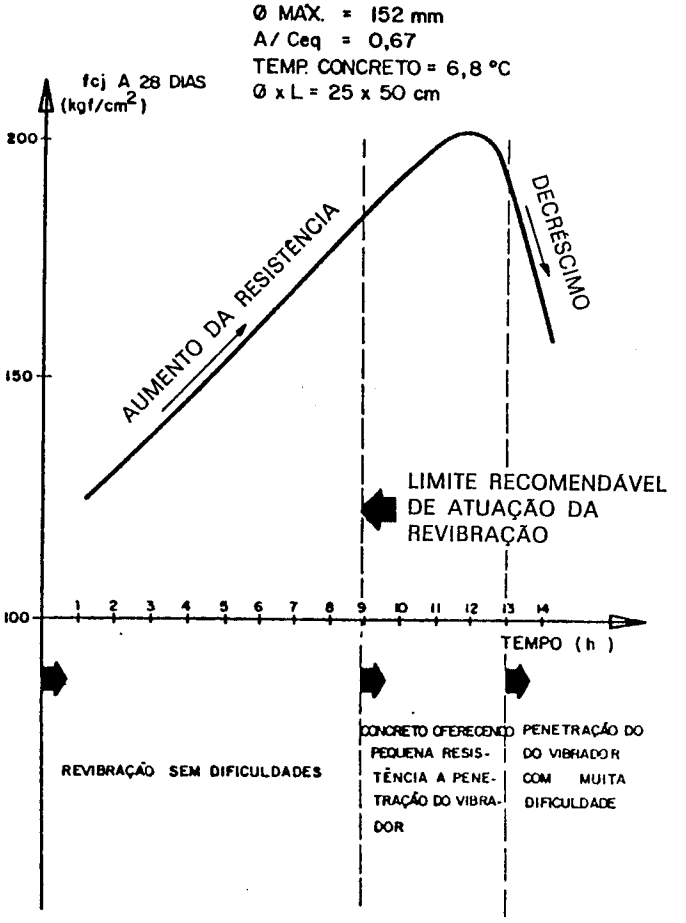


Figura 10.137 — Verificação da atuação da revibração na resistência do concreto (ensaios "in situ").

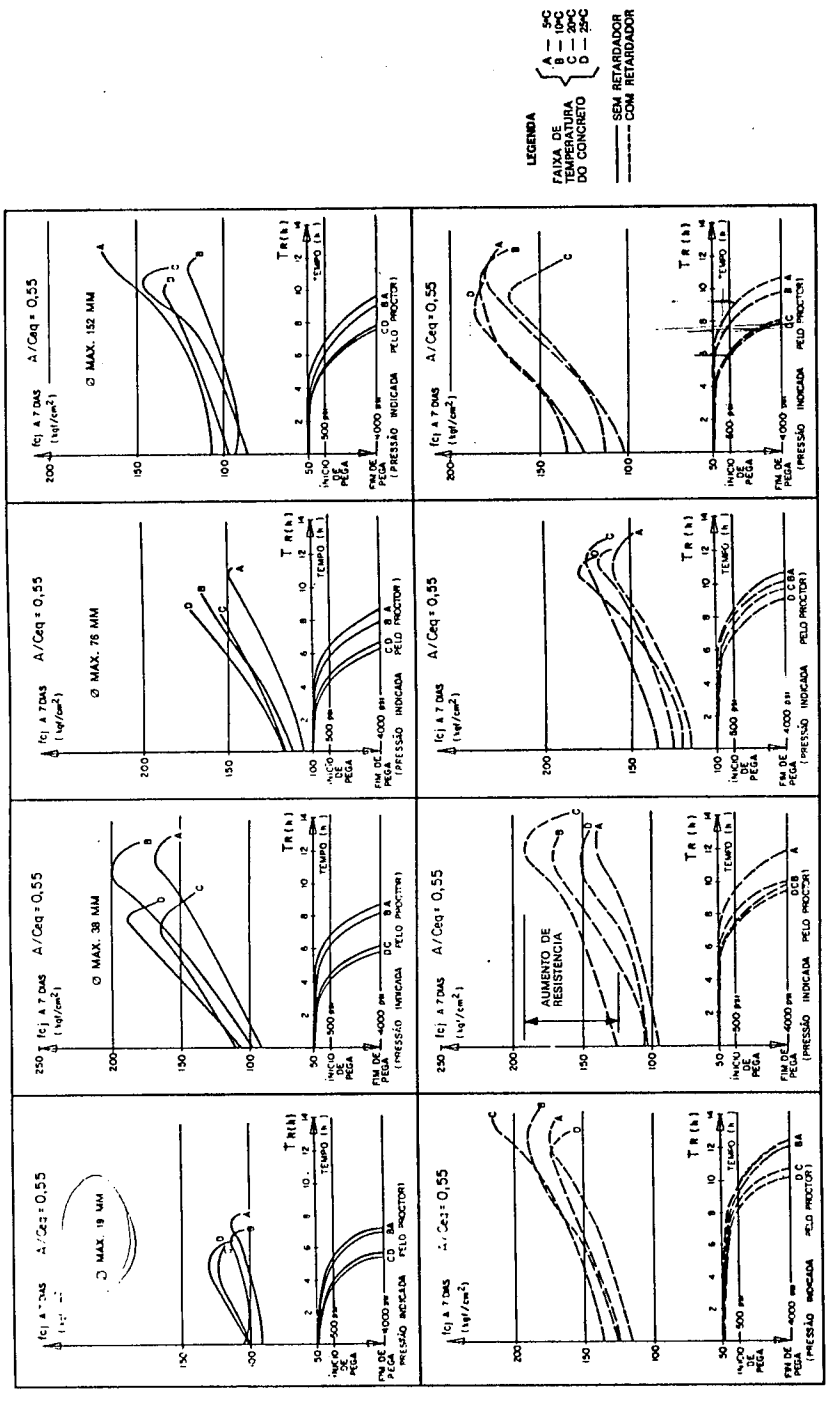


Figura 10.138 — Influência da revibração na resistência à compressão axial simples (ensaios em laboratório).

Os valores da figura 10.137 foram obtidos através de testemunhos extraídos das áreas revibradas, como mostram as figuras 10.139 e 10.140.

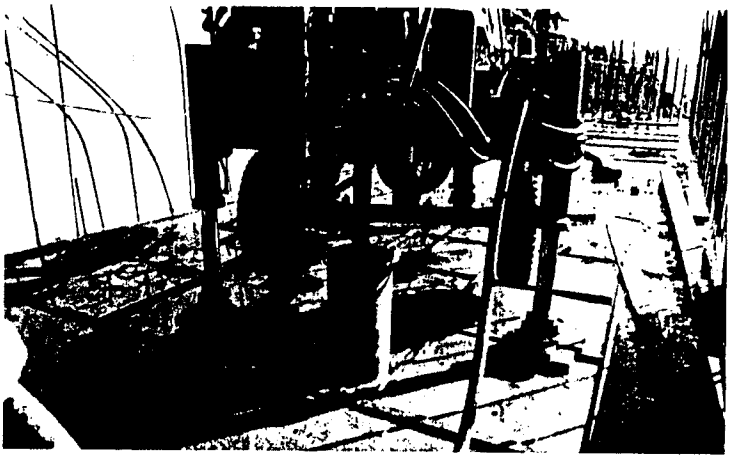


Figura 10.139 — Momentos da extração de testemunhos cilíndricos de 250 mm de diâmetro.

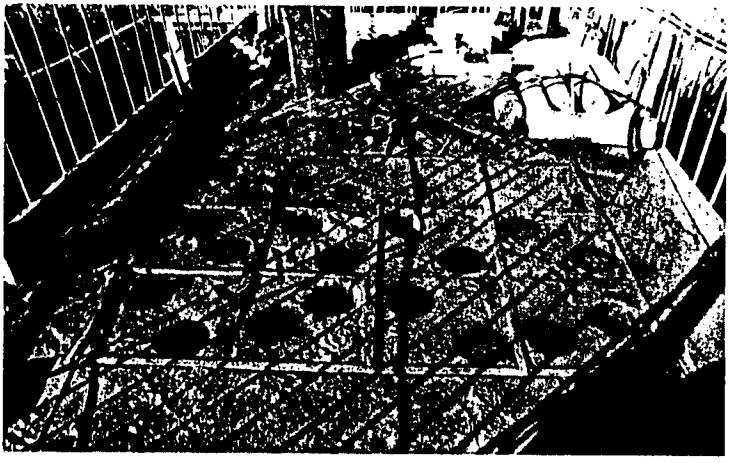


Figura 10.140 — Aspecto do local com concreto de D máx. de 152 mm, onde foram extraídos os espécimes cilíndricos com diâmetro de 250 mm.

10.4 Acabamento

10.4.1 Generalidades

As superfícies de concreto podem ser classificadas de acordo com a aparência indicada nos projetos e especificações. O acabamento é o resultado das características e alinhamento das fôrmas contra as quais o concreto é moldado, do manuseio e lançamento do concreto fresco e ainda, dos cuidados dados ao concreto endurecido, após a retirada das fôrmas.

10.4.2.2 Superfícies não enformadas

— Acabamentos tipo U-1 — são os de superfícies a receber uma outra camada de concreto. Nessas superfícies não devem ser deixadas protuberâncias que dificultem os trabalhos subsequentes.

Situações como as mostradas na figura 10.10 devem ser evitadas pelo uso de tábuas para passagem de pessoal (ver segundo plano da figura 10.122).

Os agregados que sobressaem na superfície podem ser forçados à massa do concreto, como sugere a figura 10.11.

Quando forem usados equipamentos auxiliares para lançamento, espalhamento e adensamento do concreto é conveniente que os mesmos trafeguem sobre prancha ou outro meio, como indica a figura 10.142.

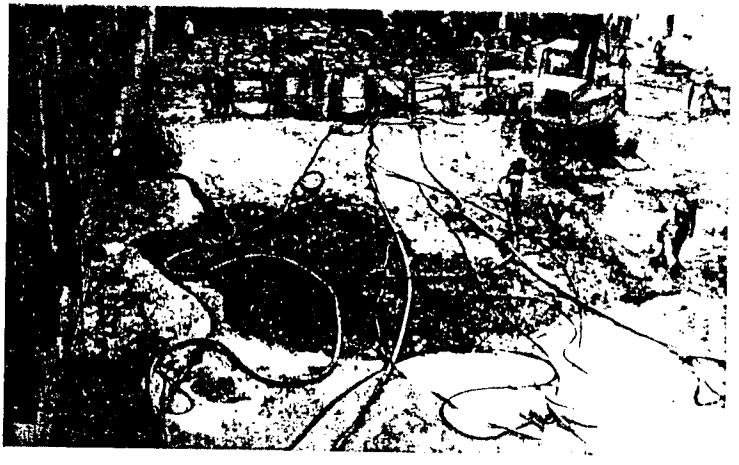


Figura 10.142 — Utilização de pedaços de correia transportadora possibilitando a locomoção da retroescavadeira com vibradores sem danos ao concreto.

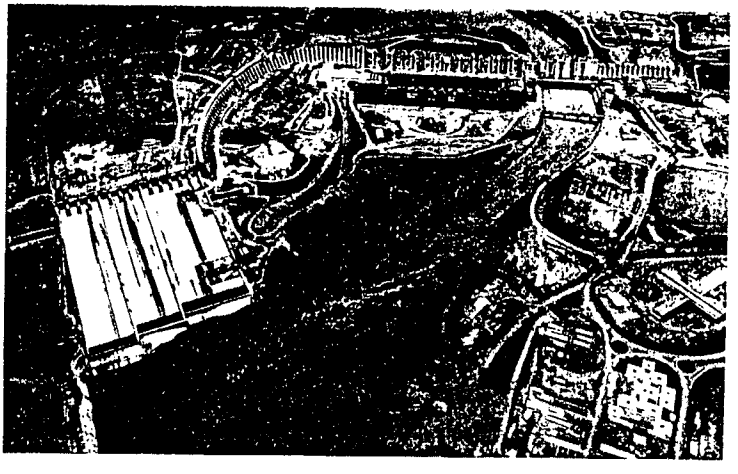


Figura 10.143 — Vista de uma estrutura — vertedouro de superfície — onde se requer acabamento tipo U-3.

— Acabamentos tipo U-2 — são os das superfícies de topos de muros, lajes, superfícies, canaletas, galerias. De uma maneira prática, são os acabamentos intermediários entre U-1 e U-3.

— Acabamentos tipo U-3 — são os acabamentos mais delicados e destinam-se às superfícies não enformadas para o escoamento hidráulico.

10.4.3 Detalhes executivos sobre acabamentos tipo U-3

Tendo em vista que os acabamentos tipo U-3 são os mais delicados, exigindo cuidados e técnicas especiais, é importante que sejam citados alguns detalhes sobre sua obtenção.

Para a obtenção de acabamento tipo U-3, normalmente exigido para superfícies projetadas para suportar escoamento hidráulico sob altas velocidades, vários são os expedientes utilizados durante a execução dos trabalhos:

— Guias de madeira — as guias de madeira, para proporcionar a conformação da superfície (greide), são as mais utilizadas.

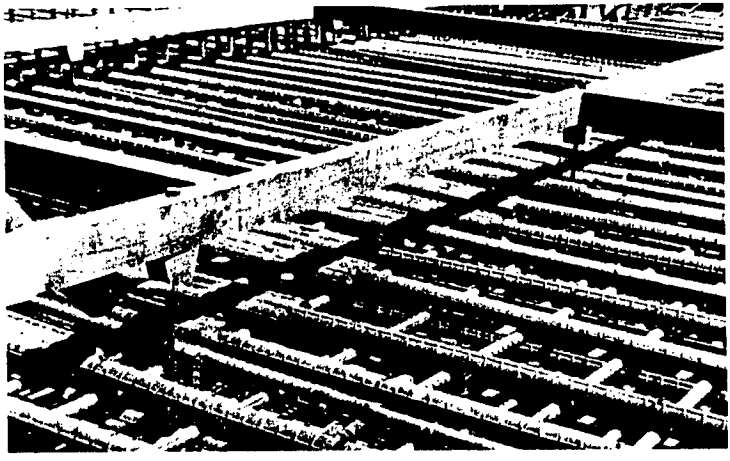


Figura 10.144 — Guias de madeira com sistema de fixação onde o parafuso passante possui um taco (indicado na foto) que possibilita deixar delimitada a região para reparo após a retirada das guias.

A guia de madeira apresentada na figura 10.144 é de difícil ajuste para o nivelamento.

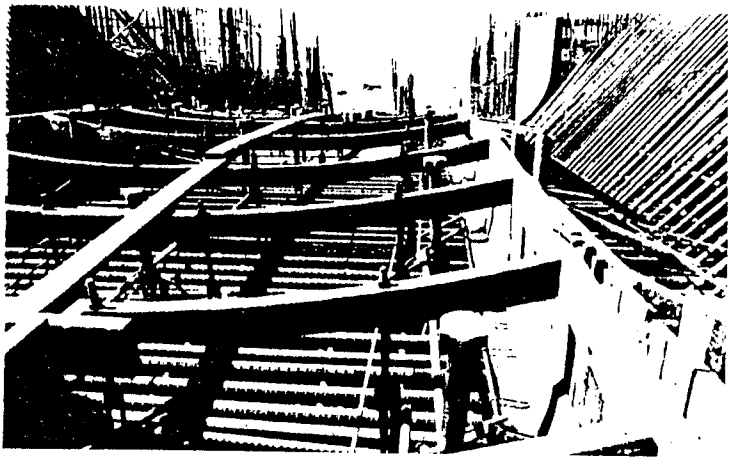


Figura 10.145 — Guias de madeira para superfícies com dupla curvatura. Notar que o sistema de suporte e fixação é um pouco diferente do mostrado na figura 10.144.

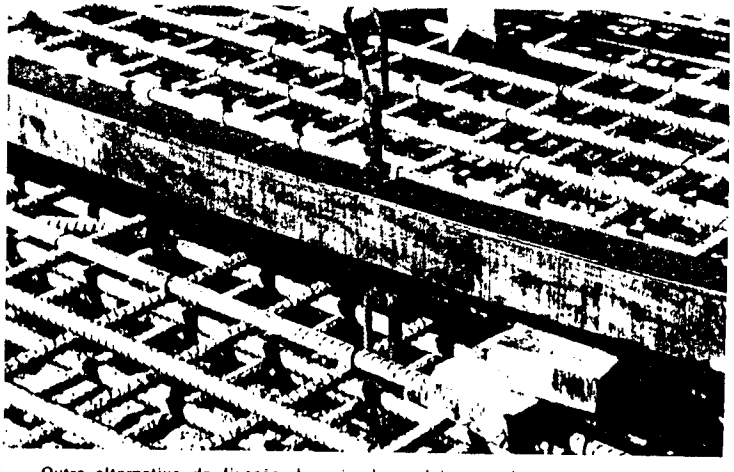


Figura 10.146 — Outra alternativa de fixação da guia de madeira, vendo-se que o parafuso passante possui duas porcas para ajuste de cota, e que a alça soldada no topo superior possibilita o saque do parafuso na retirada da guia.

A guia de madeira mostrada na figura 10.146 possui um revestimento de madeira laminada de pouca espessura, expediente esse usado para permitir a obtenção das cotas, através de palmilhas e/ou cunhas.

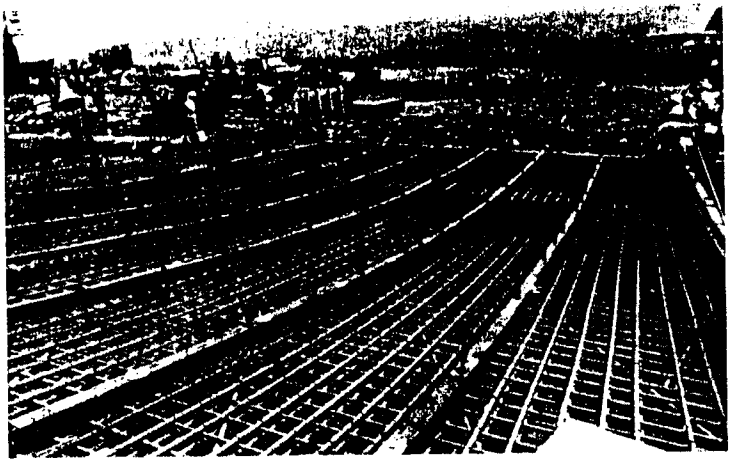


Figura 10.147 — Conjunto de guias de madeira com revestimento de madeira laminada. Vêem-se os pontos (círculos) de referência para nivelamento.

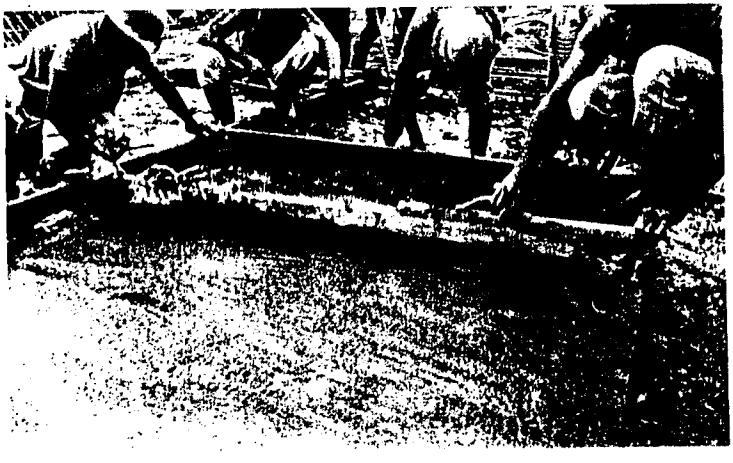


Figura 10.148 — Ilustração das operações de sarrafeamento durante o acabamento. Observa-se que o parafuso passante é um ponto de descontinuidade para sarrafeamento.

A fixação mostrada na figura 10.149 permite a regulagem através da porca e contraporca nas orelhas metálicas. O topo superior do passante encontra-se abaixo da cota de deslizamento, possibilitando o deslizamento contínuo.

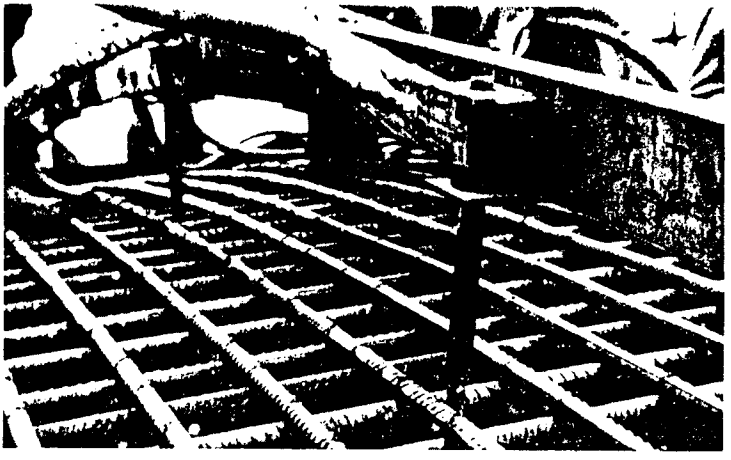


Figura 10.149 — Guia de vigota de madeira revestida com chapa metálica. Observa-se o sistema de fixação com parafuso passante apoiado em tripé independente da armadura.

Cuidados especiais devem ser tomados nos pontos onde as guias são fixadas, pois sob esses pontos o acabamento pode ficar irregular.

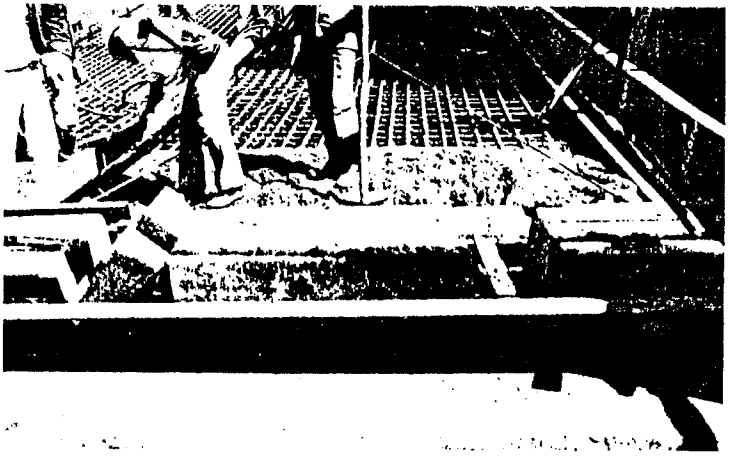


Figura 10.150 — Réguas metálicas com contrapeso apoiadas sobre guias de madeiras com revestimento metálico. A régua é movimentada por um guincho.

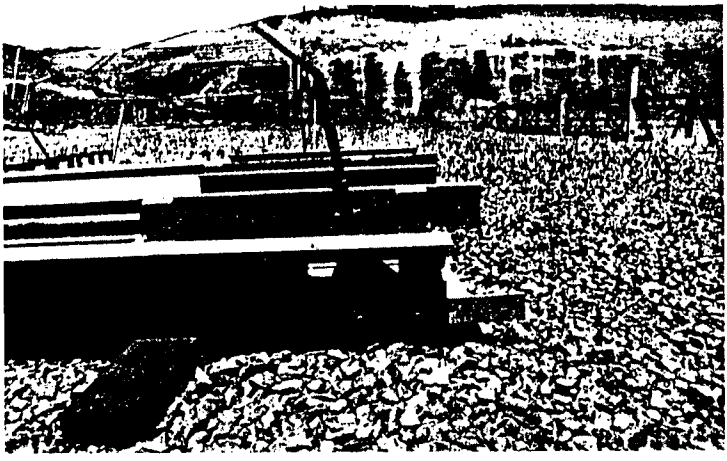


Figura 10 151 — A régua mostrada na figura 10 150 pode ter dispositivo para efetuar o acabamento sob a guia, como se evidencia na foto, vendo-se a regueta dentada, que pode movimentar-se sob a guia

— Guias metálicas — as guias metálicas possuem algumas vantagens sobre as de madeira, a saber:

— possibilidade de maior número de reutilização;
— menor susceptibilidade às variações ambientais;
— maior maleabilidade para obter as conformações desejadas.

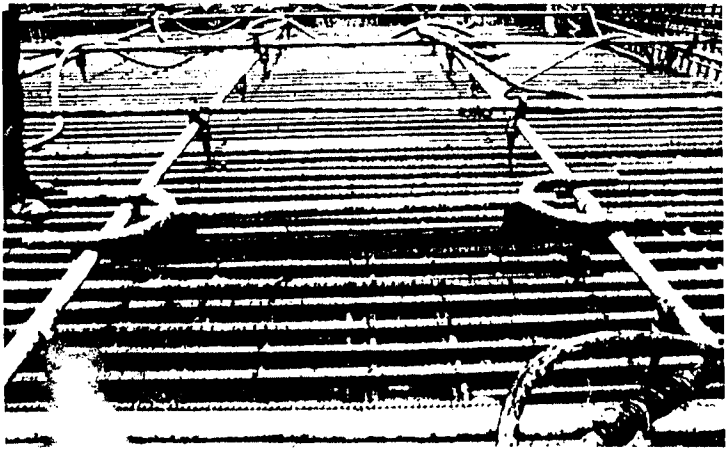


Figura 10 152 — Guias metálicas para deslizamento de réguas manuais.

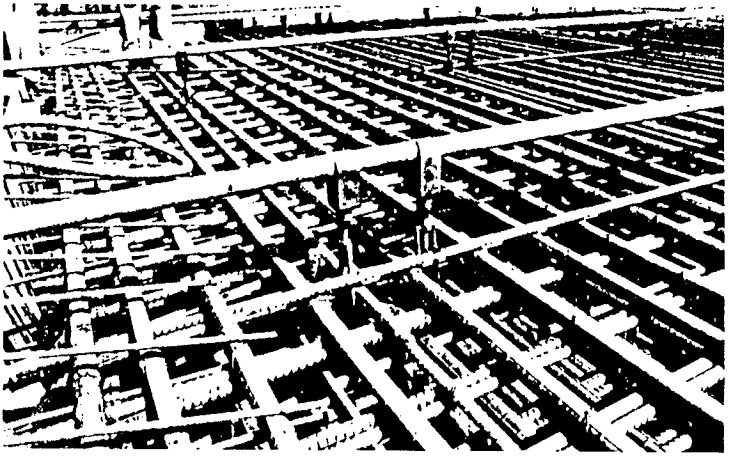


Figura 10 153 — Sistema de fixação da guia tubular através de braçadeiras de meia-cana tubular.

O sistema de fixação mostrado na figura 10.153 é de fácil manuseio, simplificando a montagem e retirada das guias.

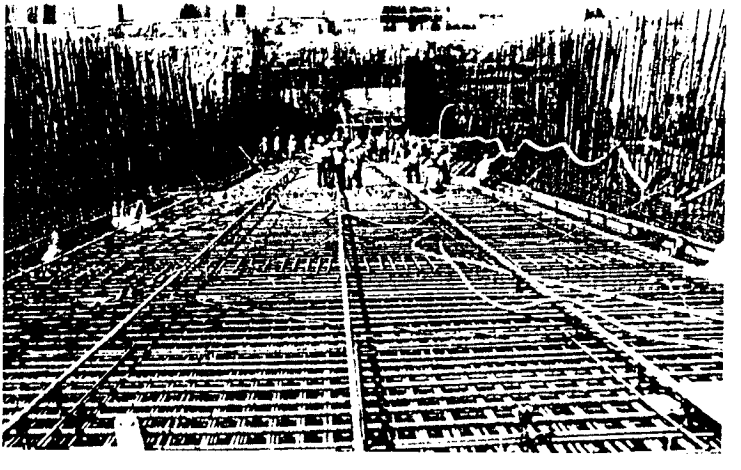


Figura 10 154 — Conjunto de guias tubulares montadas para execução de uma soleira de canal de sucção.

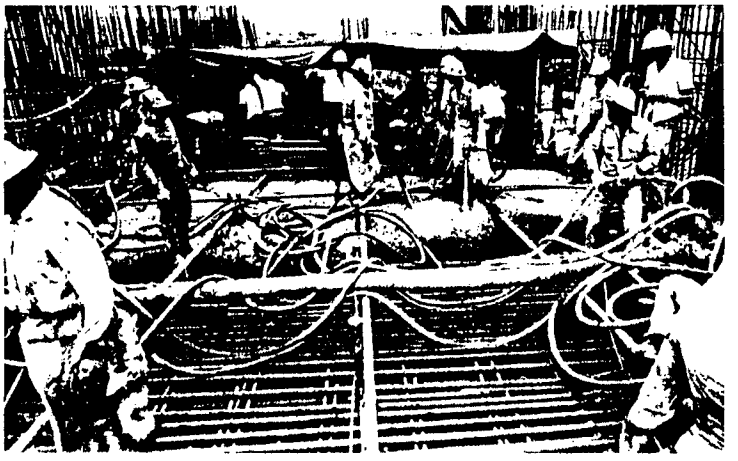


Figura 10.155 — Vista de uma frente de lançamento e adensamento do concreto, à frente das operações de acabamento.

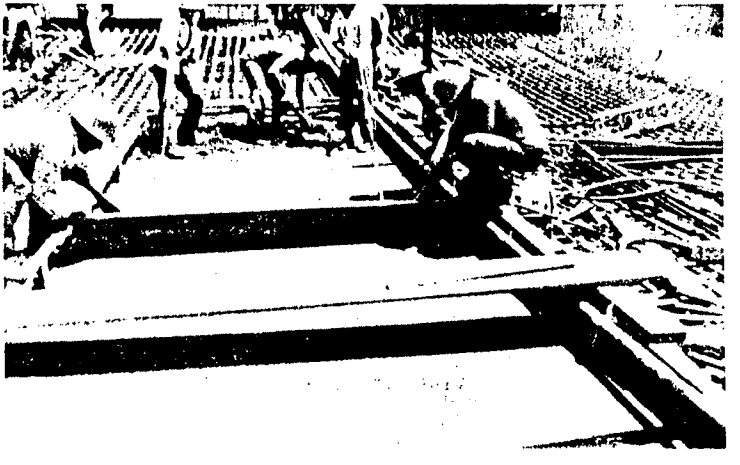


Figura 10.156 — Vista de uma região desempenada. Observa-se que à frente encontra-se a régua vibratória (ver figura 10.101) que propicia um pré-nivelamento e o adensamento.

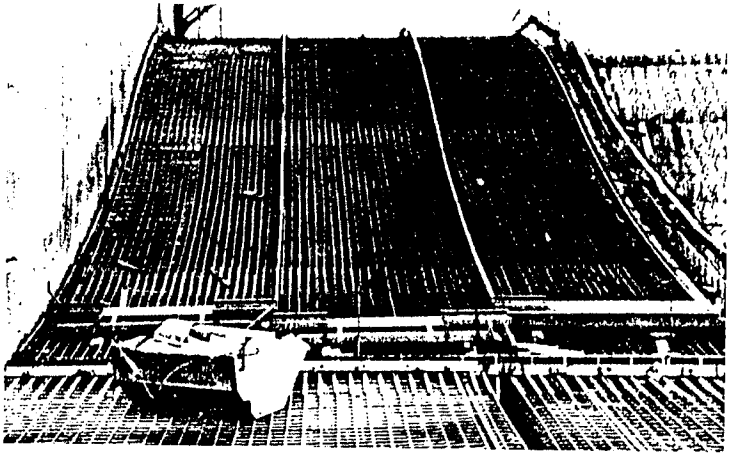


Figura 10.157 — Vista do preparo de um conjunto de guias tubulares para execução de soleira de vertedouro. Sobre as guias estão as réguas metálicas para acabamento (semelhantes às mostradas na figura 10.150).

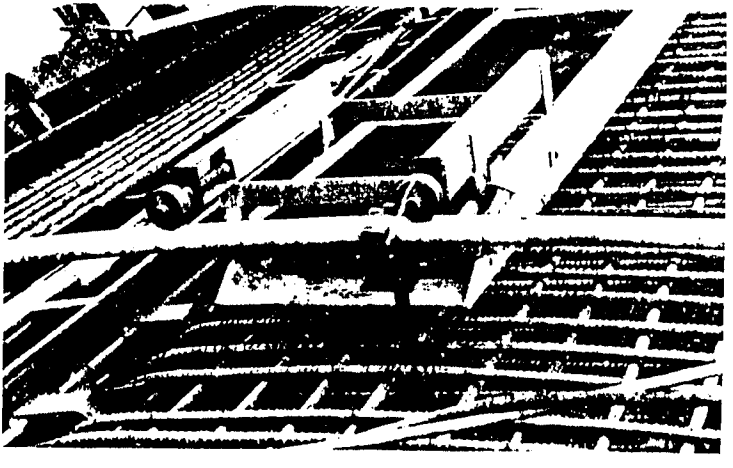


Figura 10.158 — Detalhe do sistema de fixação da guia e de rolamento de uma régua metálica.

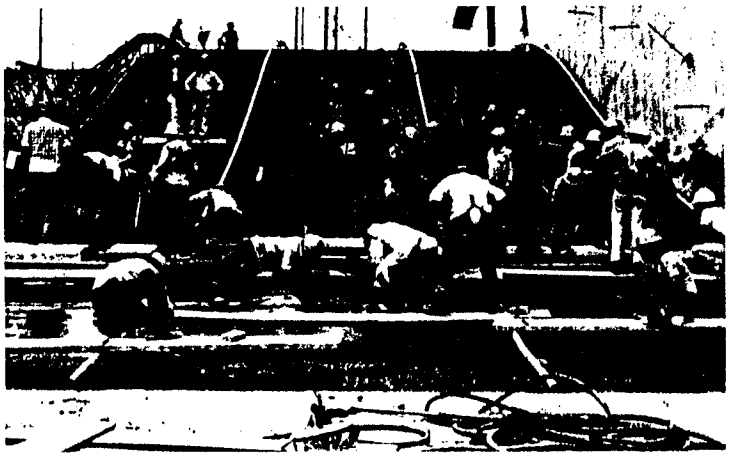


Figura 10.159 — Vista de uma região com as operações de lançamento, adensamento e acabamento do concreto, com utilização de guias tubulares e réguas metálicas com contrapeso.



Figura 10.160 — Vista das operações de execução de uma soleira de vertedouro, com guias tubulares.

Na figura 10.160 são observadas as operações de:
— lançamento do concreto;
— nivelamento com as réguas metálicas com contrapeso;
— acabamento fino;
— proteção contra insolação;
— cura com água.

Para o acabamento podem ser usadas, também, réguas metálicas de grandes vãos, como ilustrado a seguir.

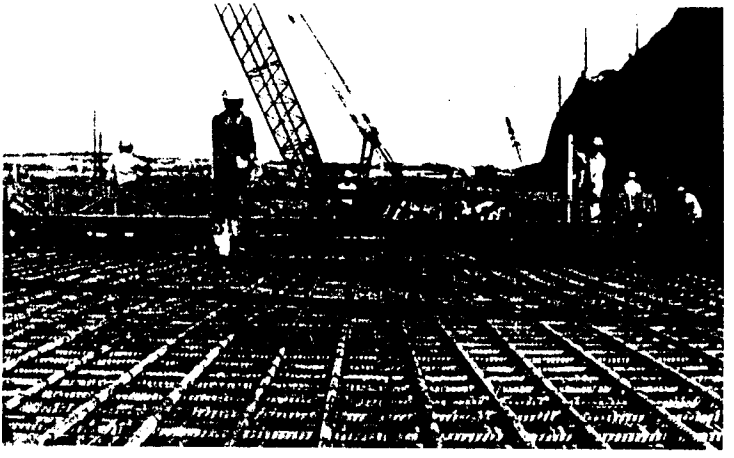


Figura 10 161 — Regulo metalico treliçado com vao de 9 m e peso de aproximadamente 6 mil kg para acabamento de uma superficie de escoamento hidraulico.

O régulo metálico mostrado na figura 10.161 pode deslizar sobre trilhamento metálico fixado externamente à região a ser concretada.

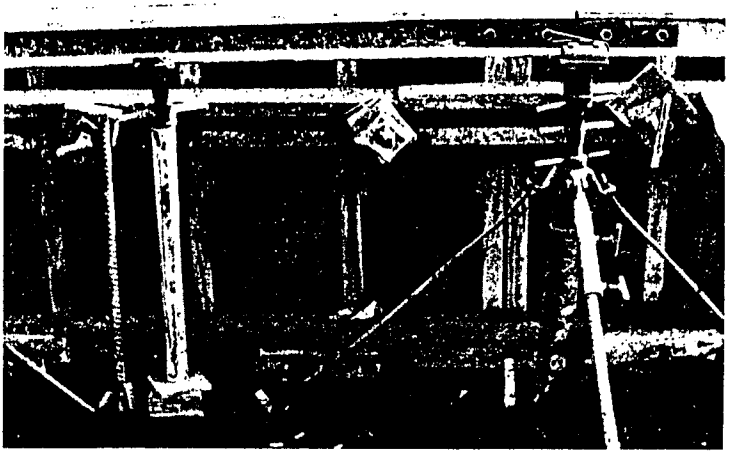


Figura 10 162 — Trilhamento apoiado sobre parafusos de regulagem.

As dimensões desse tipo de régua exigem um sistema de rolamento mais apropriado, como mostrado na figura 10.163. Devido ao peso, a movimentação da régua deve ser feita por guincho-redutor como visto na figura 10.165.

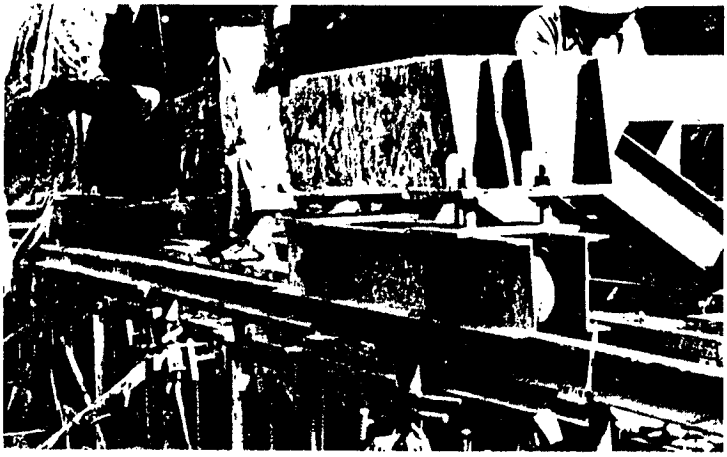


Figura 10.163 — Detalhe do sistema de rolamento do réguão. Vê-se, ainda, ao fundo, um carrinho-suporte da cobertura de proteção a região já acabada.

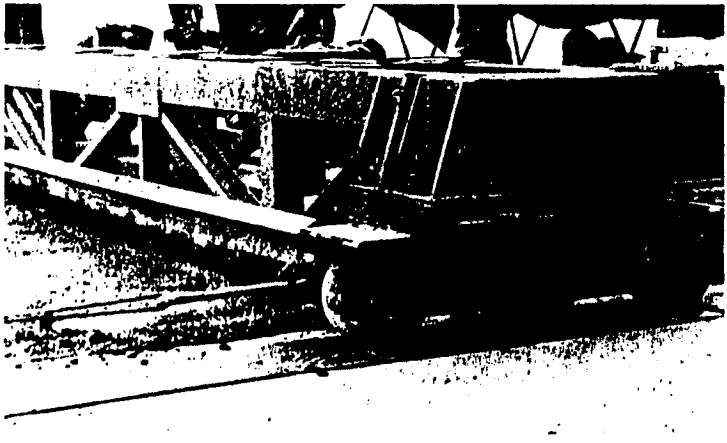


Figura 10.164 — Variante do apoio e rolamento do reguão, sobre uma região já concretada.

Nas oportunidades em que se usar a régua metálica, com um dos apoios sobre uma região já concretada, é conveniente usar uma chapa metálica para não danificar o concreto acabado.

Nas figuras 10.163 e 10.164 vê-se que além do suporte do trilhamento possuir regulagem, os carrinhos de rolamento possuem parafusos com porca e contraporca que possibilitam uma regulagem mais fina.

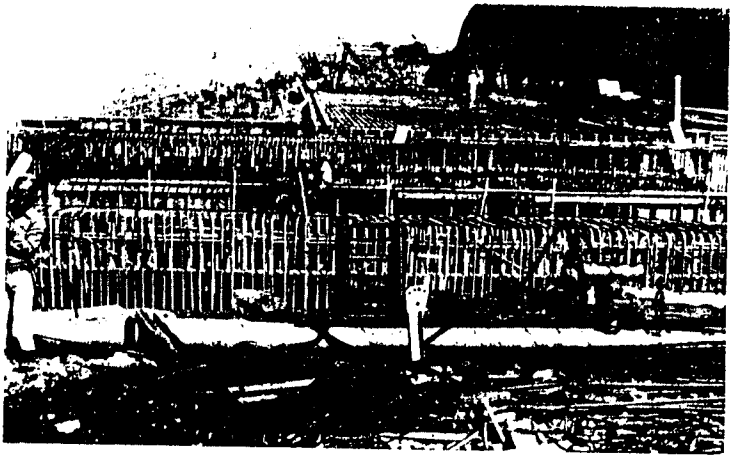


Figura 10 165 — Guincho redutor para deslizamento da régua metálica treliçada com grande vão.

As operações de acabamento podem, também, ser efetuadas por sistemas mais sofisticados e automáticos, como já ilustrado pelas figuras 10.62 a 10.64.

— Operações de acabamento — o lançamento do concreto é efetuado mantendo-se a cabeça de concretagem a certa distância do equipamento de nivelamento (a distância depende de alguns fatores tais como: características do concreto, temperaturas ambiente e do concreto).

Imediatamente à frente do equipamento de nivelamento (réguas, sarrafos, réguões) é feito o adensamento (ver figura 10.155).

O equipamento corta e nivela o concreto dando a conformação desejada (ver figura 10.164). Quando são usadas réguas menores o corte (a palavra corte aqui tem conotação diferente da corte-preparo) do concreto fresco é feito um pouco acima da cota desejada, visto que ao se operar com réguas menores (ver figura 10.156) em sequência faz-se um sarrafeamento com réguas de madeira.

Após o nivelamento faz-se o desempeno com desempenadeiras de madeira.

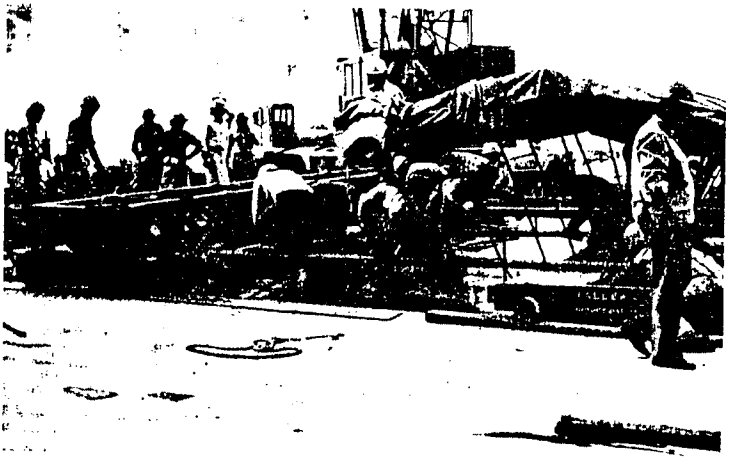


Figura 10 166 — Operações de desempeno imediatamente atrás do réguão.

É conveniente, quando usar réguas metálicas para nivelamento e desempeno, aplicar esponjas na parte traseira da régua com intuito de retirar eventual água de exsudação.

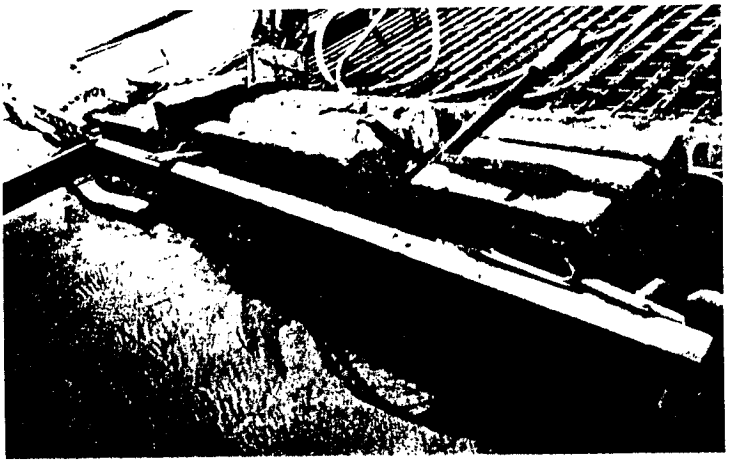


Figura 10.167 — Esponjas colocadas na parte traseira da régua metálica visando retirar material exsudado.

Após o desempeno com desempenadeira de madeira é conveniente fazer outro desempeno com desempenadeira metálica (galocha).

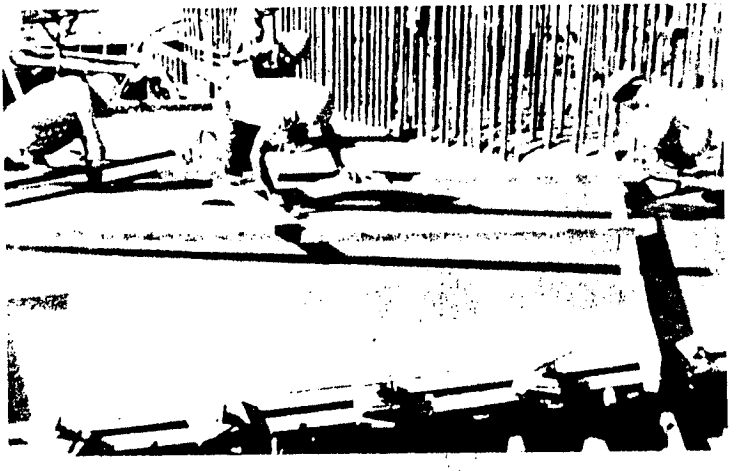


Figura 10.168 — Desempeno com galochas.

Aplicação de desempenadeira metálica pode ser feita por equipamento mecânico desde que operado por pessoal devidamente qualificado.

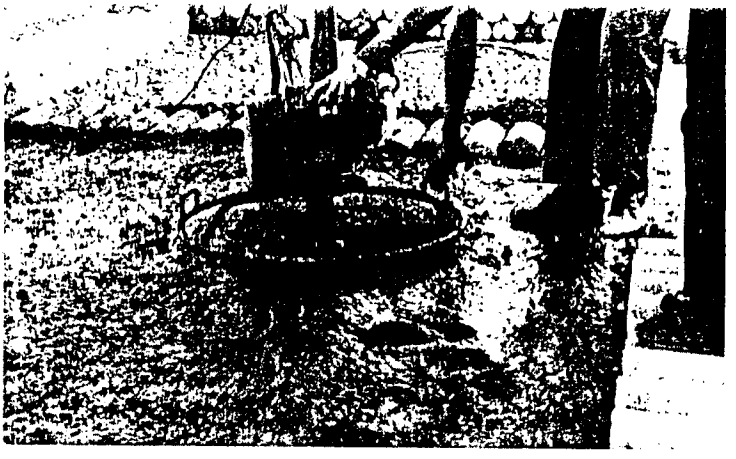


Figura 10 169 — Desempeno metálico através de desempenadeira metálica mecânica.

Após o desempeno com as galochas é importante efetuar um acerto final com esponjas de borracha ou material sintético, com intuito de dar a textura e eliminar a exsudação, ou seja, a fraca película de nata superficial.

As operações supracitadas devem se processar em perfeita concordância, com as características de pega e endurecimento do concreto, para se ter eficiência no processo e obter uma superfície de acabamento desejado.

Durante as operações é conveniente que sejam feitas verificações, através de gabaritos ou aparelhos topográficos, das tolerâncias e irregularidades com intuito de atender aos requisitos especificados.

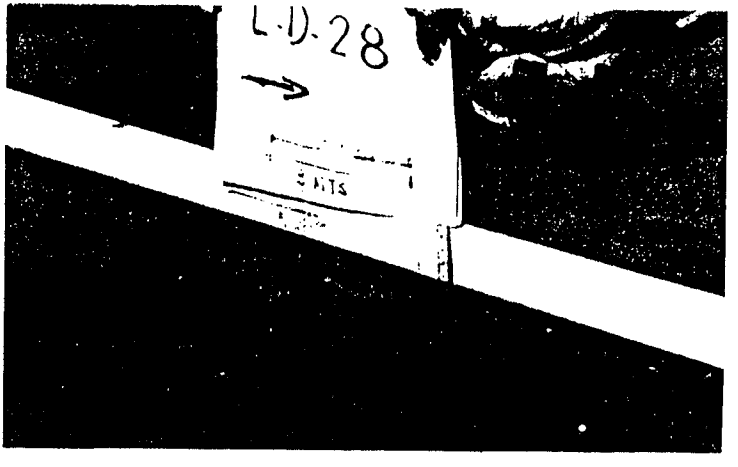


Figura 10 170 — Verificação das tolerâncias do acabamento através de gabaritos.

10.5 Cura

10.5.1 Generalidades

Cura é o processo usado para manter um teor de umidade adequado a uma temperatura favorável no concreto, durante a hidratação dos materiais aglutinantes, de modo a propiciar a adequada evolução das propriedades. A cura é essencial para a qualidade do concreto. A resistência e a durabilidade são amplamente atingidas somente se a cura for adequada, por um período também adequado.

O conteúdo de água do concreto fresco é consideravelmente superior ao mínimo necessário para combinar quimicamente com o cimento. Entretanto, uma apreciável perda de água de mistura, devido à evaporação ou outras causas, pode reduzir, ou mesmo impedir, uma completa hidratação. A evaporação deve ser controlada por adequada proteção e cura. É importante impedir a redução do teor de umidade da pasta tão logo o concreto seja lançado. Tal redução tende a reduzir a hidratação. A perda de umidade, nesse estágio, poderá causar também retração por secagem e o aparecimento de trincas. Uma indicação de que a pasta está perdendo água é o aparecimento de trincas por retração plástica na superfície do concreto, aproximadamente no mesmo instante em que o concreto estiver pronto para o acabamento (diz-se que o concreto começou a puxar). Esse fenômeno deve ser imediatamente corrigido, a fim de se evitar a sua evolução.

A velocidade de reação entre o cimento e a água varia com a temperatura, evoluindo mais lentamente à medida que se diminui a temperatura. A temperatura do concreto abaixo de 10°C dificulta o desenvolvimento de resistências a baixas idades. Em oposição a isso, temperaturas em autoclave (acima de 150°C), aceleram a hidratação e podem fornecer resistências elevadas em poucas horas. Entretanto, a cura em autoclave é um caso especial, pois a elevadas temperaturas e pressões, podem ocorrer reações químicas adicionais entre os agregados e os aglutinantes, que não ocorreriam em situações normais. A aplicação da cura em autoclave deve, portanto, ser judiciosamente controlada.

A exposição, pura e simples do concreto, a altas temperaturas, principalmente no período de pega e de endurecimento inicial, deve ser sistematicamente evitada, pois assim se evita a evaporação e as consequências danosas.



Figura 10 171 — Aspecto de uma superfície onde ocorreu retração por secagem por falta de cura logo nas primeiras horas de endurecimento do concreto.

10.5.2 Métodos e materiais

Observando os princípios básicos para a cura — evitar a perda de água e manter a temperatura dentro das condições que proporcionem uma adequada evolução de resistência — existem dois sistemas para manter as condições ideais de hidratação.

— sistemas umidificantes, através de espargidores contínuos ou intermitentes, vaporizadores, ou cobertura com material saturado (sacos de aniagem, algodão, areia etc.).

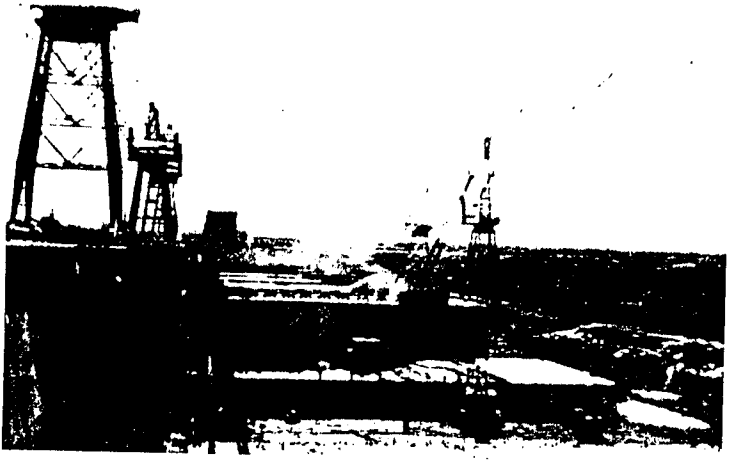


Figura 10.172 — Cura, sobre juntas de construção, através de espargidores.

A cura com água pode ser por imersão ou submersão. É a cura comum aplicada a lajes, pisos, tetos, ou onde se possa fazer um charco de água, ou uma lâmina superficial de água. A temperatura da água não deve ser muito diferente da temperatura do concreto, pois caso contrário pode introduzir tensões térmicas e causar trincas. A cura com água pode, também, ser efetuada por vaporizadores ou espargidores ou nebulizadores, criando-se uma névoa úmida sobre o concreto lançado. É um ótimo processo de cura para as regiões onde as temperaturas médias estão bem acima da temperatura de congelamento.

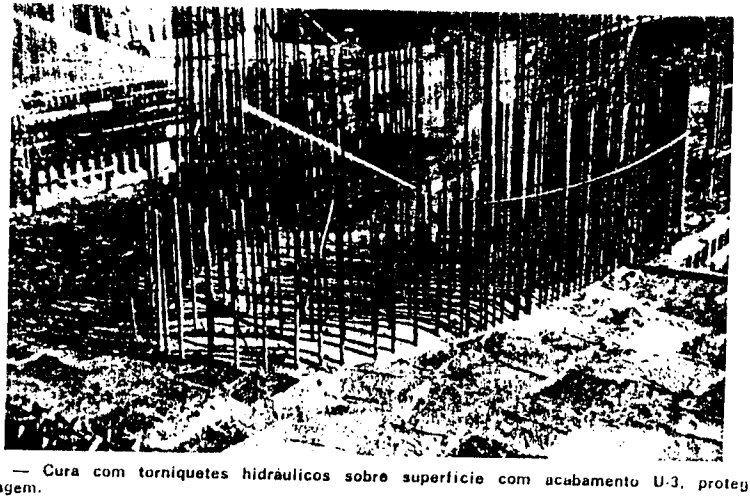


Figura 10.173 — Cura com torniquetes hidráulicos sobre superfície com acabamento U-3, protegidas com sacos de aniagem.

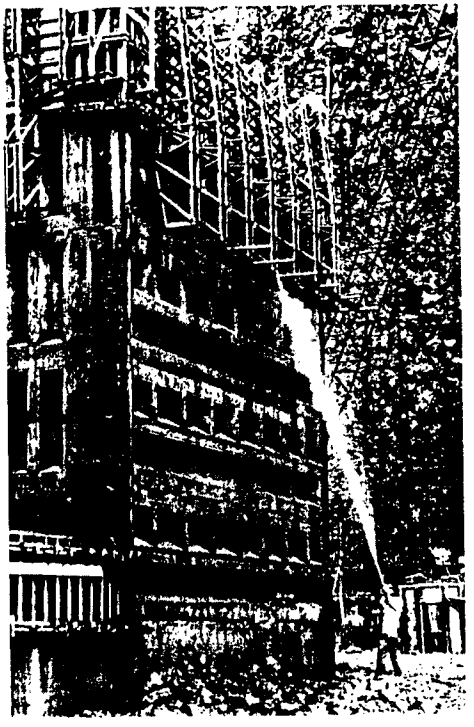


Figura 10 174 — Cura executada em juntas de contração através de jatos d'água.

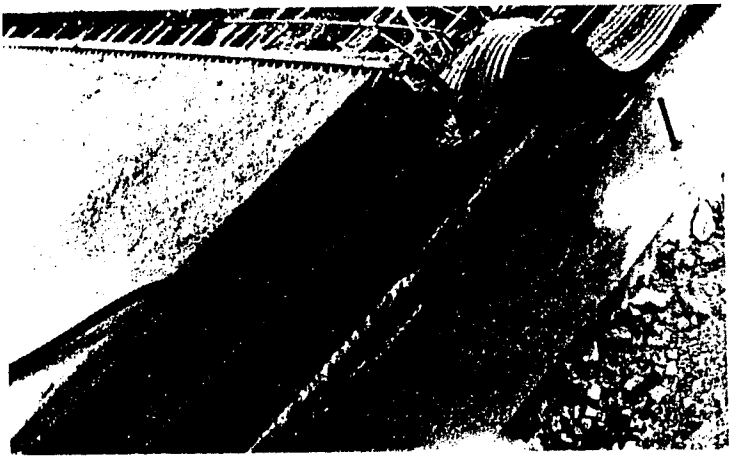


Figura 10 175 — Cura com água, através de tubos metálicos p

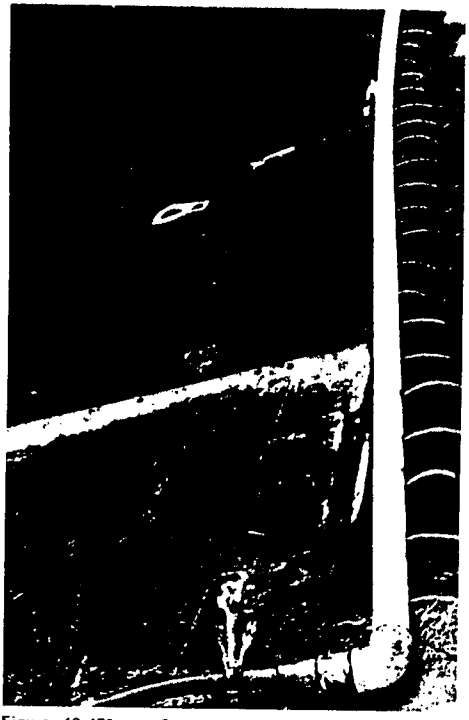


Figura 10 176 — Cura com agua, em superficie com acabamento tipo U-3, feita com tubo de PVC perfurado.



Figura 10 177 — Impregnações no concreto devido à água usada na cura possuir resíduos.

É importante que a água usada na cura seja tratada ou não possua resíduos ou elementos que possam descaracterizar ou danificar as superfícies, como ilustram as figuras 2.40 e 10.175.

Em superfícies verticais, a fim de manter o teor de umidade é comum aplicar-se panos, sacos de aniagem, sobre a região a ser curada.

Dependendo das vantagens econômicas que possam ter, permite-se também a aplicação de serragem úmida, areia úmida ou outro meio equivalente para efetuar a cura do concreto.

— Sistemas selantes, como folhas plásticas ou pela aplicação de membrana de compostos de cura. Devem ser tomados cuidados para que essas proteções não absorvam água do concreto.

Materiais selantes, como folhas plásticas, papel a prova d'água ou membranas colocadas sobre o concreto para reduzir a perda de água também são usados para a cura do concreto. A figura 10.178 mostra um corpo de prova de ensaio, selado com membrana plástica para impedir a perda de água durante o ensaio. É um processo bastante usado em superfícies planas. Há normas técnicas que regulamentam as características desses materiais selantes (Nota 29).

Nota 29: Normalizados nos Estados Unidos, pela especificação ASTM-C-171.



Figura 10.178 — Corpos de prova de concreto para ensaios especiais. Observa-se a membrana plástica aplicada, com intuito de manter as condições de cura durante o ensaio (laboratório de Itaipu)

A proteção contra a perda de água pode também ser efetuada através da aplicação de uma membrana líquida, a partir de compostos constituídos essencialmente por resinas gráxeas, materiais plásticos. A formulação deve ser tal que mantenha a umidade do concreto e que, por outro lado, não o ataque. Os compostos podem ser pigmentados, com objetivo de refletir os raios solares e facilitar a inspeção. Esses compostos de cura não devem ser usados em superfícies que recebam concreto posteriormente, pois podem prejudicar a aderência entre o concreto velho e o novo. Os compostos destinados às membranas de cura deverão atender aos requisitos de especificações adotadas.

Os métodos e materiais de cura, sempre que houver interesse, devem ser avaliados por métodos de ensaios que evidenciem a variação de resistência e de umidade do concreto. De maneira geral a cura efetuada por aplicação direta de água, tem apresentado melhores resultados que os demais métodos.



Figura 10.179 — Cura com resina, aplicada em superfície de concreto, de região com atividades múltiplas de concretagem e montagem de equipamentos.

10.5.3 Métodos e estruturas

Em estruturas que englobam grandes volumes de concreto lançados de uma só vez, como é o caso das barragens em gravidade, é importante manter a temperatura do concreto em hidratação não muito acima da temperatura ambiente, de forma a se evitar as trincas de origem térmica.

Desta maneira, em concretos-massa a cura deve ser também iniciada o mais cedo possível. Assim que o concreto tenha enrijecido o suficiente. O período de cura deve se prolongar até que outra camada de concreto venha ser lançada ou pelo menos por 14 dias, para concretos sem pozolana (e 21 dias para concreto com pozolana).

O método mais usado para a cura desse tipo de estrutura é o da aplicação direta de água.

Peças pré-moldadas, que são unidades moldadas, curadas e acabadas, em locais que não aqueles de sua posição final, requerem uma evolução de resistência muito rápida. Desta forma, geralmente são aplicados os processos de autoclave para a cura. Podem ser usados processos para cura entre 50°C e 80°C por 10 h a 70 h como será visto no item 11.

Pavimentos, lajes, que possuem uma área de evaporação muito grande, requerem aplicação, desde o concreto ainda plástico, de vaporizadores de modo a evitar as trincas por retração plástica. Nessas estruturas a cura deve se prolongar pelo menos até a idade de sete a 14 dias ou até que os corpos de prova apresentem no mínimo 70% da resistência mínima indicada. Esse critério pode também ser aplicado a concretos estruturais e edificações.

11 Concretos e Técnicas especiais

11.1 Pré-moldados

O concreto pré-moldado é, atualmente, o resultado da associação das evoluções apresentadas pelos arquitetos, engenheiros, fornecedores e construtores. É a otimização da mão-de-obra, da inovação dos equipamentos, da reutilização das peças e fôrmas. É, enfim, uma atividade industrial.

Por ser uma atividade industrial, a técnica de construção de pré-moldados envolve uma série de providências a respeito da organização do local de produção (pátio) das peças pré-moldadas, bem como as previsões e detalhamentos das peças, aos estudos de tempos e minimização das operações.

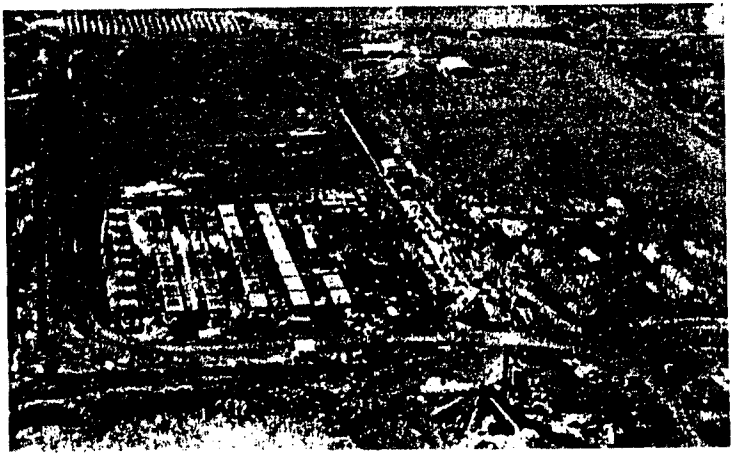


Figura 11 1 — Vista de um patio de fabricação de pré-moldados. Em primeiro plano a central de concreto. Ao centro a linha de produção, com sistema de cura a vapor, nas laterais a área de estocagem. Ao fundo, ao lado da linha central, área destinada a outras produções menores.

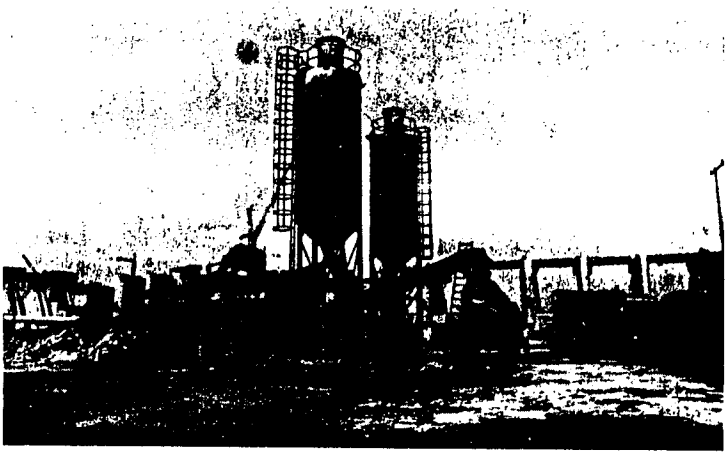


Figura 11.2 — Central de concreto de um pátio de fabricação de pré-moldados.

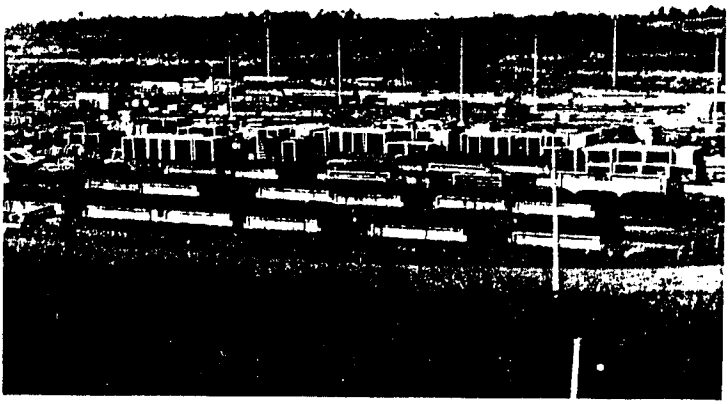


Figura 11.3 — Vista da área de cura e estocagem de um pátio de pré-moldados.

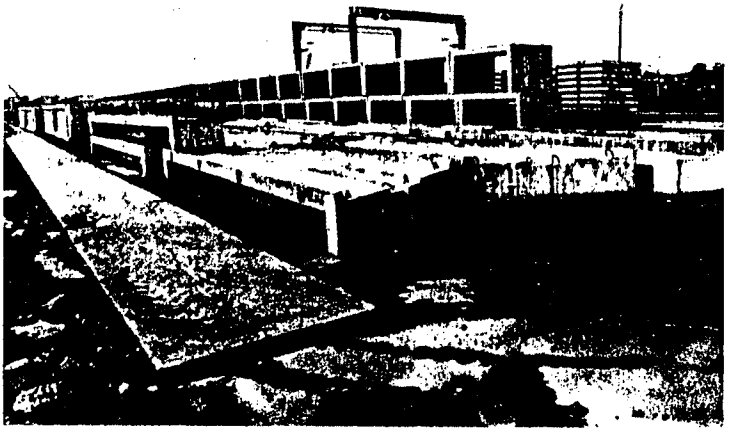


Figura 11.4 — Estocagem de peças pré-moldadas. Vendo-se o equipamento de manuseio.

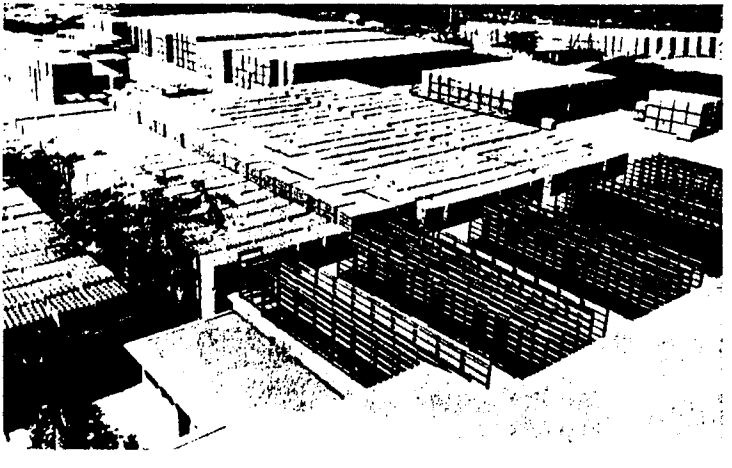


Figura 11.5 — Estocagem de blocos pré-moldados, para alvenaria.

Da mesma maneira que para o lançamento do concreto convencional, a fabricação de pré-moldados deve obedecer a uma sequência de operações semelhantes àquela descrita no item 10.

As bases para fabricação devem ser preparadas adequadamente. Podem ser de madeira, como ilustram as figuras 11.6 e 11.7.

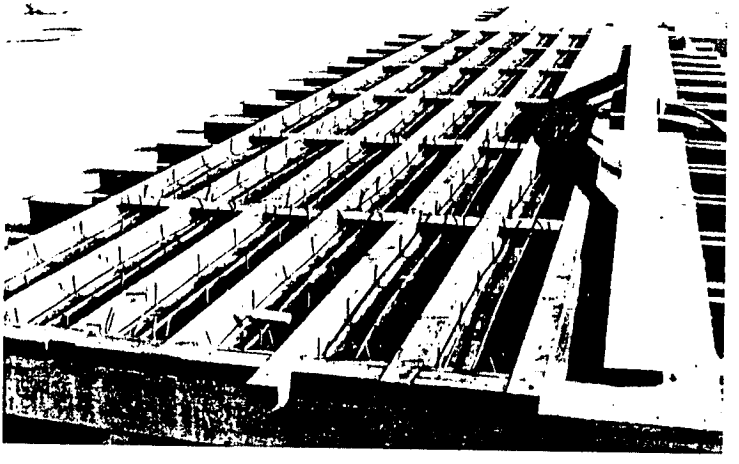


Figura 11.6 — Base de madeira para pré-moldados

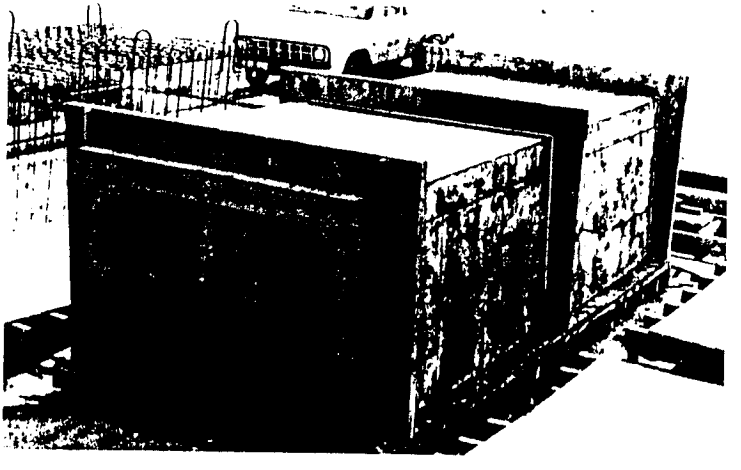


Figura 11.7 — Forma montada sobre base de madeira.

As bases podem ser, também, metálicas, como ilustram as figuras 11.8 a 11.10.

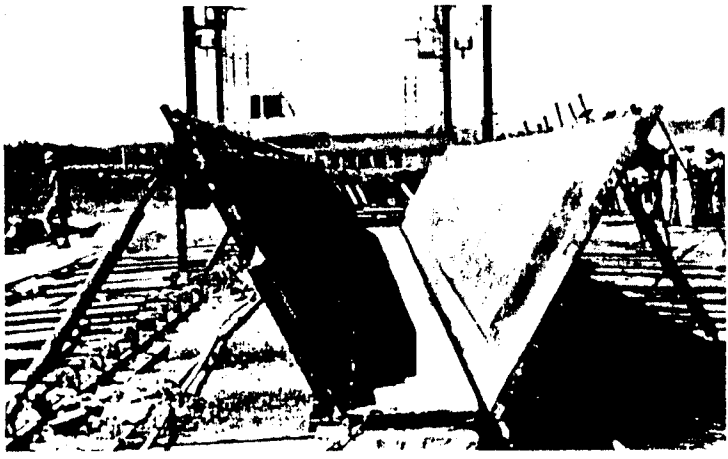


Figura 11.8 — Formas metálicas sobre base metálica.

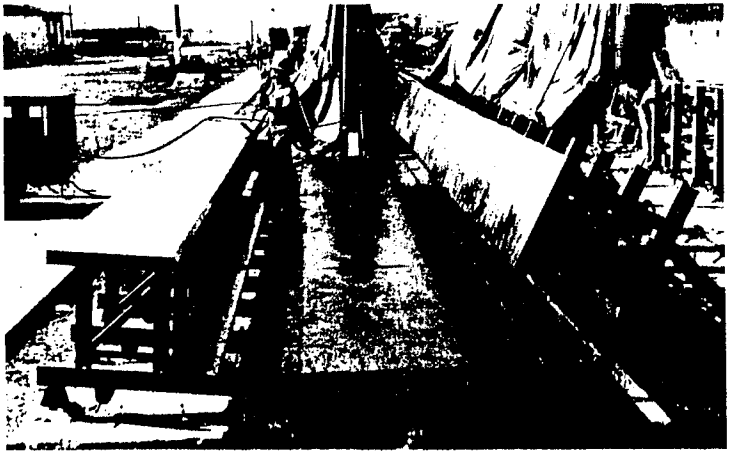


Figura 11.9 — Forma metálica articulada montada em uma mesa metálica.

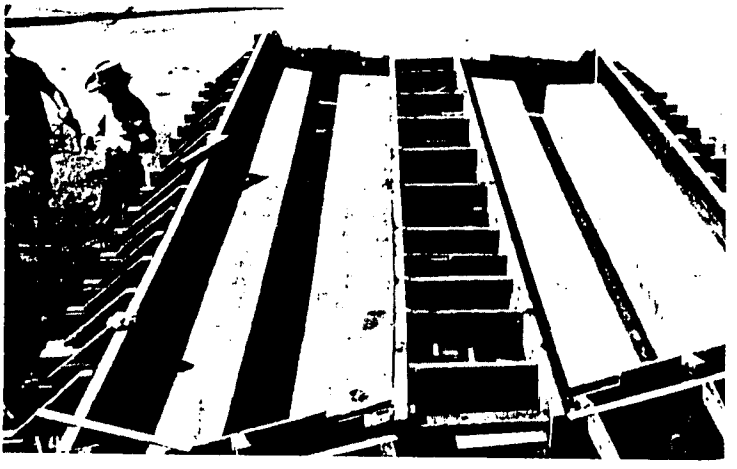
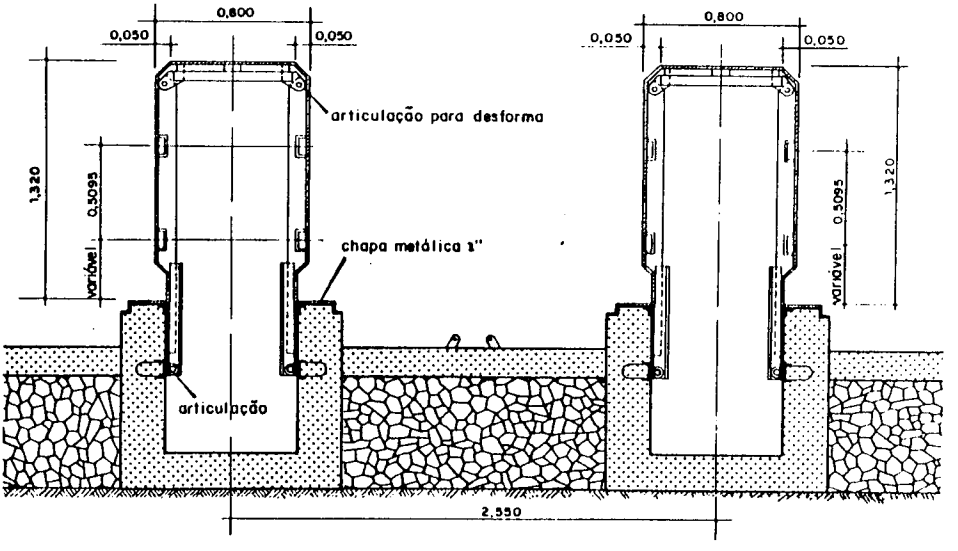


Figura 11 10 — Base confeccionada em madeira e metal. Nota-se o travamento entre as duas formas, posicionadas paralelamente.



Corte 205

Figura 11 11 — Base de concreto, em galeria, com uso de fôrmas articuladas.

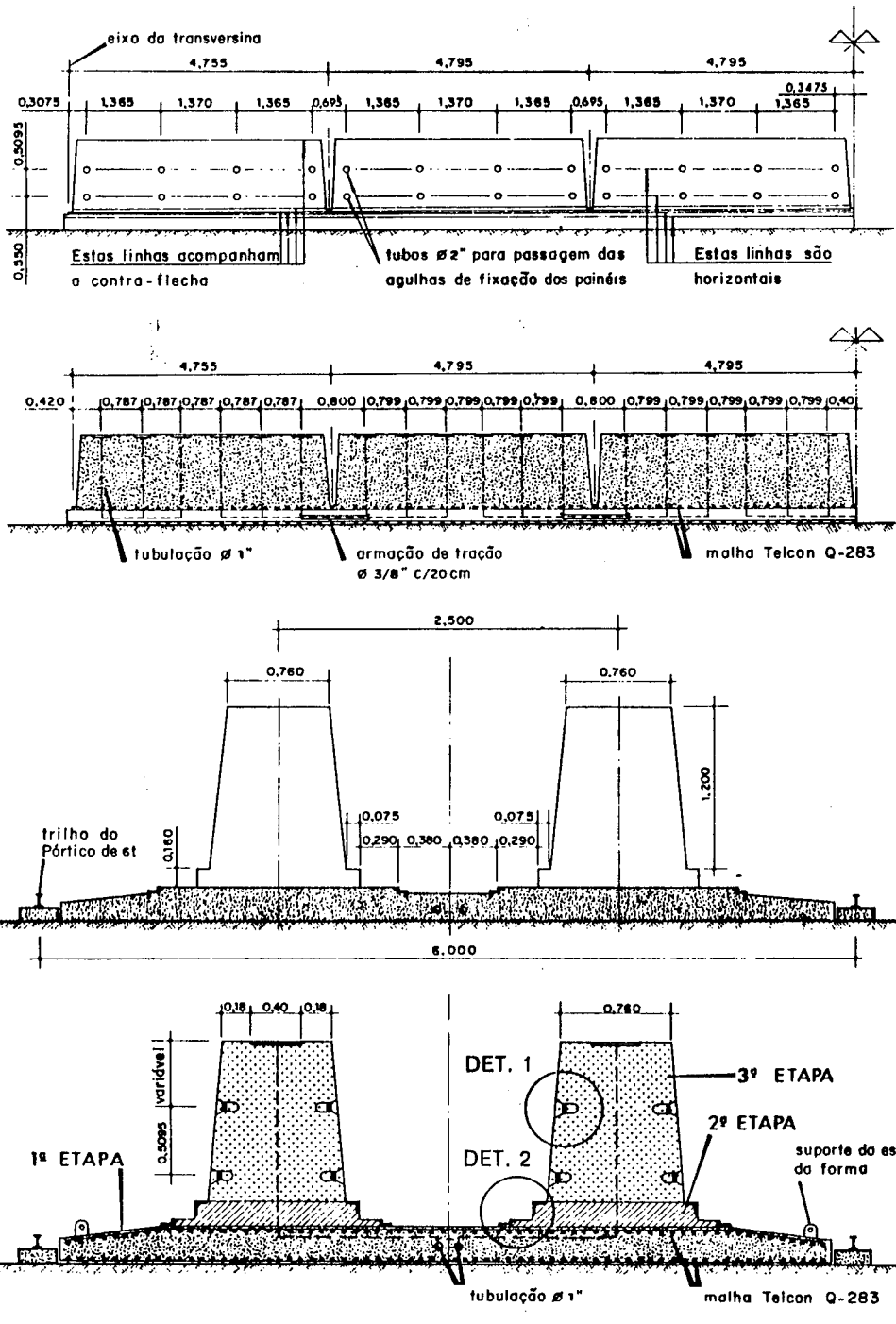


Figura 11.12 Base em concreto

As bases podem ser, ainda, em concreto, como mostrado na figura 11.12. A base em concreto pode ser maciça ou em galeria (figura 11.11), que permite a desforma interna através de fôrmas articuladas.

Ao se idealizar a base da peça pré-moldada deve-se prever também as deformações que o pré-moldado pode apresentar ao ser feito o saque (operação de retirada da peça da sua fôrma), pois não se levando em conta esse fenômeno, podem ocorrer regiões com atrito entre faces da peça e da base. As partes que durante a desforma, saque, transporte ou colocação, possam sofrer danos, devem ser revestidas com chapas ou perfis metálicos.

Com o intuito de facilitar a desforma as bases não devem ter faces paralelas à direção do saque.

O projeto das bases deve ser adequadamente detalhado, contendo todos os elementos embutidos que auxiliem na fixação e fabricação dos pré-moldados. As ancoragens dos esticadores e articulações, aranhas e porcas devem ser posicionadas de forma a serem de fácil acesso. As figuras 11.13 e 11.14 mostram detalhes de interesse para fabricação dos pré-moldados. Ao se fundir as bases devem ser posicionadas cantoneiras de alinhamento, batentes ou pontos de apoio para as fôrmas.

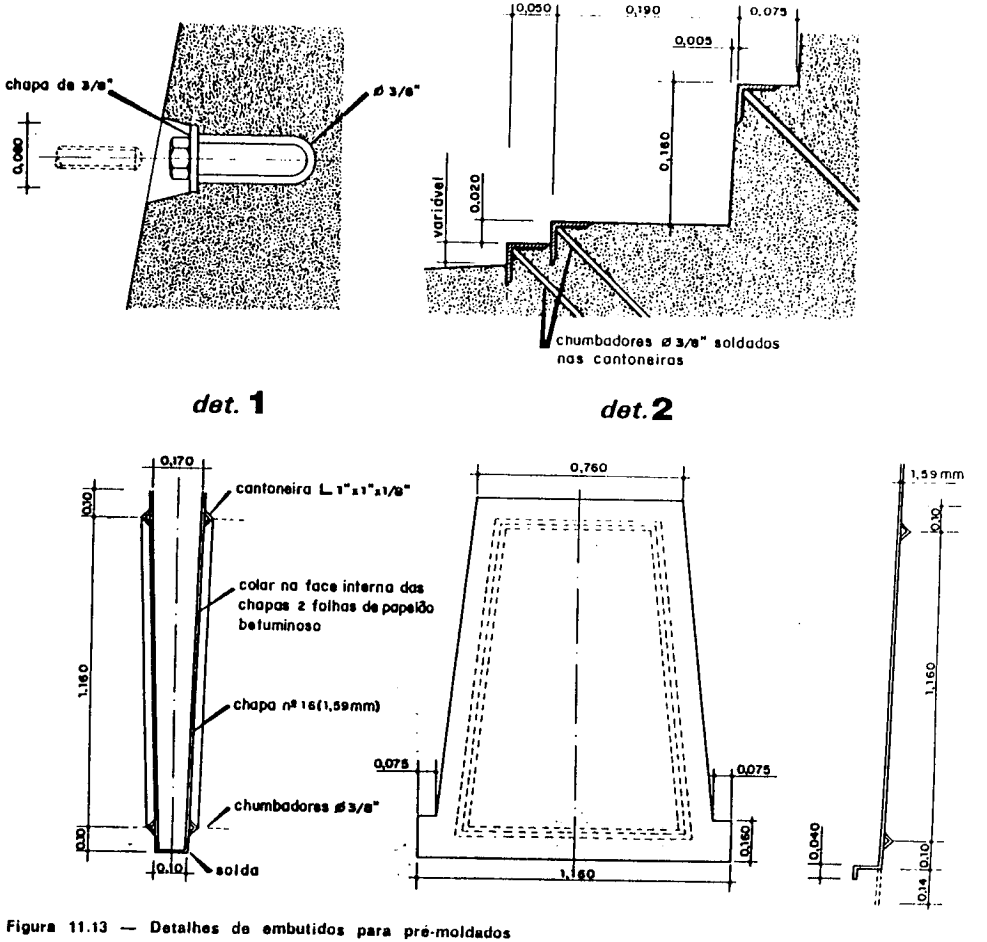


Figura 11.13 — Detalhes de embutidos para pré-moldados

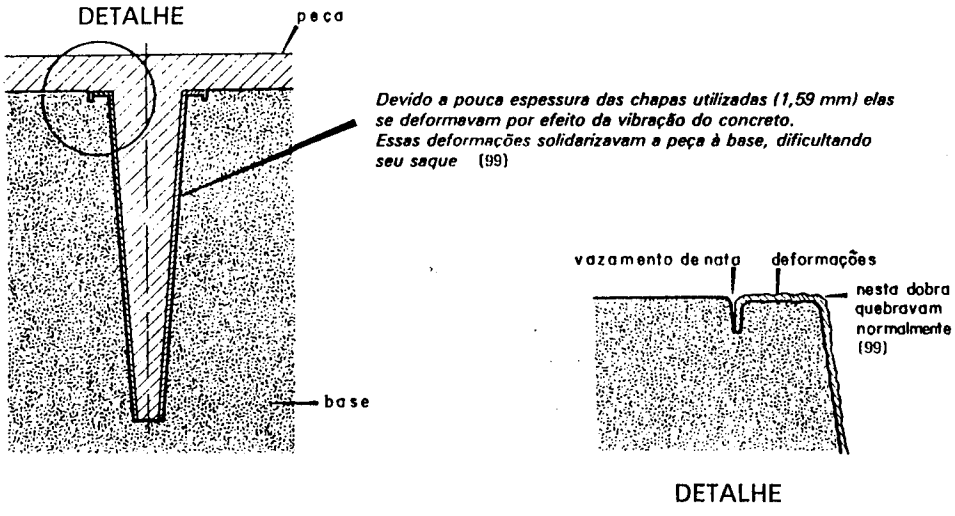


Figura 11.14 — Detalhe de arremate de embutido (Referência (99)

As fôrmas para as peças pré-moldadas devem obedecer aos requisitos básicos comentados no item 8, sendo que, ao se revestir os painéis com chapas metálicas as partes soldadas devem ser escariadas, sendo conveniente que a linha de solda seja paralela à direção de saque. As junções dos painéis devem ser lixadas e acabadas, de modo a anular as irregularidades que possam prejudicar a operação de saque.

As armaduras podem ser pré-montadas e posteriormente colocadas nas bases das peças. A pré-montagem pode ser feita em gabaritos como ilustra a figura 11.15. A armadura de peças curvas normalmente é feita como malhas.



Figura 11.15 — Pre-montagem de armadura, feita em gabarito.

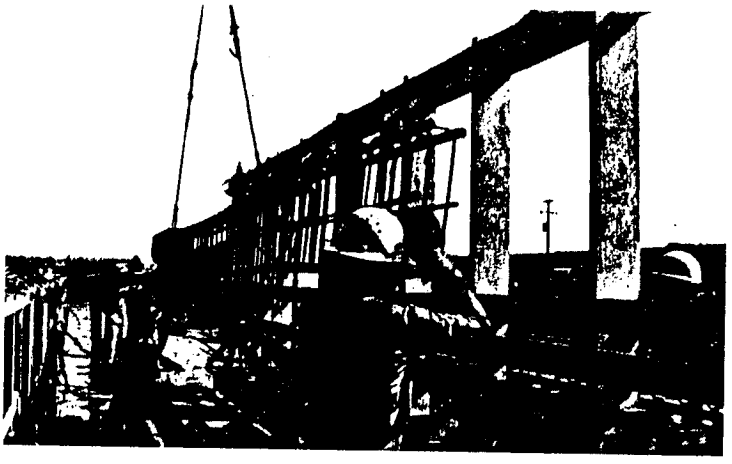


Figura 11 16 — Armadura pre-montada sendo retirada do gabarito para posterior colocaçao na forma

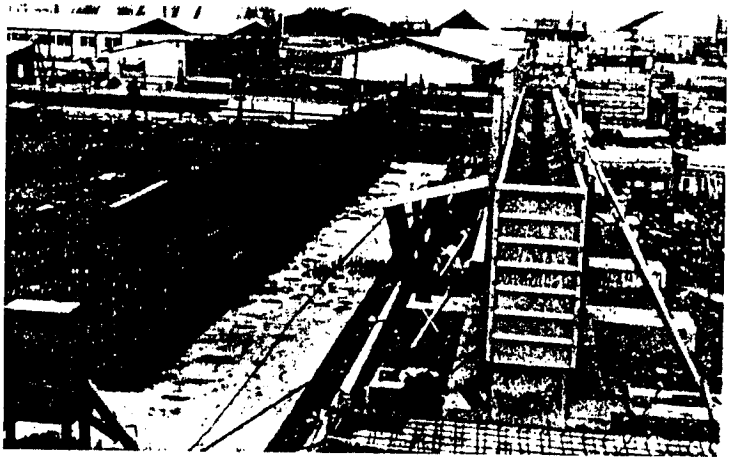


Figura 11 17 — Armadura pre-montada para ser colocada na forma.

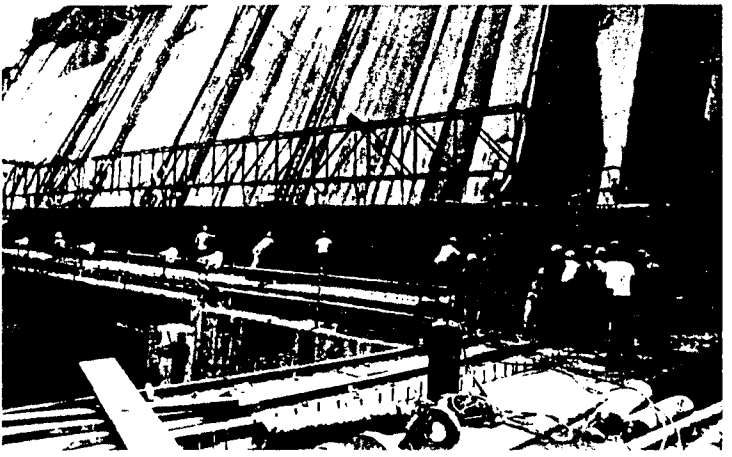


Figura 11.18 — Armadura pre-montada para uma viga (com aproximadamente 30 m de comprimento) sendo colocada na fôrma. A fôrma (metálica) possuia articulação, e uma das laterais encontrava-se junto ao chão.

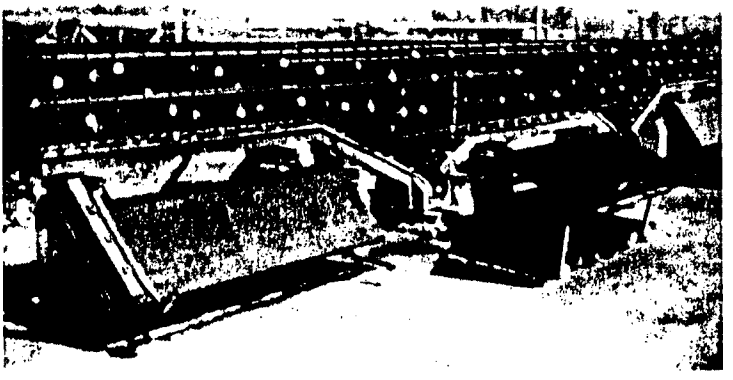


Figura 11.19 — Armadura colocada em uma forma metálica. Observam-se os espaçadores (cocadas) para garantir o cobrimento da peça.



Figura 11 20 — Execuçao de armadura frouxa e de protensao, em berços de concreto com revestimento metalico.

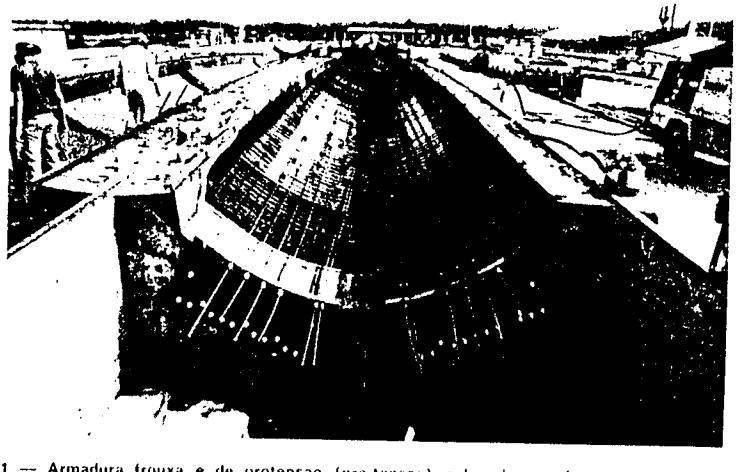


Figura 11 21 — Armadura frouxa e de protensao (pre-tensao) colocadas na forma metálica para pre-moldado.

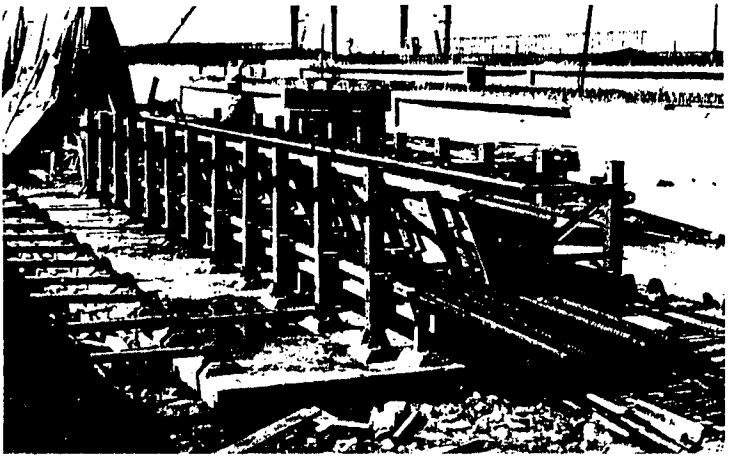


Figura 11.22 — Armadura colocada em fôrma. Nota-se que a fôrma (metálica) está em fase de fechamento, sem a colocação dos esticadores.



Figura 11.23 — Detalhe de conjunto fôrma metálica e armadura de peça a ser pré-moldada. Evidencia-se a borracha de vedação da fôrma (ver figura 11.24) e a textura interna da fôrma metálica em chapa "xadrez" (ver figuras 11.19 e 11.32).

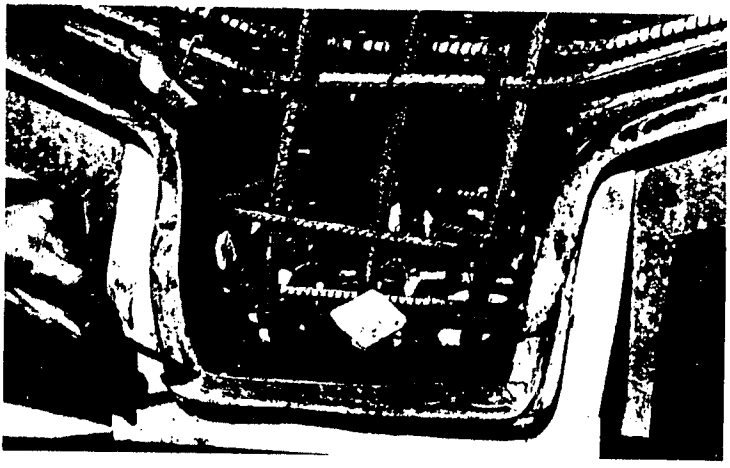


Figura 11 24 — Detalhe evidenciando a borracha de vedação da forma metálica.

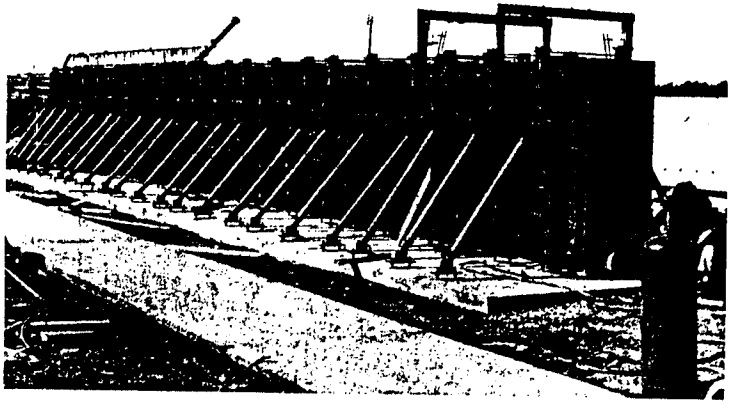


Figura 11 25 — Fôrma metálica pronta, aguardando as operações de concretagem do pré-moldado.

É importante prever e colocar, juntamente com a armadura, os dispositivos de içamento e manuseio das peças.

O lançamento do concreto, em peças pré-moldadas, pode obedecer ao citado no item 10, sendo que o lançamento é dificultado pela esbeltez das peças. Nessas situações o concreto deve ser lançado em pequenos volumes, com equipamento adequado, como esclarece as figuras 11.27 e 11.28. Em algumas vezes é comum usar-se calhas para facilitar o lançamento, como mostrado na figura 11.29.

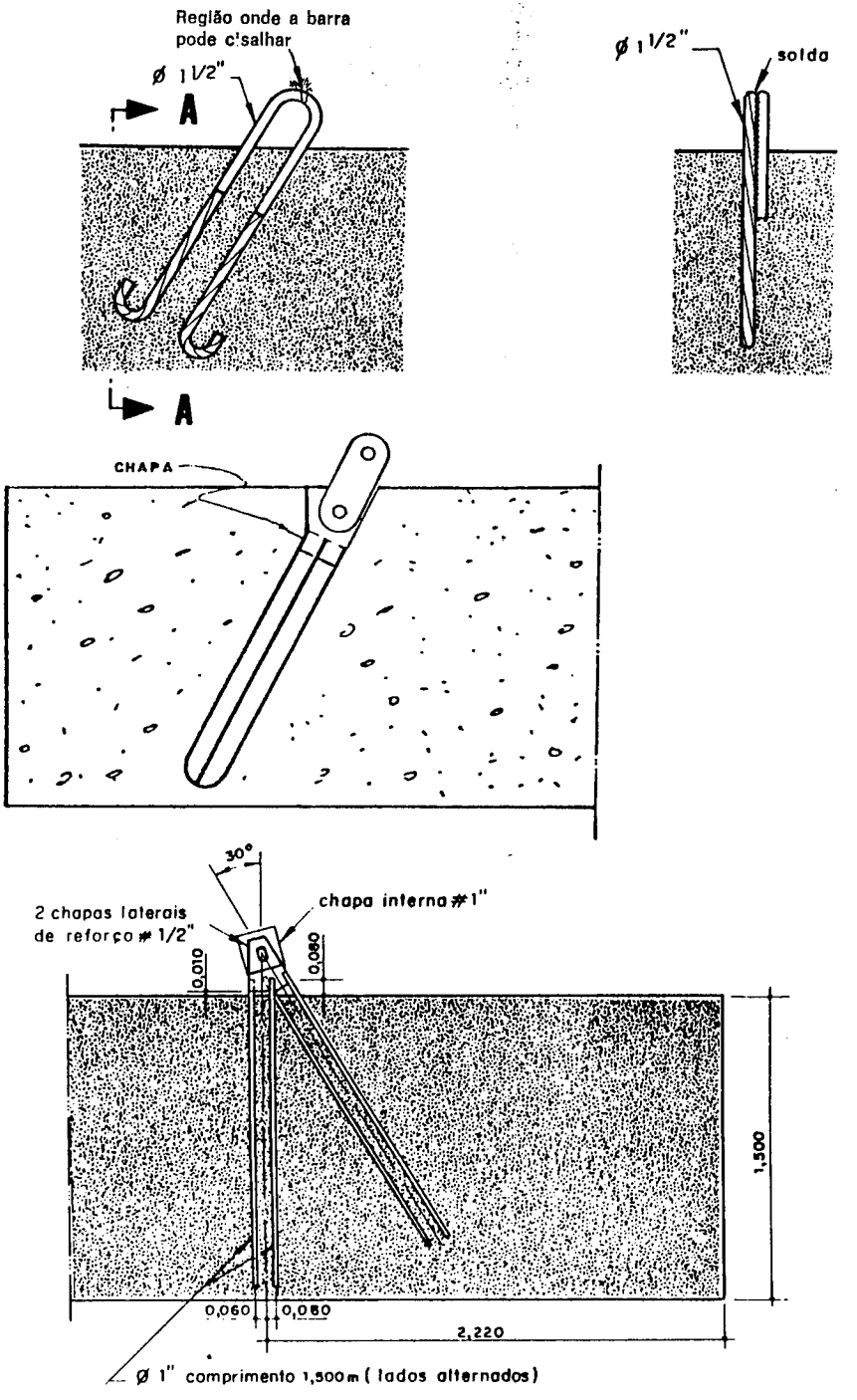


Figura 11.26 — Detalhes dos dispositivos de içamento.

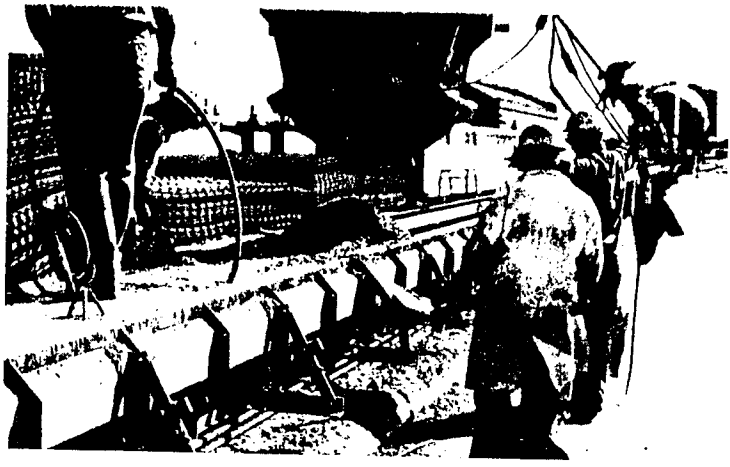


Figura 11 27 - Lançamento de concreto em forma para postes pre-moldados. Observa-se o lançamento de pequena quantidade de concreto, evitando perda. O acionamento da comporta e eletrico

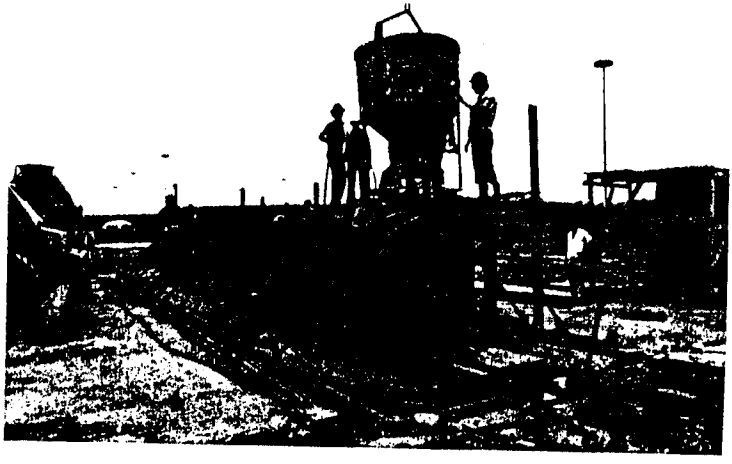


Figura 11 28 — Lançamento do concreto com caçamba de abertura com acionamento manual-mecanico



Figura 11 29 — Em primeiro plano nota-se a calha para facilitar o lançamento do concreto, em fôrmas de madeira.

Para o lançamento do concreto em fabricação de peças pré-moldadas é comum, também, utilizar correia transportadora, como ilustrado na figura 10.48.

Os concretos utilizados para fabricação de pré-moldados possuem normalmente abatimento entre 60 mm e 100 mm e elevada resistência inicial.

O adensamento é feito, normalmente, por vibradores de imersão com haste fina (diâmetro entre 25 mm e 50 mm), como mostrado nas figuras 11.27 e 11.29 e, dependendo da altura da peça, com vibradores de fôrma (de parede) como mostrado na figura 10.102.

A cura do pré-moldado deve ser iniciada tão logo o concreto possua rigidez suficiente para permitir essa operação.

Nos processos convencionais a cura é feita aspersão de água, e prossegue após a desforma e segue.

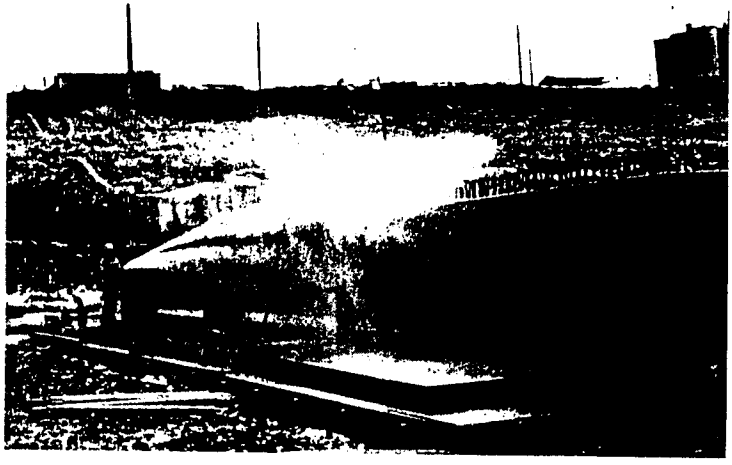


Figura 11.30 — Cura por aspersão de água.

A cura das peças pré-moldadas pode também ser feita através da aplicação de vapor — cura a vapor — que é uma técnica adotada para finalidades especiais, como será visto adiante.

O descimbramento e a desforma, são feitos em função das resistências solicitadas para o concreto. A operação de deslocamento do pré-moldado de sua base de fabricação é denominada de saque. Quando o pré-moldado é fabricado sobre a galeria, a simples desforma interna é o saque. Pode ainda ser usado o saque hidráulico que consiste na injeção de água em rebaixos metálicos dispostos em pontos determinados, na base da peça. Isso é ilustrado nas figuras 11.11 e 11.31. Os registros hidráulicos devem ser dispostos de maneira a permitir isolar placas em funcionamento inadequado, durante a operação de saque.

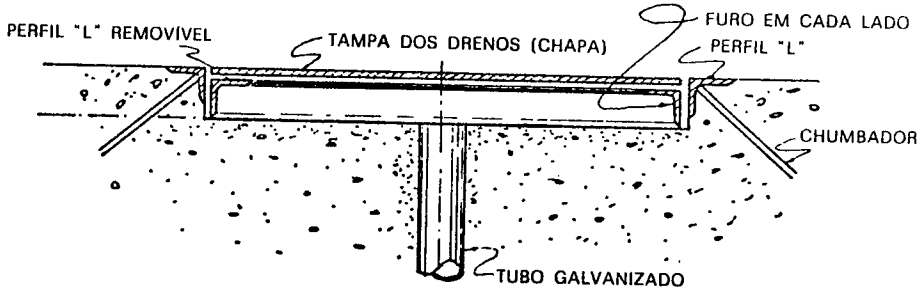


Figura 11.31 — Detalhes de placas metálicas, colocadas nas bases de fabricação para realização do saque hidráulico.

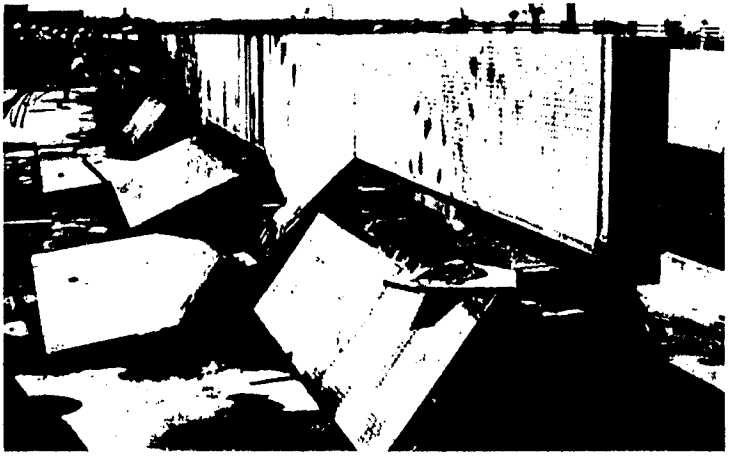


Figura 11.32 — Desforma de peça pré-moldada concretada em fôrma metálica.

Após o saque da peça de sua base, o pré-moldado deve ser içado e estocado. O processo de içamento e estocagem deve estar condicionado às características das instalações de fabricação. Deve-se levar em conta que o manuseio do pré-moldado, além de ser uma operação onerosa, é também perigosa, dando chance de danificações à peça. O içamento normalmente é feito através de equipamentos de carga, como é visto nas figuras 11.33, 11.34 e 11.35.

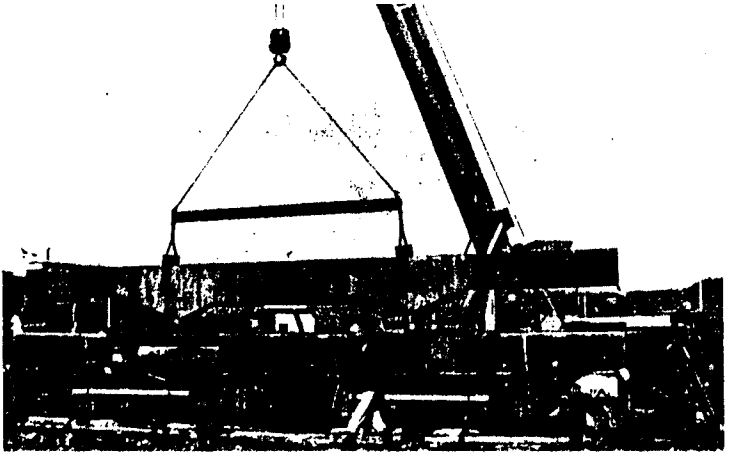


Figura 11.33 — Içamento de pre-moldado, efetuado com auxílio de guindaste sobre pneus. Nota-se o detalhe da viga metálica e os estropos para o correto içamento da viga.

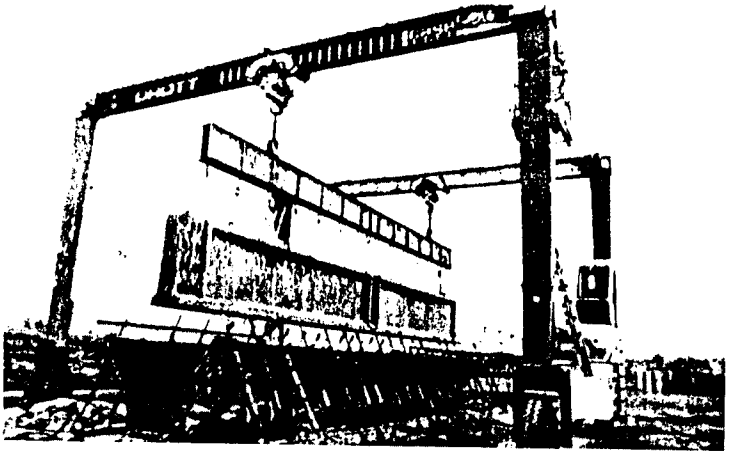


Figura 11 34 — Içamento de peça pre-moldada com auxílio de pórtico autopropelido especial para essa finalidade. Nota-se a viga metálica de transição com vários pontos de estropo para os diversos comprimentos das peças.

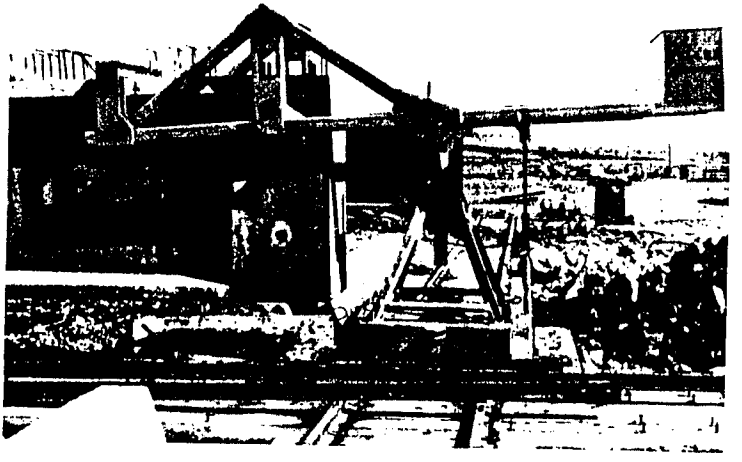


Figura 11 35 — Içamento e estocagem de peça pre-moldada através de equipamento simples, montado sobre trilhamento.

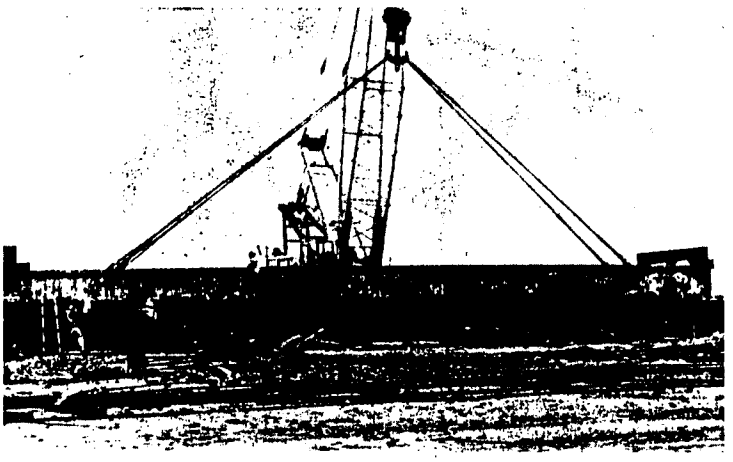


Figura 11.36 — Içamento de uma viga pré-moldada, com aproximadamente 30 m de comprimento.

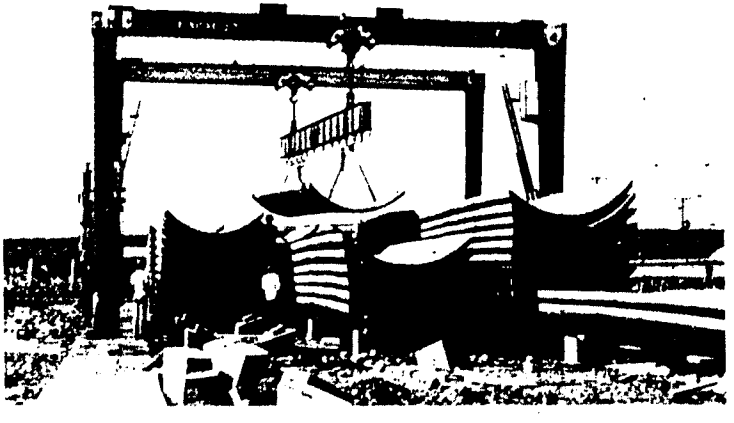


Figura 11.37 Estocagem de peças pré-moldadas com auxílio de pórtico autopropelido.

A posição e o detalhamento dos pontos e peças de içamento são de grande importância no projeto dos pré-moldados, como mostrado anteriormente (figura 11.26). A não observância desses cuidados pode levar à inutilização da peça pré-moldada, como visto na figura 11.38.

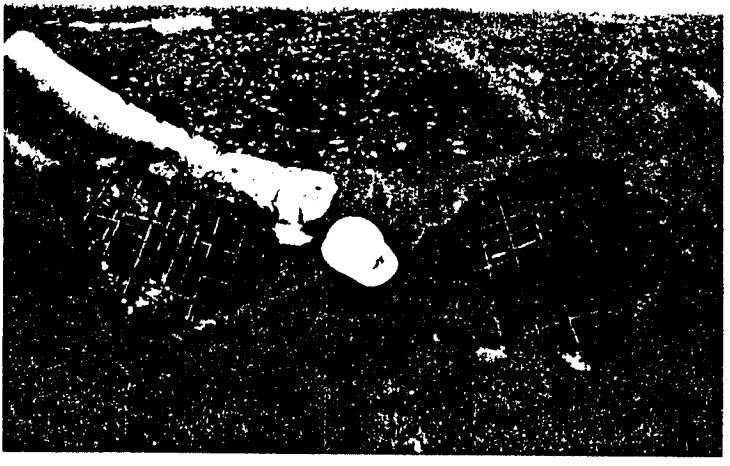


Figura 11.38 — Ruptura de peça pre-moldada nos pontos de içamento.

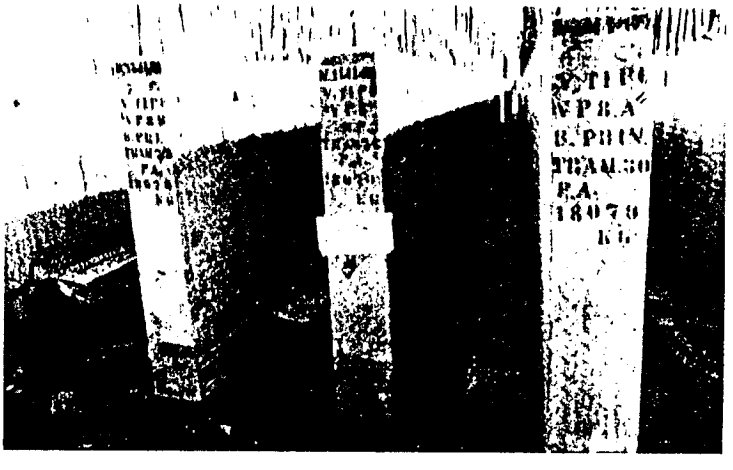


Figura 11.39 — Identificação de peças pre-moldadas em seu estoque.

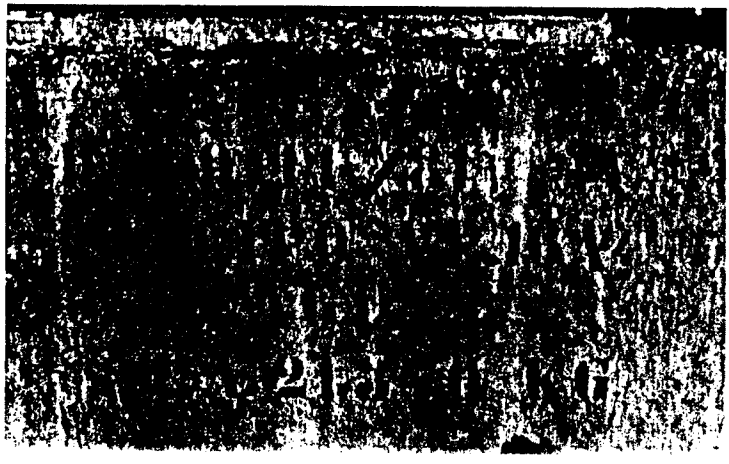


Figura 11.40 — Detalhe da identificação de uma peça pre-moldada.

Para a colocação do pré-moldado em seu local de aplicação a peça deve ser transportada. O transporte das peças é feito, normalmente, através de veículos convencionais ou adaptações, em função das características das peças.

A sequência de fotos a seguir ilustra algumas situações de transporte e colocação.

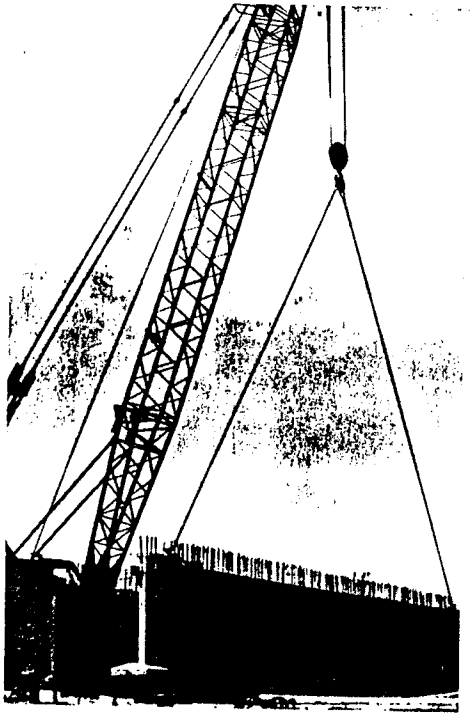


Figura 11.41 — Retirada da peça pre-moldada, do estoque p[ ]e quindaste sobre pneus. Para essa operação é importante que os cabos de içamento sejam dime[ ]dequadamente.

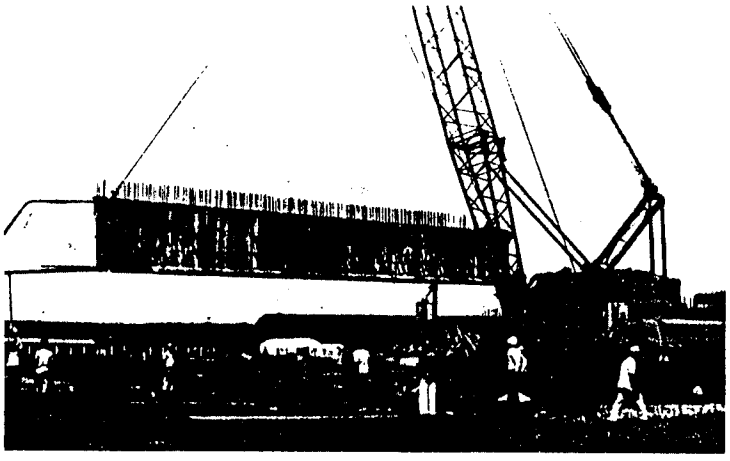


Figura 11 42 Situação de uma peça içada para ser colocada no veículo de transporte. À esquerda vê-se um operário segurando uma corda, para auxiliar no posicionamento da peça.

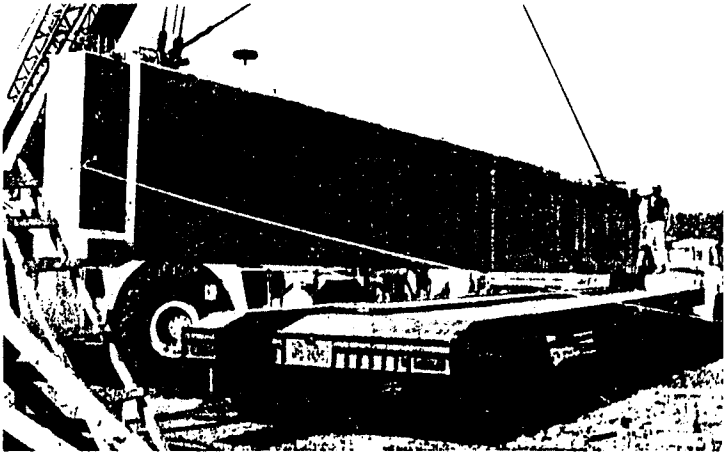


Figura 11 43 — Colocação de uma peça pre-moldada sobre carreta. Observa-se nas extremidades da peça as cordas para auxiliar (figura 11 42) no posicionamento.

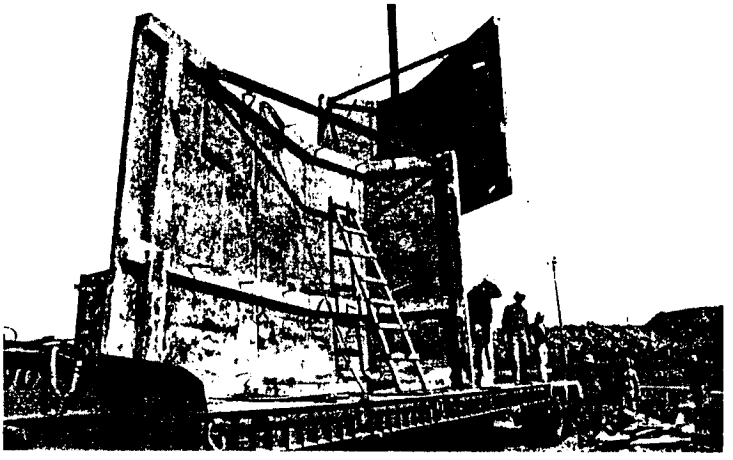


Figura 11.44 — Algumas peças, pela sua geometria e esbeltez, requerem travamento para o manuseio.

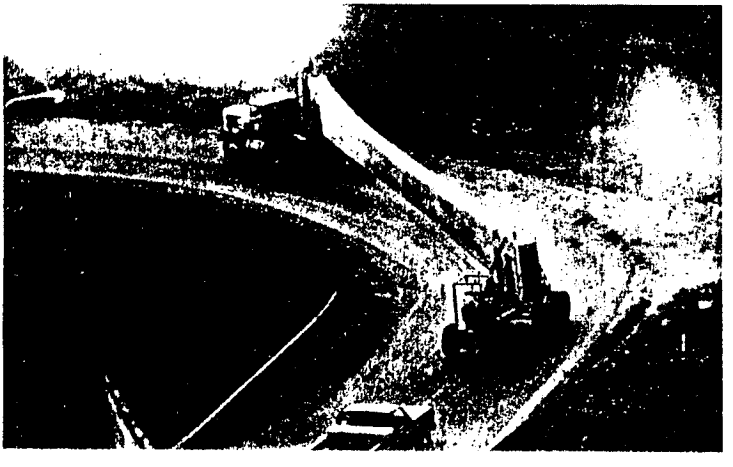


Figura 11.45 — Cavalo mecanico com "dolly" para transporte de peça pré-moldada.

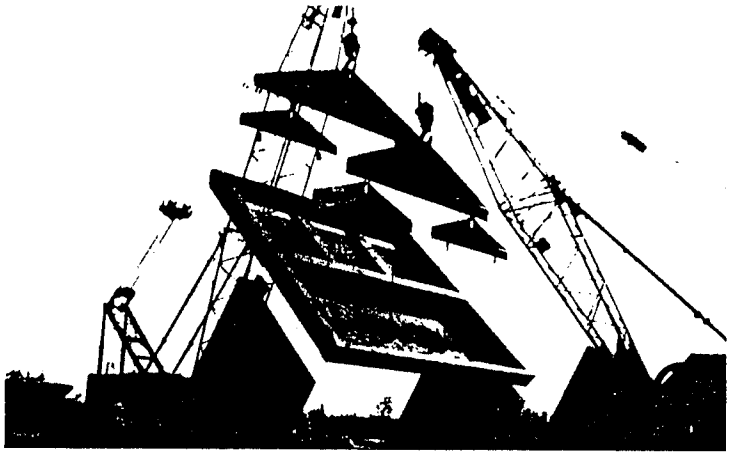


Figura 11.46 — Colocação de pré-moldado através de guindaste.

A colocação do pré-moldado é outra atividade que requer cuidado e precisão, para que sejam atendidas as tolerâncias especificadas.

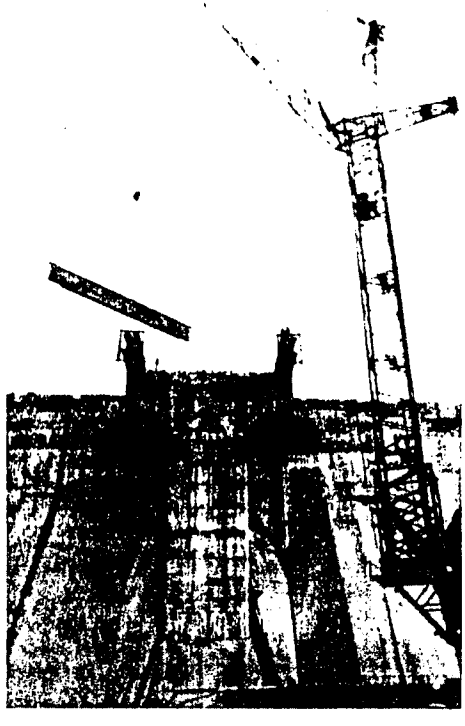


Figura 11.47 — Detalhe mostrando o instante da colocação do pré-moldado no local de uso.

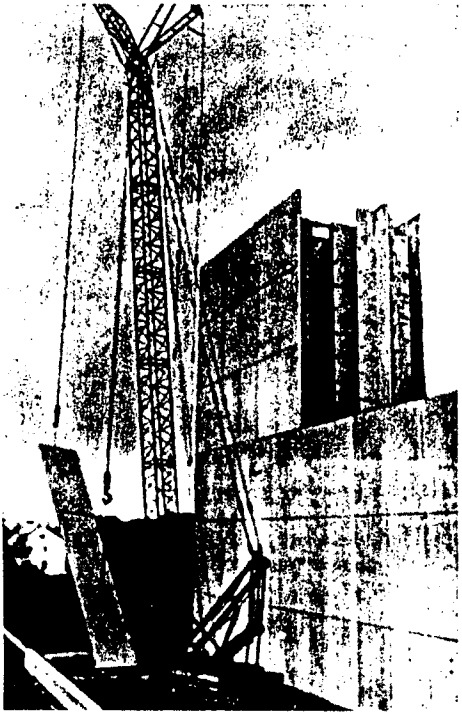


Figura 11.48 — Algumas peças, devido a diferença de direção entre as posições de transporte e colocação requerem movimentação detalhada. Um artifício para isso pode ser feito com auxílio da diferença de comprimento dos cabos de içamento, como mostrado. A peça está sendo retirada da posição horizontal para ser colocada na vertical.

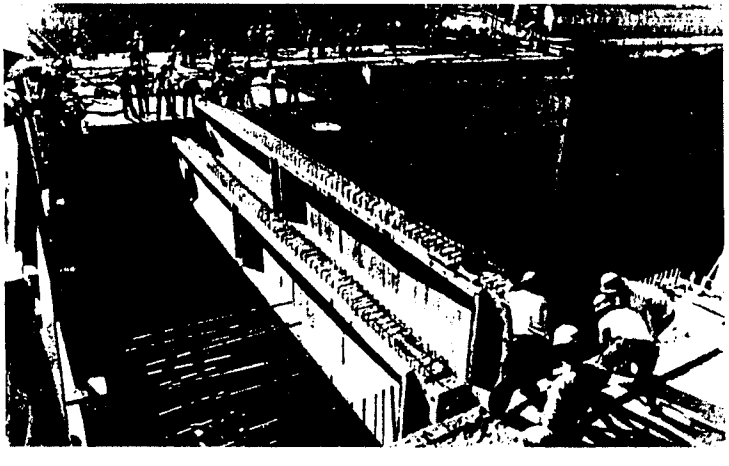


Figura 11.49 — Vista da colocação de viga.



Figura 11.50 — Treliça usada para lançamento de pre-moldado. Equipamento usual na construção de tabuleiro de pontes.

Em determinadas situações as dificuldades operacionais induzem a adaptações de processos às vezes criativos, como ilustram as fotos a seguir.

Na figura 11.51, vê-se uma viga moldada na parte superior de um tabuleiro, e que deveria ser colocada em cota inferior. Para isso utilizou-se uma reação metálica, com tirante (chapa) e macacos hidráulicos para fazer sua descida.

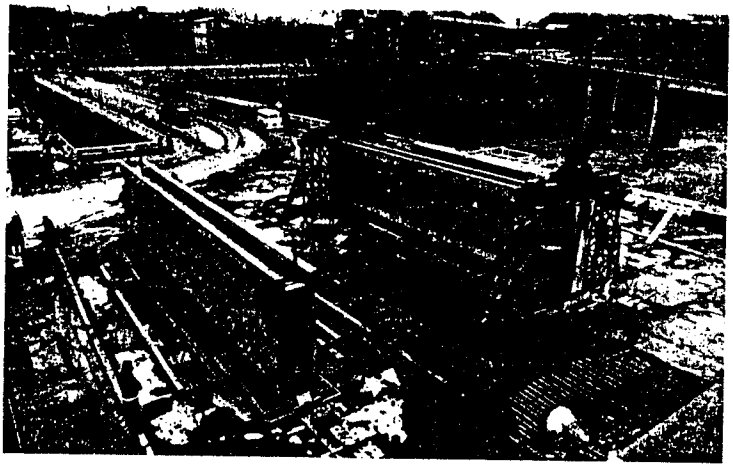


Figura 11.51 — Situação para colocação de peça pre-moldada.

As figuras 11.52 a 11.54 mostram uma situação semelhante à da figura 11.51, somente que antes da viga ser colocada em cota inferior, a peça deveria ser deslocada horizontalmente transpondo um vão de aproximadamente 15 m. Para tanto utilizou-se de um vigamento (de peças também pré-moldadas de outra finalidade) com trilhamento, apoiado sobre pés-treliçados, e com sistema citado na figura 11.51, a peça era içada, deslocada e colocada em sua posição.

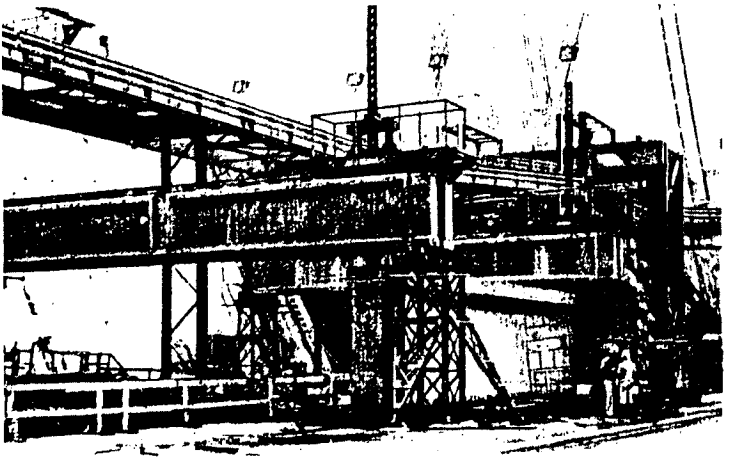


Figura 11.52 — Viga em sua posição inicial, após desmoldagem, pronta para ser içada (por macacos hidráulicos).

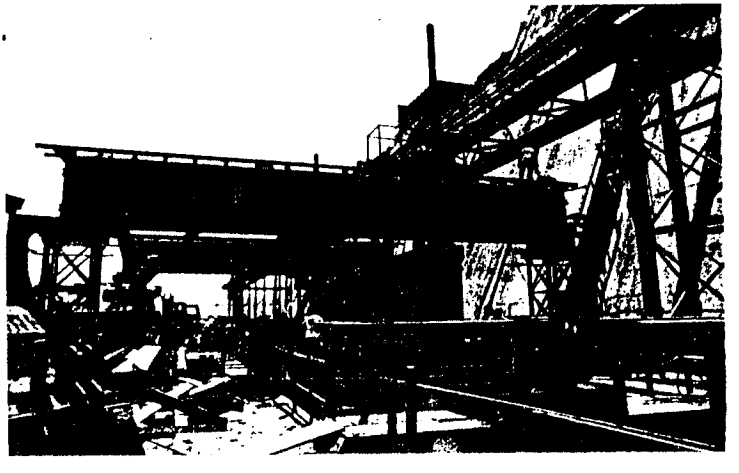


Figura 11.53 — Viga sendo transladada horizontalmente, sob [illegible]mento.

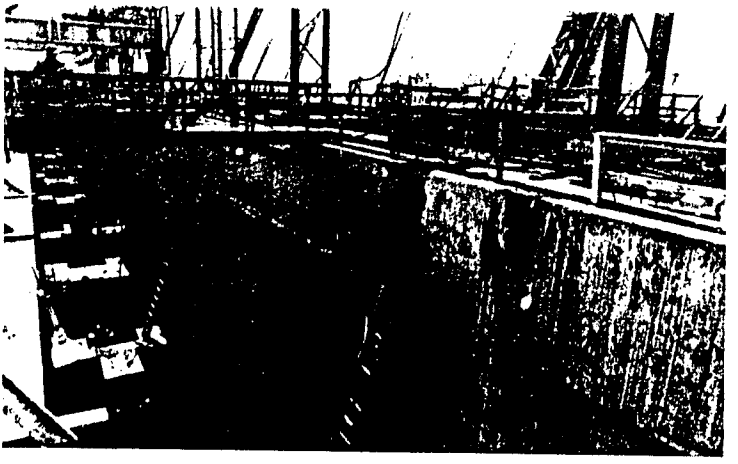


Figura 11 54 — Viga em sua posiçao final.

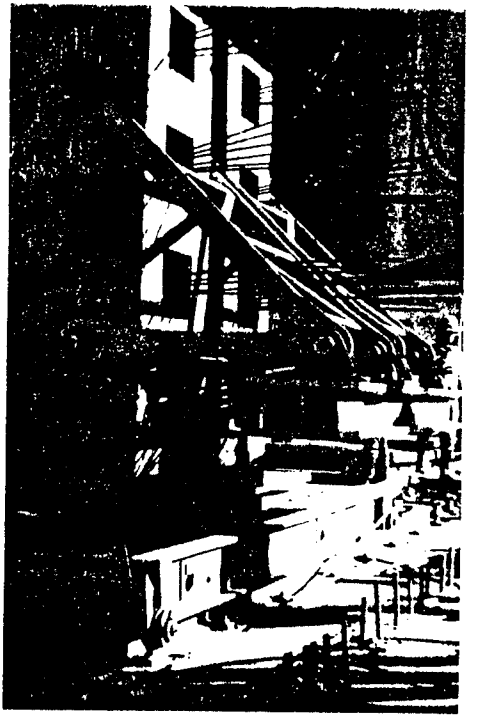


Figura 11.55 — Transporte de conjunto de vigas através de carrinho sobre trilhamento. O içamento e a colocação são feitos por macaqueamento. A translação e feita por cabos de aço acoplados a guincho elétrico.

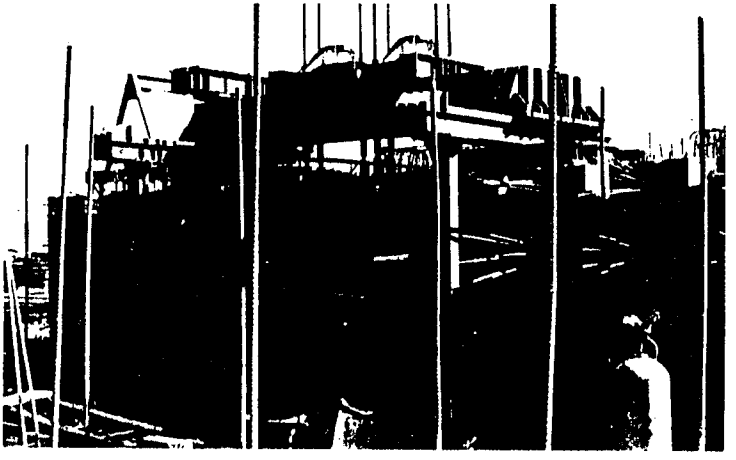


Figura 11.56 – Correção do posicionamento de vigas através de macaqueamento, utilizando-se os barrões e macacos usuais em formas deslizantes.

A utilização de pré-moldados atualmente apresenta um universo bastante amplo, como ilustram as figuras a seguir.

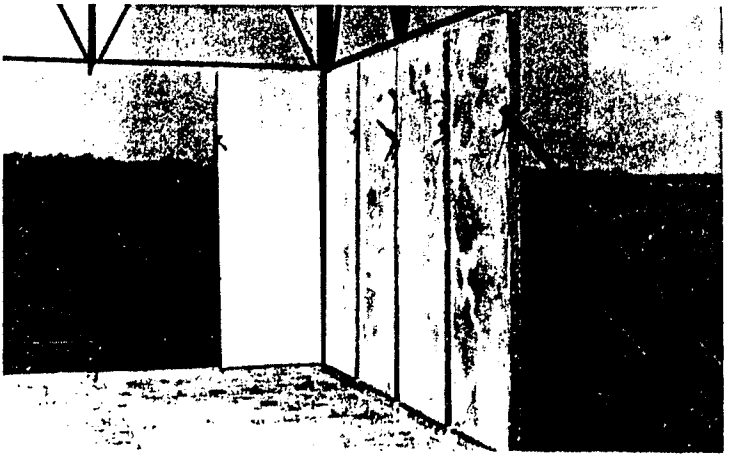


Figura 11.57 – Placas pré-moldadas para paredes.

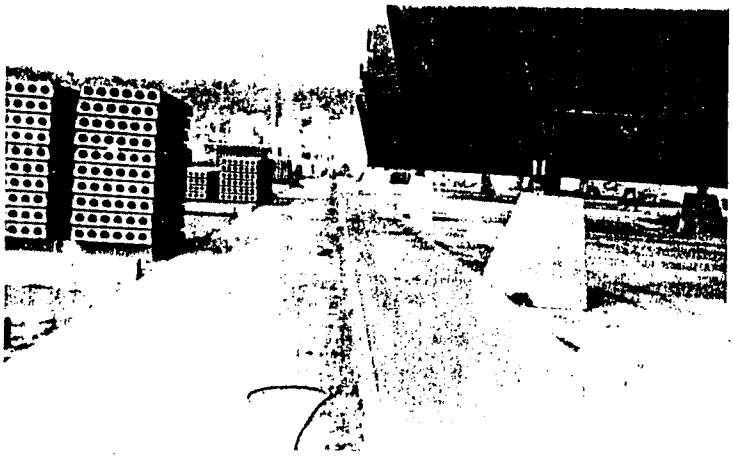


Figura 11.58 — Lajes pre-moldadas. A esquerda vê-se um pequeno estoque, a direita o berço das lajes já concretadas e protendidas, sendo que posteriormente uma maquina de corte secciona-as nos comprimentos desejados. Canteiro de pre-moldados da Abam-Eng. Tacoma-EUA.

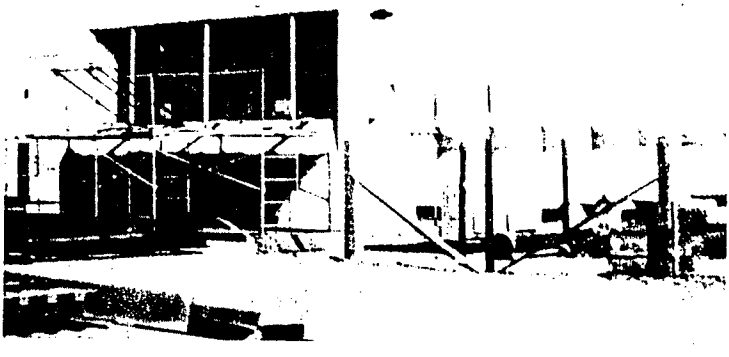


Figura 11.59 — Painéis arquitetônicos para fachadas de edifício. Canteiro de pre-moldados da Abam-Eng. Tacoma-EUA.

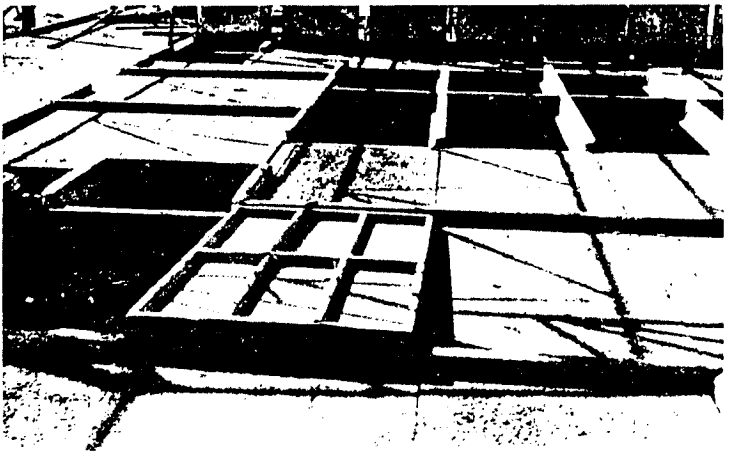


Figura 11.60 — Painéis para pisos de prédios.

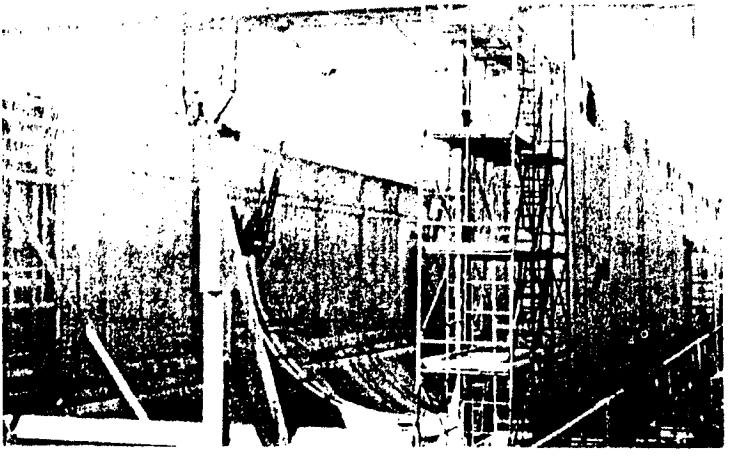


Figura 11.61 — Flutuador para transporte de gás de petróleo encomendado pela Indonésia a Abam — Engineers de Tacoma-EUA. Comprimento aproximado de 130 m, largura aproximada de 40 m e altura aproximada de 16 m.

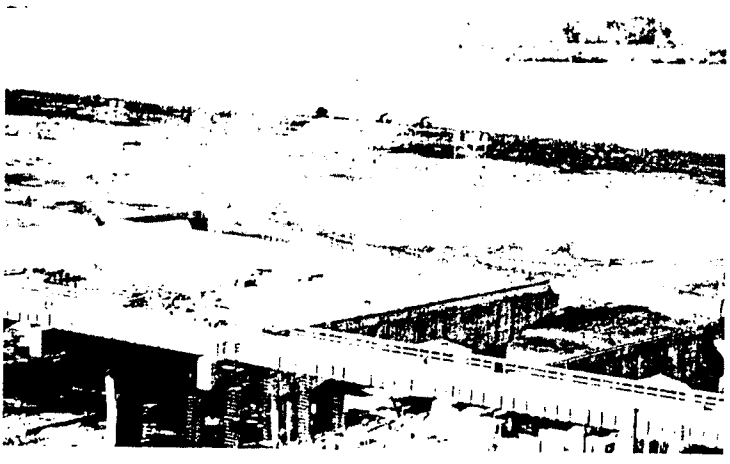


Figura 11.62 — Viganmento e tabuleiro da subestação da usina de Ilha Solteira constituído por pré-moldados

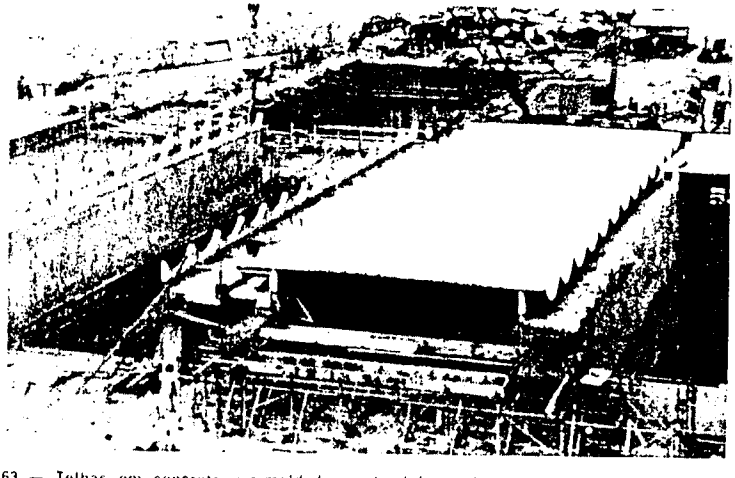


Figura 11.63 — Telhas em concreto pré-moldado, protendido, utilizadas na cobertura das áreas de montagem e casas de força de Itaipu.

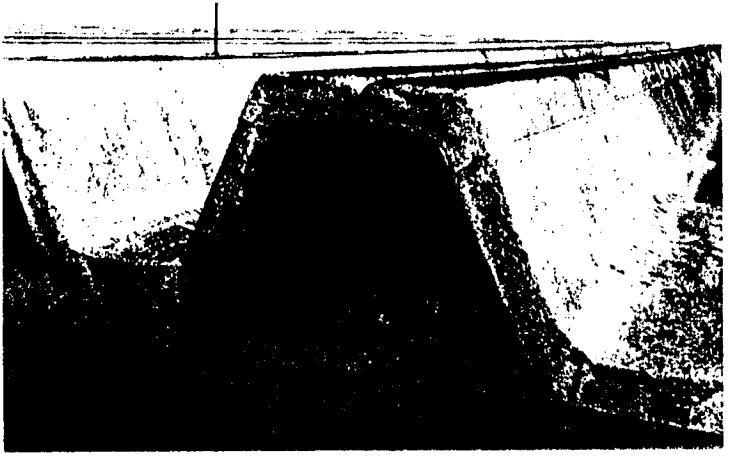


Figura 11.64 — Outro tipo de elemento de cobertura em concreto pré-moldado.

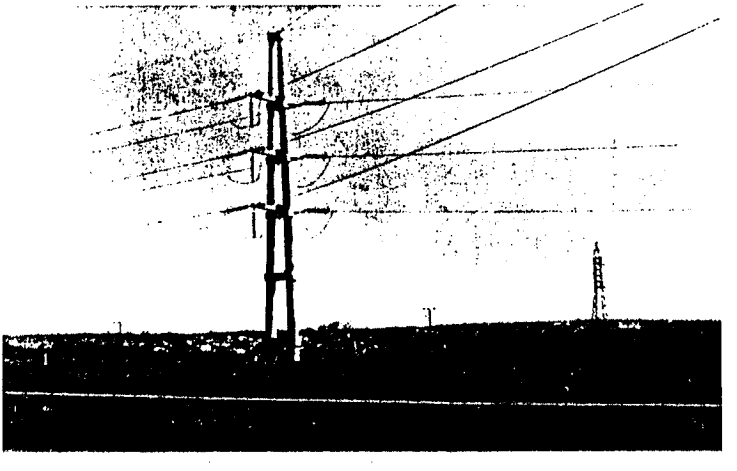


Figura 11.65 — Uma utilização comum do pré-moldado: postes para rede de força.

Outra utilização de peças pré-moldadas é como reação de fôrmas como mostra a figura 11.65, ou como fôrmas, propriamente, como visto nas figuras 8.77 a 8.79.

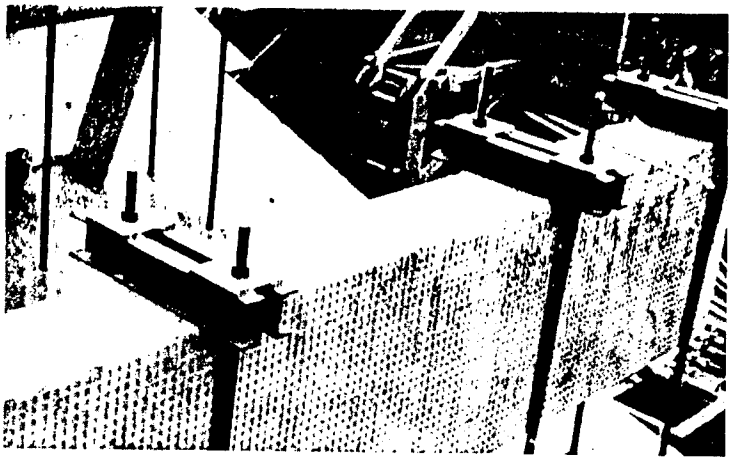


Figura 11 66 — Pre-moldado utilizado para sustentação de fôrmas em locais de difícil acesso.

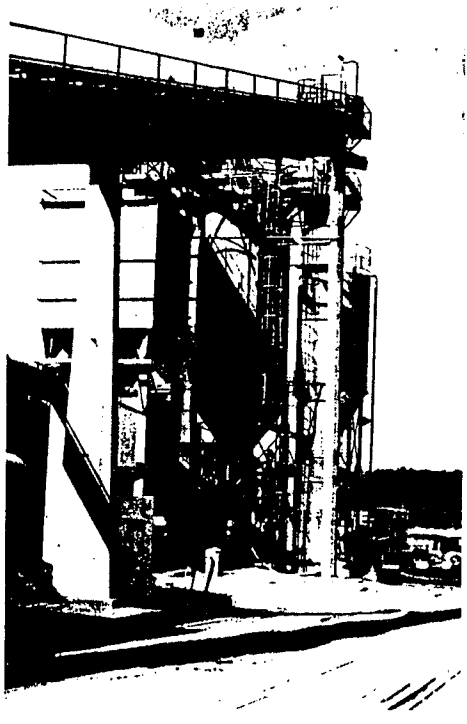


Figura 11 67 — Elementos pre-moldados utilizados como suportes de instalação industrial — Abam — Eng. Tacoma.

Em determinadas oportunidades, e quando conveniente, é necessária a execução de provas de carga para avaliar a qualidade e a segurança de peças pré-moldadas. Nessas oportunidades os esquemas de aplicação de carga e de medições devem ser criteriosamente elaborados a fim de representar as solicitações reais da peça.



Figura 11.68 — Prova de carga sendo executada, em laboratório, sobre peças pré-moldadas de cobertura (ver figura 11.63). Observa-se o esquema de carregamento e os equipamentos de medição.

11.2 Protendidos

11.2.1 Generalidades

A protensão é efetuada quando dois materiais, em solicitação, são reunidos de tal maneira que a força atuante em um deles é equilibrada por uma força do outro. No concreto protendido uma tensão de tração aplicada à armadura de protensão, imersa no concreto, origina esforços de compressão. A protensão, quando aplicada no concreto, permite reduzir ou anular os esforços de tração para os quais o concreto não possui grande capacidade. O concreto protendido permite a utilização de estruturas, ou parte delas, mais esbeltas e mais leves. Permite também tirar melhor proveito dos aços de alta resistência.

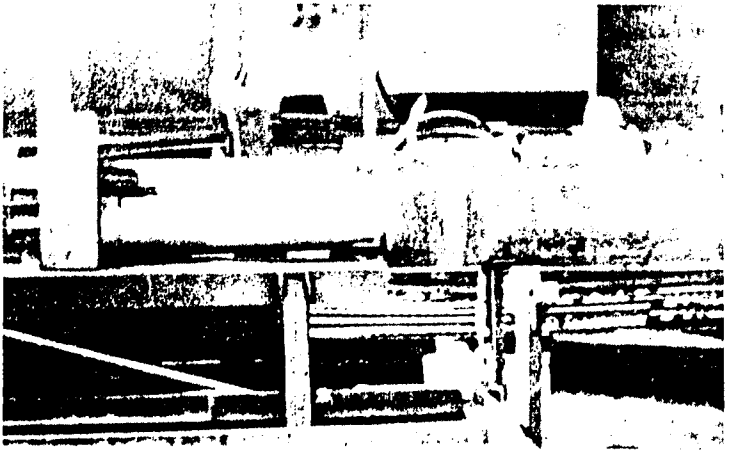


Figura 11.69 — Macacos de protensão (por pré-tensão) de longo curso, utilizados em pátios de pré-moldados protendidos.

Existem, basicamente, dois métodos para protensão do concreto: pré-tensão e pós-tensão. Na protensão por pré-tensão a armadura é tracionada antes do lançamento do concreto. Após o concreto ter adquirido resistência desejável os elementos tensores são aliviados, transferindo-se os esforços ao concreto por meio da aderência concreto-aço. Esse sistema é muito usado para peças pré-moldadas, como lajes, postes, vigamentos dormentes. Nessas situações como as peças são feitas ao longo de um certo comprimento, os macacos hidráulicos usados para o tracionamento devem possuir um curso de pistão, razoavelmente longo como pode ser observado na figura 11.69. Na protensão por pós-tensão — método usualmente empregado para construção "in situ" -- deixam-se dutos embutidos no concreto, nos quais, após o concreto ter adquirido resistência desejável são introduzidos os elementos tensores ancorados, e tracionados, colocando-se desta maneira o concreto sob compressão. Os dutos, normalmente chamados bainhas, são posteriormente injetados. Essa injeção tem o propósito de proteger a armadura contra corrosão e fornecer aderência entre os tensores e o concreto.

11.2.2 Sistemas de protensão

Os sistemas de protensão, usuais, praticamente diferem entre si pela concepção da ancoragem, pela concepção do sistema de tracionamento, ou pela capacidade de solicitação. Dentre os sistemas usados entre nós, os mais conhecidos são:

— **Freyssinet** (Stup — Sociedade Técnica para Utilização da Pré-Tensão) -- esse sistema empregava, originalmente, ancoragens compostas por um cone macho e um cone fêmea. Para cabos Freyssinet (constituídos por 12 fios paralelos, de alta resistência , dispostos ao redor de uma espira-mola central), com fios de 5 mm, 7 mm e 8 mm de diâmetro, usam-se cones de argamassa fretada. Para cabos com cordoalhas de diâmetro 12,5 mm (1/2") usam-se cones metálicos. Em ambos os tipos de cone, os fios (ou cordoalhas) passam por dentro da fêmea e são presos contra sua parede interna pelo macho, que possui em sua superfície pequenas canaletas como ilustra a figura 11.70. Essas cavidades, além de atuarem como guias, aumentam a aderência entre o cabo e o cone devido ao acréscimo de área.

No cone macho existe um orifício central que é utilizado para injeção.

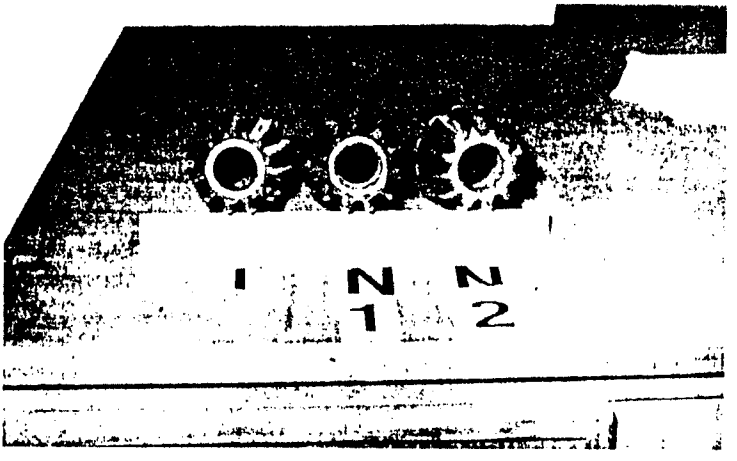


Figura 11.70 — Cones macho para protensão, usados originalmente pelo sistema Freyssinet-Stup, para cabos com 12 cordoalhas de ½" de 12,7 mm

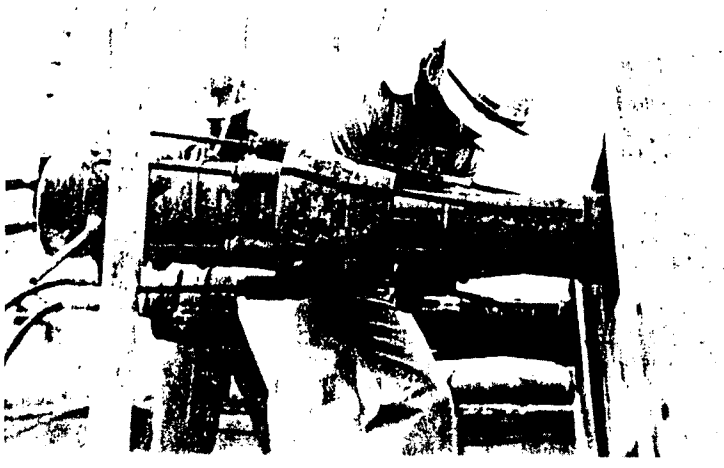


Figura 11.71 — Macaco — Linha S — utilizado pelo sistema Freyssinet-Stup, para cabos com cordoalhas de .' de 12,7 mm.

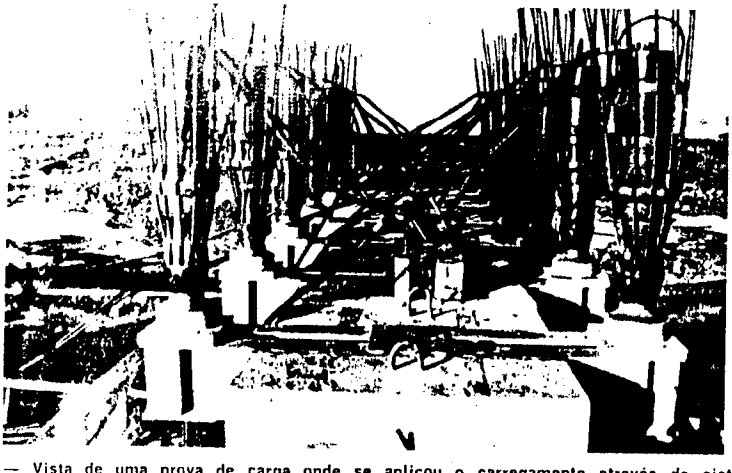


Figura 11.72 — Vista de uma prova de carga onde se aplicou o carregamento através do sistema Stup, podendo ser vista, a meia altura do macaco, a fixação da cordoalha através das garras.

Como ancoragens passivas (ou mortas — aquelas onde os tensores são fixados antes da protensão) podem ser usados os cones de mesma forma que nas ancoragens ativas. Os cabos constituídos por fios podem ser ancorados passivamente por sistema de botão. Na ancoragem morta, por botão, os fios são previamente trabalhados por um sistema hidráulico que confere à extremidade do fio uma deformação dando-lhe a forma de uma cabeça de prego. Os fios assim deformados passam por uma placa perfurada e são tracionados pela outra extremidade, ficando os botões em contato com a placa metálica

Para a protensão, as cordoalhas (ou fios) são fixadas lateralmente nos macacos, através de cunhas e garras metálicas, como se observa na figura 11.71. Os fios (ou cordoalhas) são tracionados simultaneamente e a cravação do cabo é feita pela cravação do cone-macho através de um pistão hidráulico interno ao pistão de tensão. Para

a protensão de cabos constituídos de fios o acionamento hidráulico dos macacos é feito por bombas hidráulicas manuais. Na protensão de cordoalhas o sistema hidráulico tanto de tensão como de cravação é acionado por bomba hidráulica elétrica

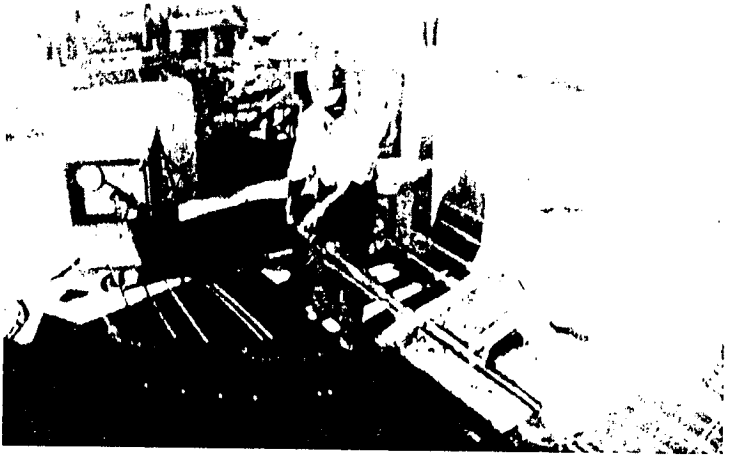


Figura 11 73 — Macaco da linha Stup para tensionamento individualizado, conhecido por monocordoalha

Atualmente o processo Stup possui outras linhas, derivadas da anterior

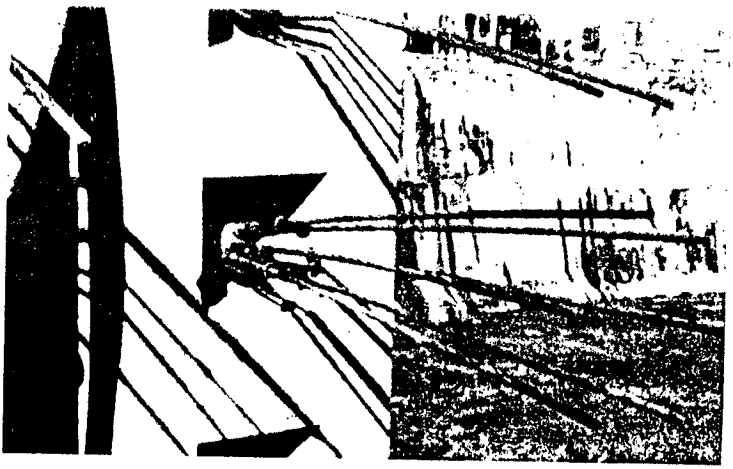


Figura 11 74 — Cabeçotes metálicos para sete cordoalhas, de 12,7, utilizados atualmente pelo processo Stup. Para tracionamento é usado o macaco da linha S (ver figura 11 71)

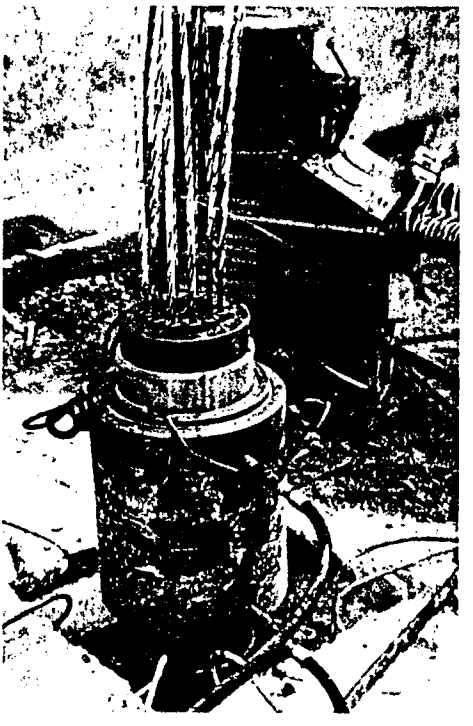


Figura 11.75 — Conjunto bomba-macaco-cabeçote, da linha K, do processo Stup. Essa linha funciona com o mesmo princípio que o adotado pela V. S. Losinger.

— **Sistema V. S. Losinger** — é um sistema com aderência posterior no qual os cabos são formados por cordoalhas. A ancoragem desse sistema é que deu origem à derivação aos demais. O sistema de injeção também o caracteriza. Suas ancoragens possuem uma trombeta circundada por uma fretagem em hélice acoplada a uma placa metálica que,

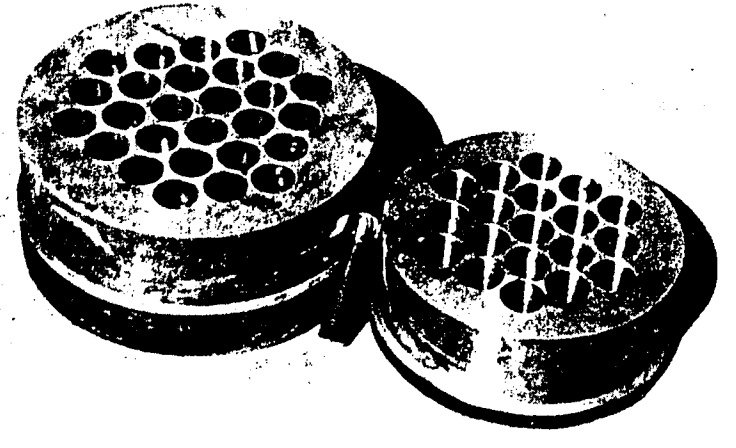


Figura 11.76 — Cabeçotes para 27 e 19 cordoalhas de ½" de 12,7 mm, usados no sistema V. S. Losinger.

normalmente, é posicionada faceando a superfície de concreto da peça a ser tensionada. De um ponto da trombeta emerge um tubo, utilizado para injeção ou respiro. Sobre a chapa metálica aplica-se um cabeçote com furos cônicos por onde passam as cordoalhas. Entre a cordoalha e as paredes do furo colocam-se cunhas metálicas que ancoram, por aderência, as cordoalhas. Tal sistema permite o emprego de cabos tensores com grande número de cordoalhas possibilitando a aplicação de cargas ao redor de 4.000 kN. Na figura 11.77 pode-se observar um cabo com 19 cordoalhas de Ø de 12,7 mm.

Durante a protensão as cordoalhas são fixadas aos macacos por um cabeçote e cunhas (denominadas cunhas brancas), de maneira semelhante às ancoragens. As cordoalhas são solicitadas simultaneamente, e a cravação do cabo é feita por alívio de pressão. Esse alívio proporciona um pequeno relaxamento nas cordoalhas que então arrastam para dentro das cavidades do cabeçote as "clavettes", fixando o cabo.

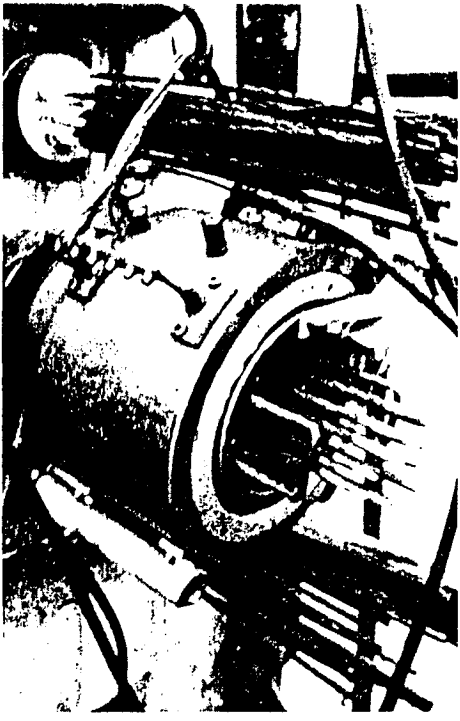


Figura 11.77 — Vista do sistema de aplicação de carga do processo V. S. Losinger.

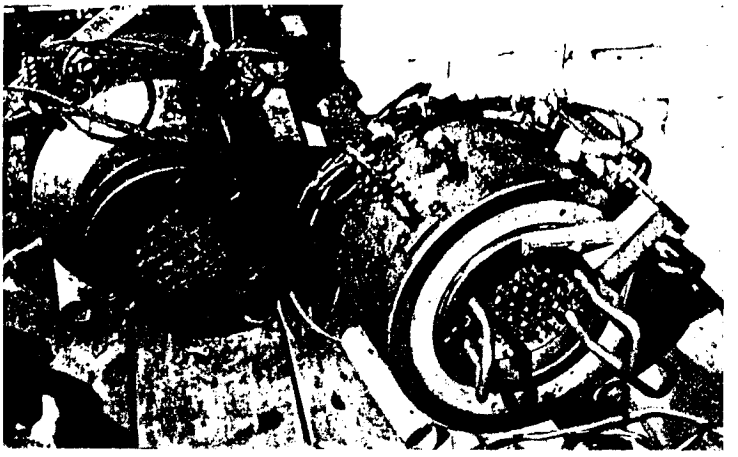


Figura 11.78 — Vista das partes dianteira e traseira do macaco com capacidade de tracionamento de cabos com 31 cordoalhas (de 12,7 mm) usado no sistema V. S. Losinger.

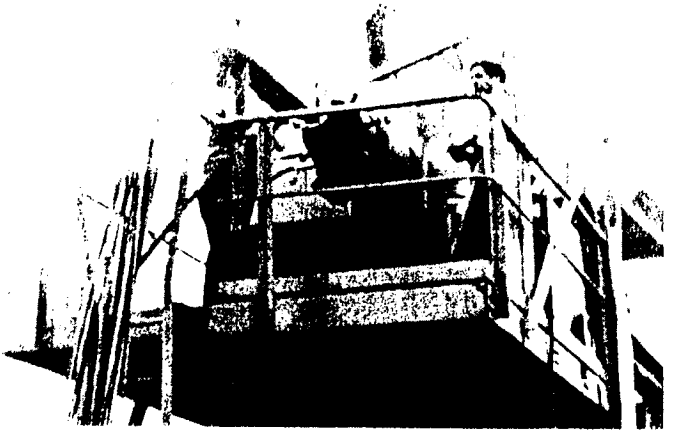


Figura 11.79 — Utilização de sistema VSL para a montagem de estruturas metálicas. Na oportunidade, usou-se a protensão para fechamento das pernas estruturais dos cabos aéreos — Obra Itaipu (ver figura 10.43)

Sistema Rudloff — esse sistema originalmente possuía ancoragem metálica onde os fios eram encunhados em três grupos de quatro, através de cunhas paralelas. A ancoragem possuía a forma de calota esférica atravessada por três peças tronco-piramidais (canecas) por onde passavam os fios (quatro) que posteriormente eram encunhados por duas peças metálicas fazendo o papel de macho. Na parte central da calota existia um orifício, independente dos três tronco-piramidais, que era utilizado para injeções.

As ancoragens passivas originais do sistema Rudloff eram semelhantes às ativas. Eram fabricadas em bancada através de um sistema hidráulico, semelhante ao macaco, como se observa na figura 11.80. Durante a protensão, os fios dos cabos são tracionados simultaneamente e a cravação dos fios, através das cunhas, é feita pelo pistão de cravação, que aciona uma peça metálica em forma de garfo pressionando as cunhas. Essa operação pode ser observada na figura 11.81.

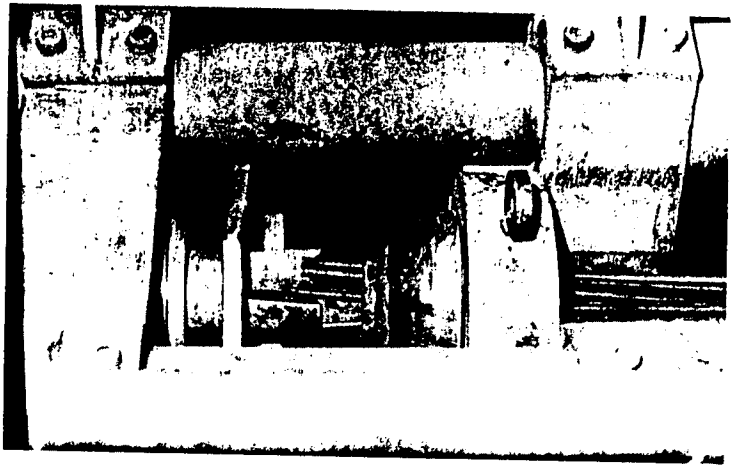


Figura 11 80 — Equipamento para confeccionar ancoragem morta no processo Rudloff.

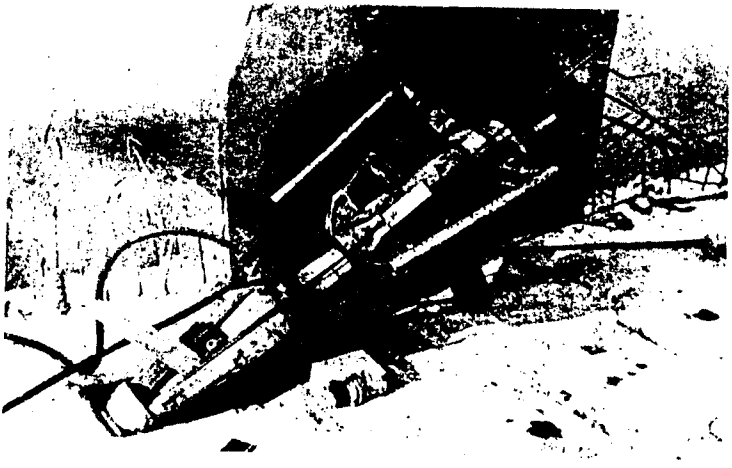


Figura 11 81 — Vista do sistema de protensão Rudloff para fios.

Tanto para a confecção das ancoragens mortas como para as ativas, é recomendada uma limpeza rigorosa nas extremidades dos fios nas regiões de encunhamento. A limpeza deverá retirar todo óleo que possa ter sido usado para a proteção do cabo. Para se ter uma boa ancoragem é aconselhável fazer-se uma inspeção das cunhas, que necessariamente deverão ter dureza maior que os fios. A não observação desses requisitos poderá acarretar danos, como mostra a figura 11.82.



Figura 11.82 — Vista das duas ancoragens mortas, do sistema Rudloff. Na confecção da ancoragem, à direita, não foram observados os critérios de limpeza e inspeção das cunhas. Houve, quando da solicitação, a penetração e escorregamento do fio.

O sistema Rudloff possui atualmente outra linha para cabos com 12 cordoalhas de ∅ de 12,7 mm que utiliza cabeçotes metálicos e cunhas para ancoragem dos cabos, como o sistema VSL e o atual da Stup, e podem ser vistos nas figuras 11.83 e 11.84.

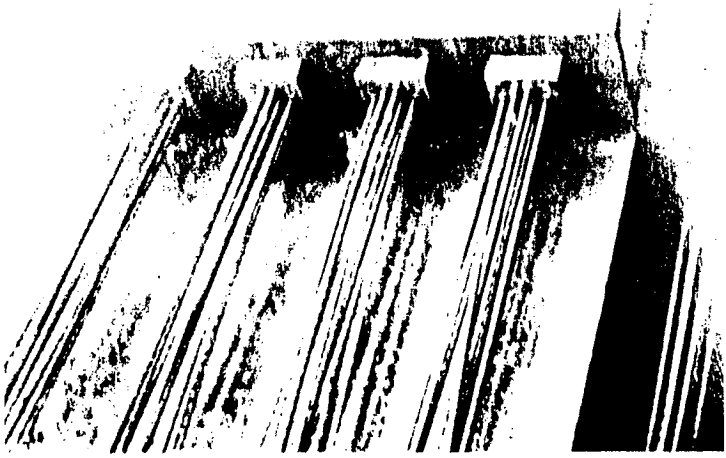


Figura 11.83 — Cabeçotes metálicos para ancoragem de cabos com 12 cordoalhas de ∅ de 12,7 mm usados no sistema Rudloff



Figura 11.84 — Conjunto de bomba-macaco — cabeçote de tensionamento, cunhas e cabo de 12 cordoalhas de $\frac{1}{2}$" de 12,7 mm, do sistema Rudloff atual.

Outros processos, são também utilizados entre nós, porém em menor escala.

11.2.3 Acompanhamento dos serviços de protensão e injeção

11.2.3.1 Aços e materiais para protensão

Os fios e cordoalhas, preferivelmente, devem ser fornecidos em rolos ou carretéis, de diâmetro interno suficiente para impedir que o material atinja tensões superiores àquelas do limite de proporcionalidade do material. Para verificar a ductilidade do aço, podem ser efetuadas verificações práticas de maneira que o material ao ser desenrolado e deixado livre sobre uma superfície plana não apresente:

— Fios — uma curvatura superior à correspondente a uma flecha de 200 mm em um comprimento de 5 m;



Figura 11.85 — Verificação da braveza (ductilidade do aço da cordoalha, através da flecha, da cordoalha, após desenrolada).

— Cordoalhas — uma curvatura superior à correspondente a uma flecha de 100 mm em um comprimento de 2 m.

Esse critério é bastante prático, porém, ainda desprovido de fundamentos teóricos.

Os rolos ou bobinas de aço deverão ficar abrigados em locais cobertos e ventilados, e colocados sobre pranchado de madeira a fim de reduzir ao mínimo possível o risco de corrosão. Deverão ser evitados serviços de solda ou maçarico, nas proximidades do material. Opcionalmente os fios ou cordoalhas poderão ser protegidos com óleo solúvel.



Figura 11.86 — Estocagem de rolos de cordoalhas, sobre plataformas de madeira, em galpão coberto e arejado.

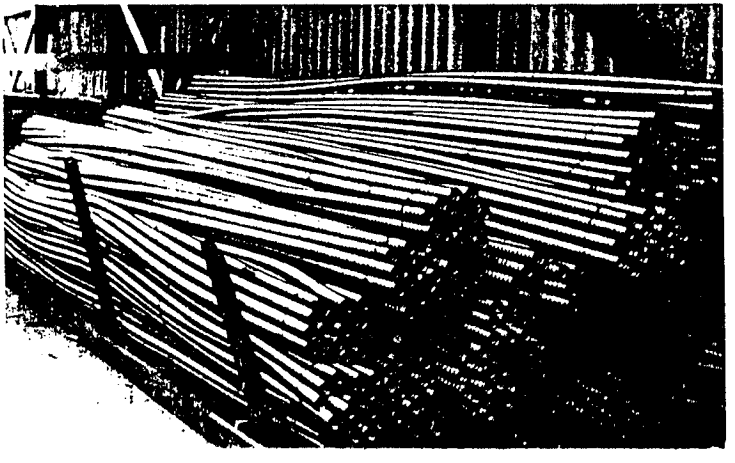


Figura 11.87 — Estocagem de bainhas sobre tablado, evitando a oxidação e sujeira.

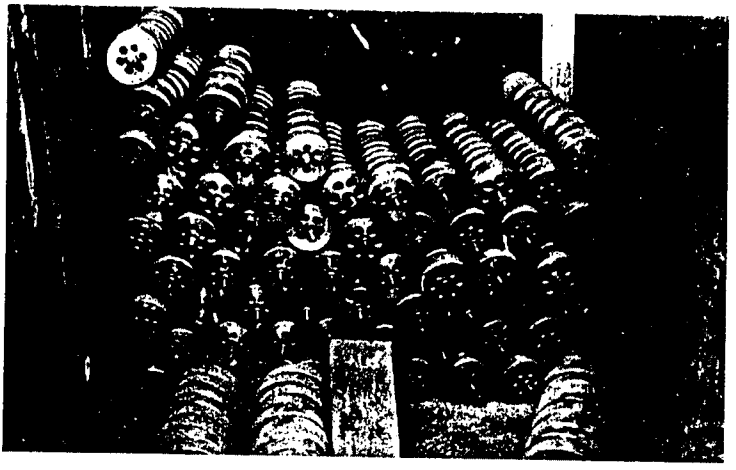


Figura 11 88 — Estocagem adequada de cabeçotes de ancoragem.

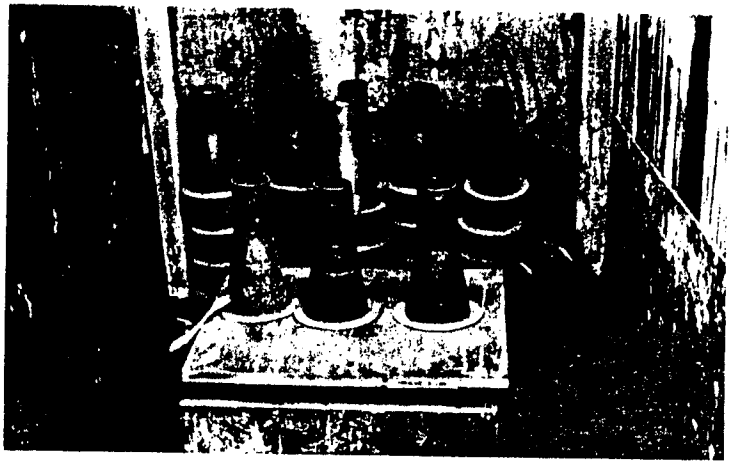


Figura 11 89 — Estocagem de trombetas de transição.

Este critério deve ser analisado pela fiscalização tendo-se em vista a dificuldade de remoção perfeita do óleo.

A oxidação superficial somente será tolerada se ao se remover esta com a mão nua, for encontrada a superfície do metal intacta, sem nenhum poro, risco ou sinal de ataque. A superfície deve ser criteriosamente examinada e em caso de dúvida sugere-se a realização de ensaios comparativos. Deve ser verificada a presença de chumbo (usado para alívio de tensões) nas cordoalhas. O chumbo pode atuar como lubrificante propiciando escorregamento da cordoalha.

Quando forem utilizadas bainhas, ou dutos, estas devem ser estanques, resistentes, inatacáveis pelos componentes liberados pela hidratação. O armazenamento das bainhas deve ser feito de maneira semelhante ao dos aços, como visto nas figuras 11.86 e 11.87.

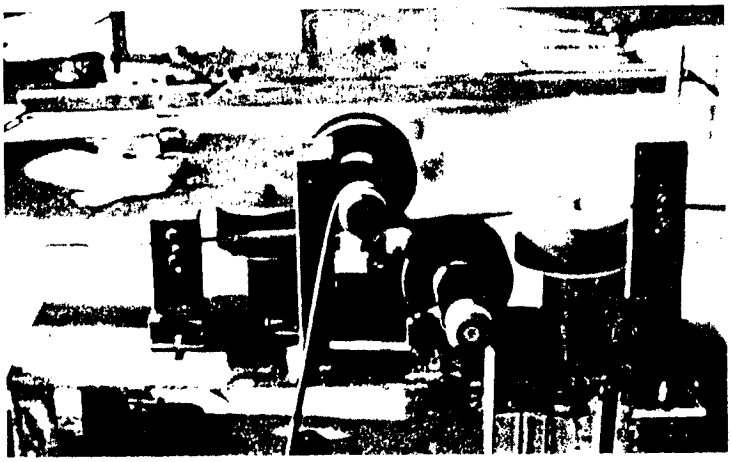


Figura 11 90 — Equipamento, para limpeza de cordoalhas, constituído por roldanas, escovas, acionadas por motor elétrico.

11.2.3.2 Confecção dos cabos de protensão

O processo de confecção dos cabos deve prever métodos de marcação e de documentação, garantindo a identificação de todos os materiais. O corte dos aços deve ser feito, de preferência, por meio de disco de esmeril, ou outro sistema equivalente que não venha alterar as características do aço.

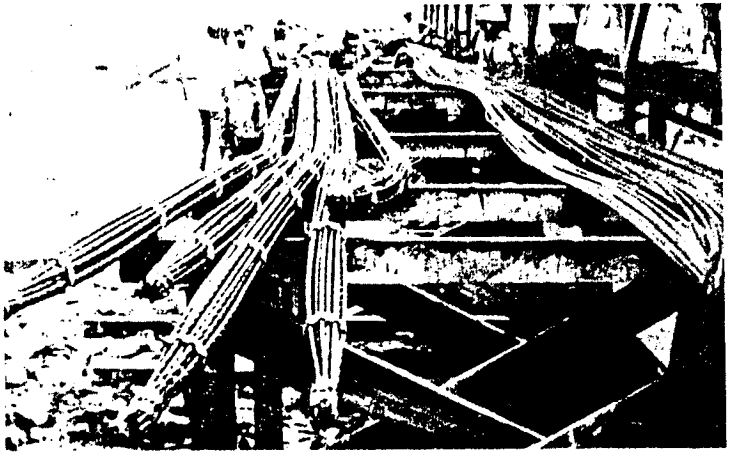


Figura 11 91 — Confecção de cabos de cordoalhas notando-se a fixação e os espaçadores.

11.2.3.3 Locação das armaduras e cuidados antes da concretagem

As tolerâncias na disposição dos elementos devem seguir as orientações da projetista e fiscalização. Todos os trabalhos de solda efetuados nas vizinhanças dos cabos de protensão devem ser providos de cuidados adicionais para não danificar as características dos aços. Quando os cabos necessitarem ficar expostos na estrutura, por tempo relativamente longo antes das operações de protensão e injeção, sugere-se a incorporação de respiros adicionais para a drenagem (nos pontos mais baixos) bem como a proteção adequada. Deve-se, entretanto, evitar essa exposição por tempo demasiadamente longo. Antes da concretagem, devem ser feitas as inspeções conforme citado no item 9. A inspeção pode ser auxiliada pelo emprego de ar, a fim de se verificar a existência de vazios pelos quais pode entrar nata ou argamassa do concreto.

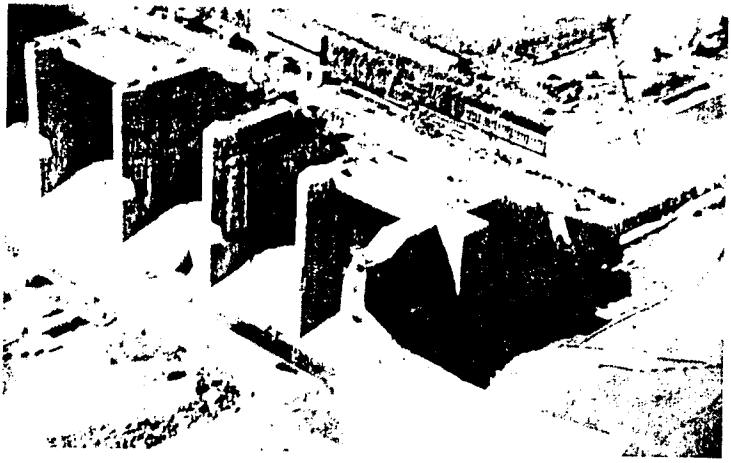


Figura 11.92 — Vista geral dos pilares do vertedouro de Itaipu, notando-se os "block-outs", no pilar, para a colocação dos cabos para protensão.

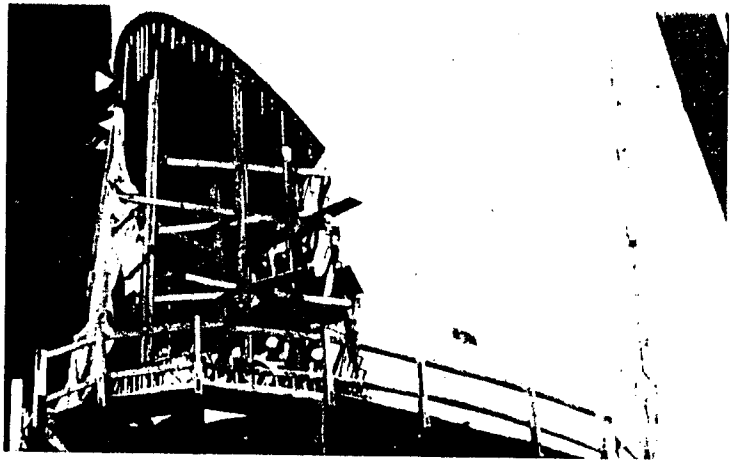


Figura 11.93 — Detalhe do "block-out" para protensão (referencia figura 11.92).

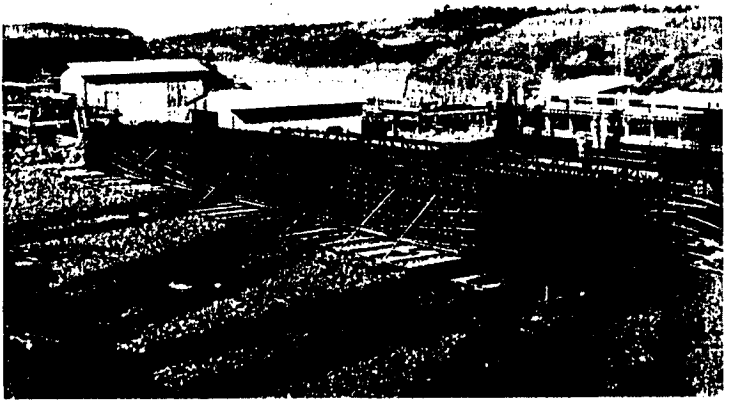


Figura 11.94 — Pré-montagem da armação de uma viga, notando-se as bainhas para cabos.

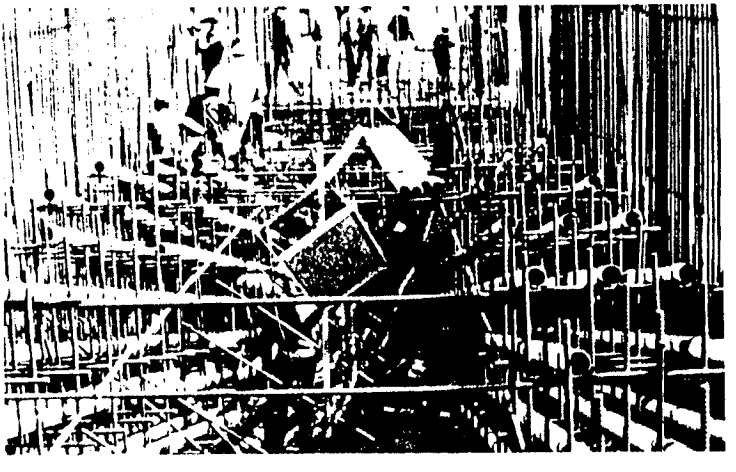


Figura 11.95 — Fixação de bainhas em cavaletes independentes da armadura frouxa.

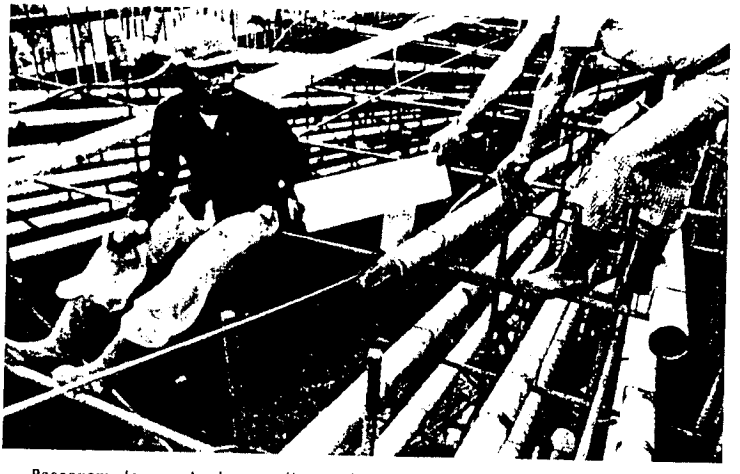


Figura 11 96 — Passagem de uma bucha metalica, pelo interior das bainhas, visando garantir a desobstrução Essa operação deve ser feita, de preferência antes, durante e logo após a concretagem.

Durante a concretagem as extremidades das bainhas devem ser cuidadosamente protegidas, como mostra a figura 9.22.

11.2.3.4 Escolha do sistema de protensão

Nos casos em que a estrutura possua características especiais ou as cargas de protensão estejam fora dos limites usuais, é aconselhável a realização de provas de serviço simulado, a fim de verificar o comportamento do sistema proposto.

11.2.3.5 Operações de protensão

Antes de proceder as operações de protensão, as extremidades dos cabos e as superfícies de apoio dos macacos devem estar limpas. O concreto deve ter atingido a resistência prevista pelo projeto e as operações de protensão somente podem ser iniciadas com a aprovação da fiscalização. O equipamento de protensão deve ser previamente aferido, juntamente com manômetros e bombas. As operações de protensão devem obedecer ao plano de carregamento imposto. É aconselhável que para cada família de cabo sejam coletados os seguintes dados:

— tipo de aço e suas características mecânicas;
— características do equipamento de carregamento;
— data e curva de aferição do equipamento;
— resistência mínima do concreto;
— resistência mínima da injeção da ancoragem morta por aderência (quando houver);
— comprimento efetivo do cabo;
— correção devido a penetrações de cunhas ou garras.

É interessante que para cada cabo seja preenchida uma tabela padronizada, bem como plotar durante a operação, um diagrama tensão-deformação, para facilitar a observação do carregamento.

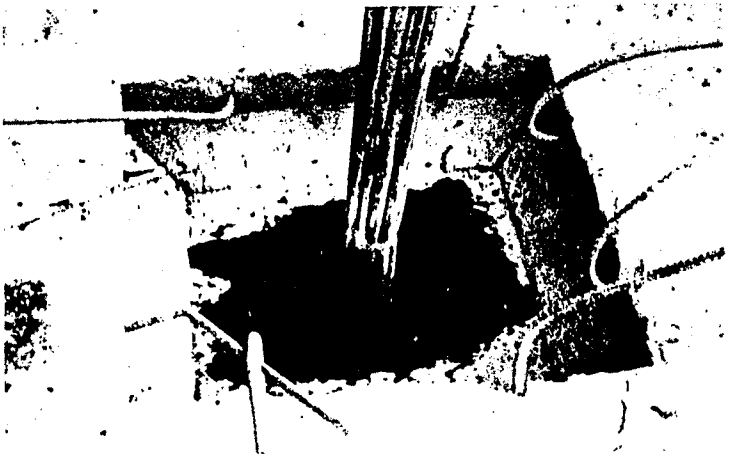


Figura 11 97 — Preparo para assentamento de placa de apoio do tirante a ser protendido.

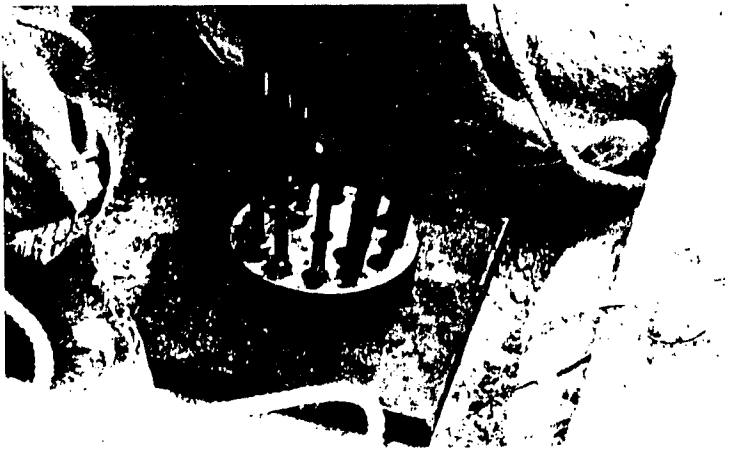


Figura 11 98 — Colocaçao de placa de apoio, ancoragem e cunhas.



Figura 11.99 — Marcação dos cabos, para verificação dos alongamentos, após a operação da cravação.



Figura 11.100 — Colocação do macaco (sistema VSL) com auxílio do guincho.

Durante as operações de protensão, a equipe de trabalho deve estar atenta a anormalidades que ocorrem e que às vezes levam à perda total do cabo. Ao se trabalhar com sistemas que utilizam cunhas, tanto para cravação como para tensão, é importante que a colocação das mesmas seja uniforme, prendendo a cordoalha por igual.

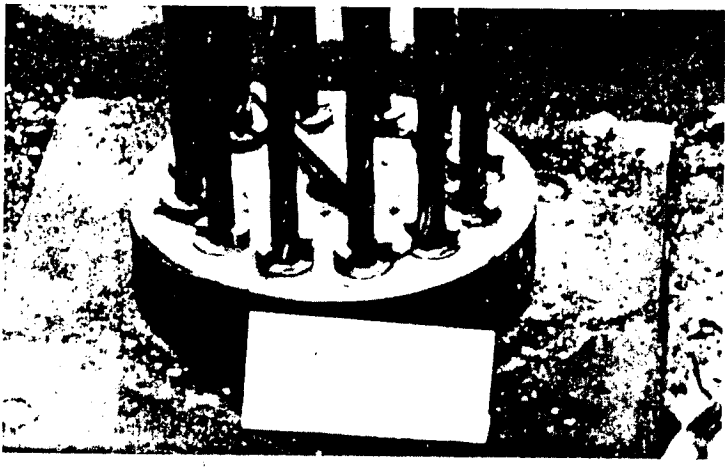


Figura 11.101 — Vista de uma ancoragem com cunhas prendendo as cordoalhas, de maneira desigual e inadequada.

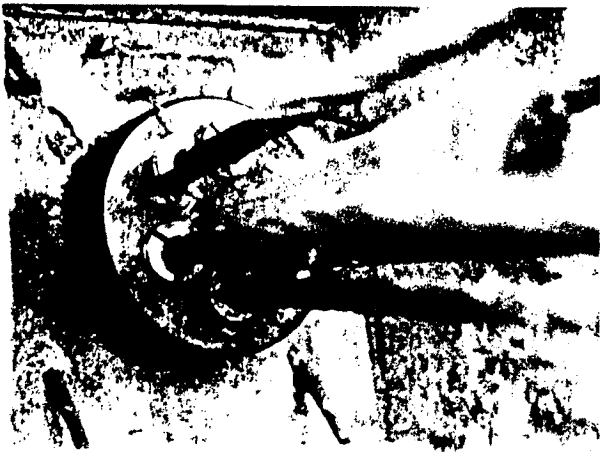


Figura 11.102 — Detalhe de ancoragem com cunhas defasadas.

Para evitar os transtornos, como mostrados nas figuras 11.101 e 11.102 podem ser usadas arruelas colocadas entre as cunhas e o assento do macaco de protensão, como ilustra a figura 11.103.

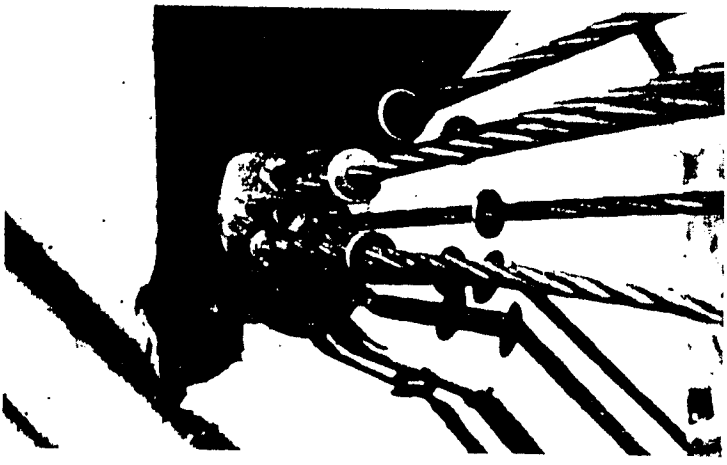


Figura 11.103 — Arruelas para garantir a ação uniforme das cunhas.

Fatos como acima descrito, bem como o uso de cunhas de material inadequado ou desaprovado, podem levar à ruptura de fios ou cordoalhas. As excentricidades e angulosidades contribuem para rupturas eventuais e inconvenientes. O rompimento de fios, ou cordoalhas, normalmente ocorre na região de esforços máximos, tais como ancoragens e angulosidades.



Figura 11.104 — Ruptura de fio de uma cordoalha na região próxima da ancoragem.

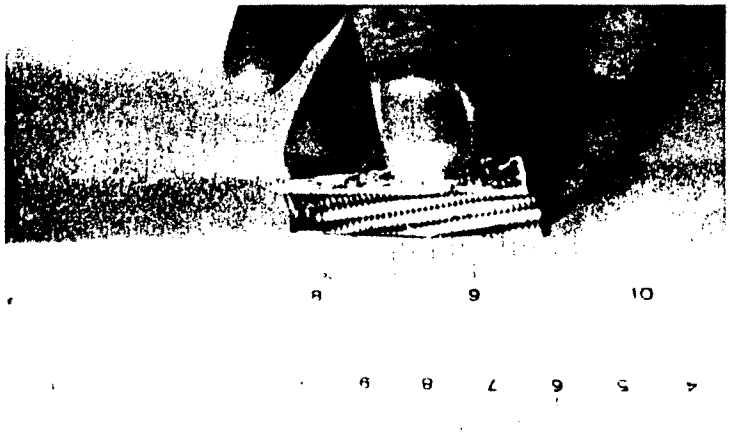


Figura 11.105 — Cunha sem dureza adequada, o que possibilitou o escorregamento da cordoalha.

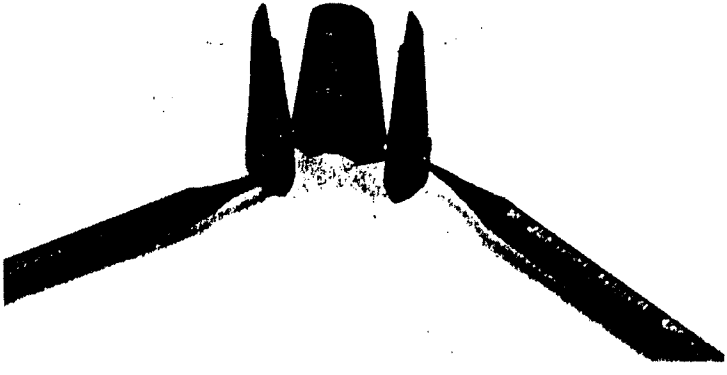


Figura 11.106 — Cunhas com dureza baixa, que possibilitam o escorregamento de cordoalha além de terem sofrido esmagamento contra a parede do furo do cabeçote.



Figura 11.107 — Parte de uma cunha que se quebrou durante a protensão. Essa ruptura foi causada por dureza excessiva do material.

11.2.3.6 Emendas de cabos

A emenda de cabos de protensão não é usual, porém, em pátios de fabricação de pré-moldados, onde é usada pré-tensão, às vezes são feitas emendas, com intuito de facilitar o processo de fabricação. Um tipo de emenda é mostrado na figura 11.108.



***Figura 11.108* — Emendas de cordoalhas usando-se uma luva dupla rosqueada, com cunhas duplas, na parte interna, pressionadas por mola.**

11.2.3.7 Corte dos cabos e proteção dos cabeçotes

Após ser feita a análise dos resultados das operações de protensão e se concluir satisfatoriamente, poder-se-á proceder ao corte das extremidades dos cabos e efetuar a vedação dos nichos. O corte deve ser feito com disco de esmeril, deixando-se para fora da ancoragem um comprimento de acordo com o que for recomendado pelo processo. Deve-se evitar o corte com maçarico, como mostrado na figura 11.109, pois qualquer deslize pode afetar as características do aço, tanto do cabo como das cunhas, justamente na região de ancoragem.

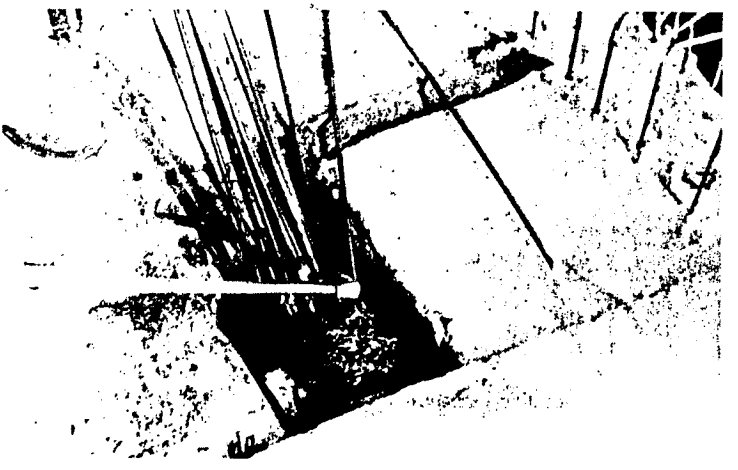


Figura 11.109 — Corte de cabo protendido, com auxílio de maçarico. Esse procedimento é inconveniente e deve ser evitado.

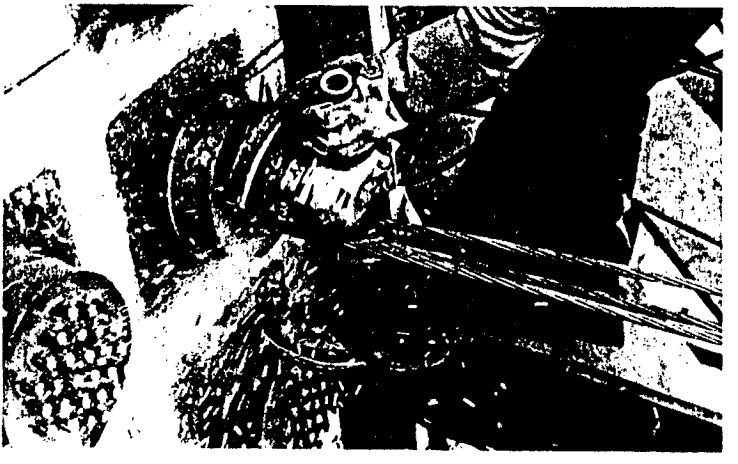


Figura 11.110 — Corte de cabo protendido por meio de disco de esmeril.

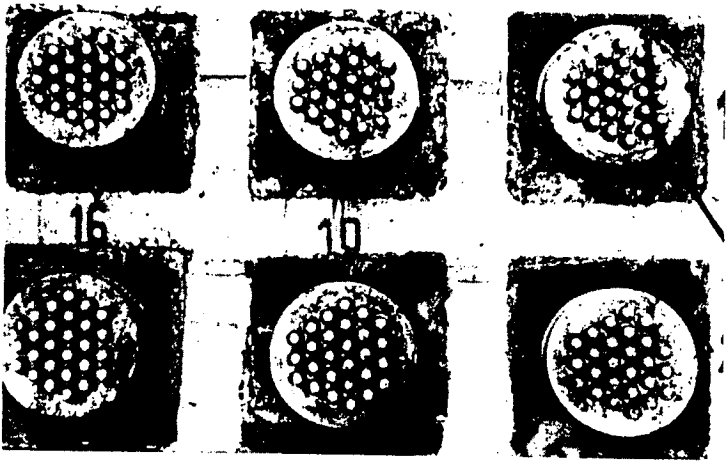


Figura 11.111 — Conjunto de cabeçotes preparados para receber a proteçao final

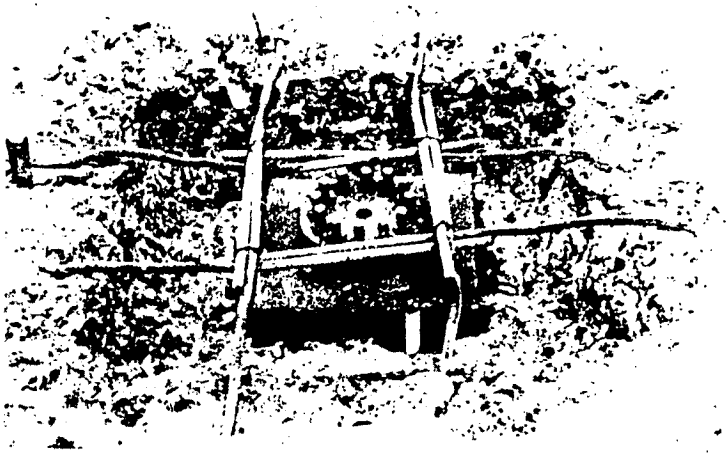


Figura 11 112 — Preparo do nicho de um cabeçote de ancoragem, para ser concretado.



Figura 11.113 — Proteção de cabeçotes com massa epoxídica. Esse conjunto receberia, posteriormente, um envelopamento de concreto em segundo estágio.

11.2.3.8 Família de caldas para injeção

O objetivo fundamental da injeção é o de garantir uma proteção eficaz dos aços de protensão contra a corrosão evitando a infiltração de elementos corrosivos vindos do exterior e ao mesmo tempo assegurar a ligação mecânica entre as armaduras ativas e concreto. Para se obter uma boa injeção é necessário, primordialmente, dispor-se de uma calda atendendo às qualidades de:

- fluidez adequada durante toda a operação;
- estabilidade;
- alcalinidade, ausência de agentes agressivos;
- resistência mecânica adequada.

Os materiais para injeção, como cimento (ou resinas), aditivo, água (ou agentes catalisadores e/ou endurecedores das resinas) devem ser previamente caracterizados.

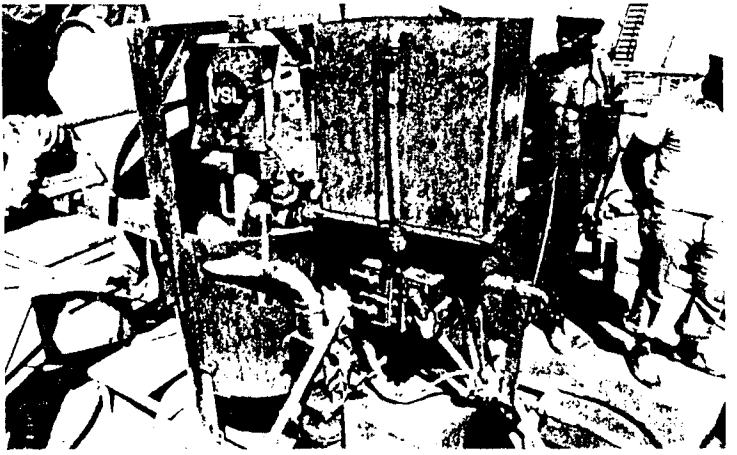


Figura 11.114 — Vista de um conjunto misturador e injetor. Vê-se à frente o tanque dosador de água, a esquerda o misturador, atrás o agitador, abaixo a bomba.

A mistura da calda deve ser feita mecanicamente através de misturadores capazes de produzir uma calda homogênea e coloidal. É aconselhável que o recipiente de mistura seja colocado a uma altura suficiente para permitir o escoamento da calda a um segundo recipiente, colocado em nível inferior ao primeiro. Esse recipiente deve ser munido de um agitador (para manter a estabilidade da calda). Ao sair do recipiente misturador para o agitador-alimentador, a calda deve passar por uma peneira (de malha n.º 16) a fim de reter eventuais grumos ou impurezas. A bomba injetora deve ter potência suficiente para efetuar a injeção em fluxo contínuo, e deve ter dispositivo que permita retorno da calda, e manômetros para leitura de pressões no decorrer da injeção. As mangueiras devem ser providas de engates tipo rápido, porém, estanques.

Ultimamente têm surgido novas técnicas de injeção, como a injeção a vácuo e injeção com calda refrigerada. Sem sombra de dúvidas é um aprimoramento que permite uma maior qualidade. Esses detalhes serão vistos mais adiante.

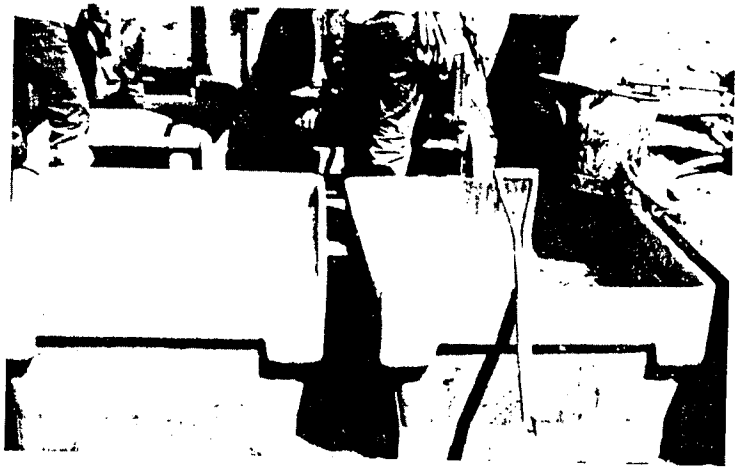


Figura 11.115 — Caixas d'água com água e gelo para produzir calda refrigerada.

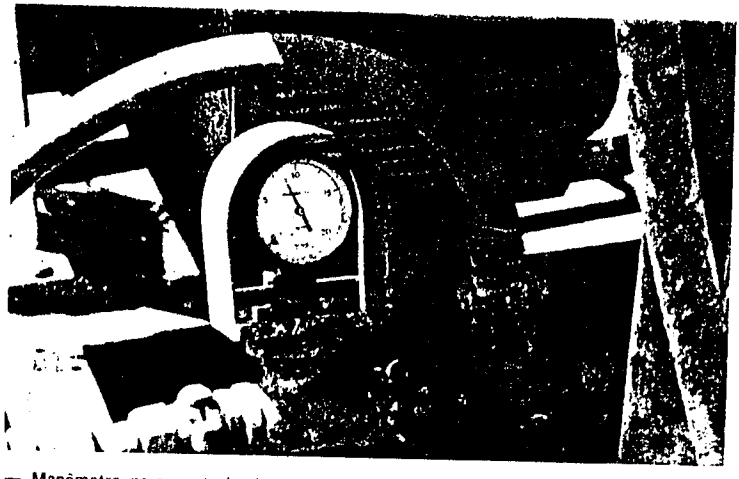


Figura 11.116 — Manômetro para controle de pressão. Vê-se também a tubulação (mangueira) de retorno e os engates rápidos.

11.2.3.9 Operações de injeção

As operações de injeção devem se iniciar o mais rapidamente possível após a protensão. Esse período deve ser tanto mais breve quanto maior a agressividade do meio ambiente. Antes das operações de injeção deve-se verificar se os respiros estão livres de detritos e se a bainha está desobstruída. Pode ser aplicada uma lavagem com água e uma posterior insuflação de ar. A estanqueidade pode ser verificada por ocasião da lavagem, bloqueando-se os respiros. Devem ser tomados cuidados adicionais na lavagem de cabos que tenham sido protegidos com óleo solúvel.

As operações de injeção devem seguir, também, um plano elaborado pela fiscalização. De cada conjunto de cabos é interessante coletar os seguintes dados:

— amostra do cimento (ou resina quando usada) para acompanhamentos;
— amostra de aditivo, quando usado;
— tempos de escoamento da calda, na entrada e na saída da bainha;
— temperaturas: ambiente, da água e da calda;
— estabilidade;
— resistência à compressão axial simples;
— características do cabo;
— data;
— pressão a intervalos regulares de tempo;
— pressão confinante;
— volume de calda — preparado, injetado e perdido.

A injeção deve ser efetuada a partir da extremidade mais baixa de maneira contínua e sem interrupção. O respiro de saída, assim como todos os respiros intermediários devem estar abertos por ocasião do início da operação, devendo possuir dispositivo de fechamento rápido, a fim de permitir, ao se completar a injeção, a manutenção da pressão confinante.

As figuras 11.117 a 11.121 mostram uma sequência de procedimentos durante uma injeção.



Figura 11.117 — Conexão do tubo de injeção da ancoragem (no ponto inferior do cabo) com a mangueira da bomba, através de engate rápido.

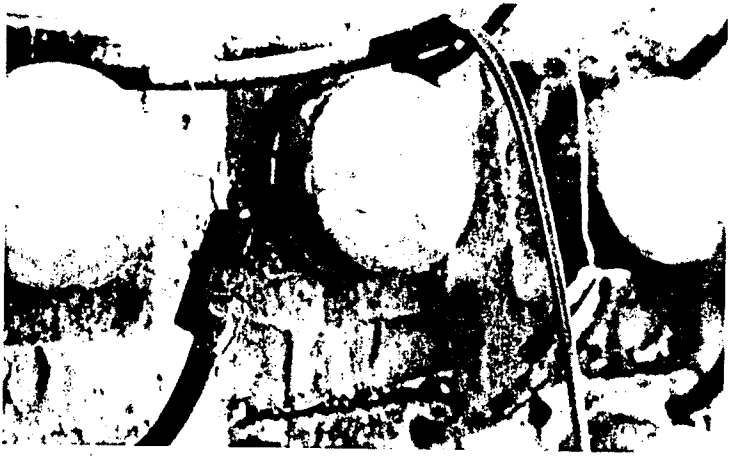


Figura 11 118 — Saída da calda pelo tubo de respiro (no ponto mais elevado do cabo). Essa calda é comparada com a da entrada.



Figura 11 119 — Obstrução do tubo de respiro, para manutenção da pressão no tubo de injeção.



Figura 11 120 — Complementação, eventual, da injeção (nos tubos de injeção e respiro) após ter-se constatado a sedimentação.

A complementação mostrada na figura 11.120, deve ser feita após ter-se retirado a água de sedimentação (quando isso ocorrer) com auxílio de uma seringa como exemplificado na figura 11.121.

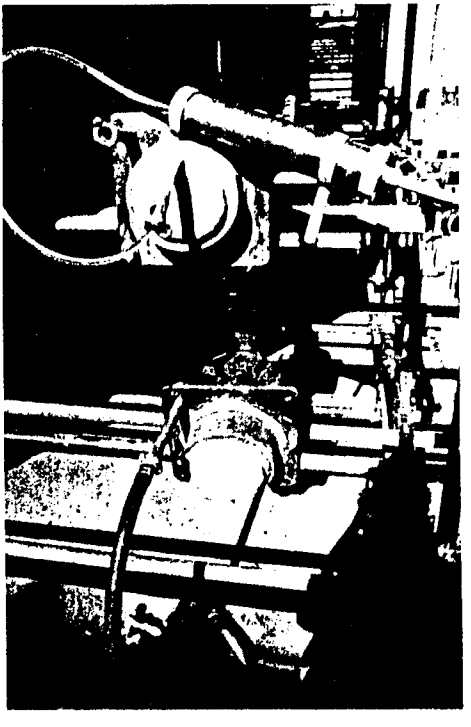


Figura 11 121 — Seringa para retirada da água de sedimentação.

11.3 Tremonha (Tremie)

A tremonha é um processo de lançamento frequentemente utilizado para concretagens submersas ou em regiões com infiltração de água. O lançamento de concreto por tremonha consiste na colocação do concreto através de um tubo vertical, sendo que o concreto flui pela extremidade inferior, por sob o concreto fresco anteriormente lançado. A extremidade inferior do tubo é mantida dentro do concreto durante toda a concretagem. O processo tremonha é usado para concretagem de diques e fundações submersas como mostra a figura 11.122.

O equipamento para a tremonha é constituído por um tubo, usualmente com diâmetro entre 200 mm e 300 mm, com um silo ou funil acoplado na extremidade superior. A tremonha deve ficar suspensa por um equipamento de carga, tendo a possibilidade de elevar-se à medida em que o concreto é lançado. A extremidade inferior da tremonha é vedada por uma válvula. O tubo é posicionado no local desejado, carregado com concreto, que força a válvula a se abrir, permitindo a saída do concreto.

A alimentação de concreto ao funil deve ser contínua. O tubo não deve ser levantado mais que 200 mm ou 300 mm de uma só vez. Durante a concretagem deve-se acompanhar a subida do concreto bem como a posição da extremidade inferior do tubo.

O proporcionamento da mistura para as concretagens pela tremonha deve levar em conta a necessidade de uma elevada trabalhabilidade, um maior argamassamento e a utilização de agregado graúdo com tamanho máximo não superior a 38 mm.

É conveniente, também, a utilização de aditivos plastificantes ou retardadores tendo em vista a velocidade de concretagem. É recomendado, também, que se utilizem relações água/cimento baixas. Tendo em vista as condições de cura, esse processo geralmente dá concretos com pequena retração por secagem.

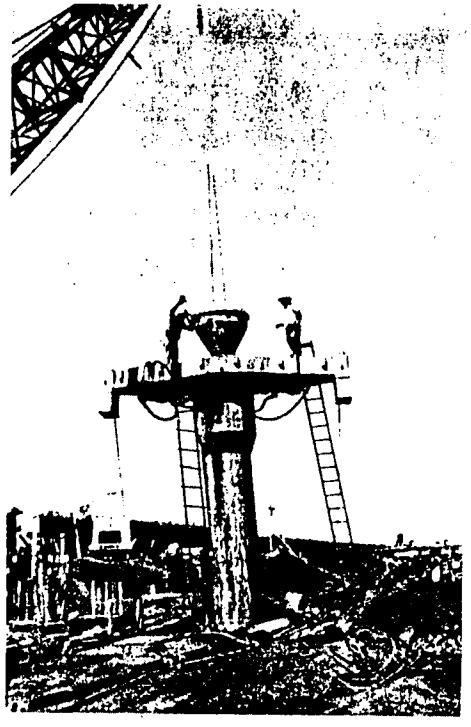


Figura 11.122 — Emprego de tremonha para concretagem de fundação de pilar da ponte (Rio do Pântano — área do reservatório de Ilha Solteira).

O concreto pelo processo tremonha apresenta algumas desvantagens. A inspeção é difícil e só pode ser efetuada, em alguns casos, através de equipamentos de mergulho. Na periferia da região concretada, a resistência e a qualidade do concreto são duvidosas. Apresenta também um alto consumo, devido à trabalhabilidade e à baixa relação água/cimento.

11.4 Concreto com agregado pré-colocado

11.4.1 Generalidades

A confecção de concretos com agregados pré-colocados consiste em se colocar, por injeção, argamassa nos vazios de uma massa de agregado graúdo, limpo e com certa granulometria formando um corpo único, resistente e durável. A argamassa fluida é quase sempre bombeada a partir da cota inferior da massa de agregados.

O concreto com agregado pré-colocado tem sido aplicado em grande escala onde o lançamento do concreto, de maneira convencional, é difícil. Entretanto, é mais frequentemente utilizado na construção de estruturas submersas.

11.4.2 Materiais

As várias propriedades do concreto com agregado pré-colocado dependem fundamentalmente da qualidade dos materiais utilizados.

O agregado graúdo para esse tipo de concreto tanto pode ser seixo rolado como rochas britadas, preenchendo porém os mesmos requisitos necessários para a produção de concreto convencional, de boa qualidade. A exigência básica sobre o agregado graúdo é quanto à dimensão mínima. Normalmente são utilizados agregados com tamanho mínimo superior a 12,7 mm a 19 mm. Agregados com partículas maiores que 19 mm fornecem um índice de vazios de material colocado, da ordem de 35% a 45%. Usando granulometrias compostas (ver item 3.1.2.5), os vazios poderão ser minimizados, como por exemplo, empregando uma combinação de 50% de agregado 19 mm a 38 mm e de 50% de agregado 152 mm a 254 mm pode-se chegar a um índice de vazios da ordem de 25%. A dimensão máxima do agregado graúdo depende dos equipamentos de lançamento e adensamento, não excedendo porém a 1/4 da menor dimensão da estrutura ou 2/3 da menor distância entre barras da armação. Vale citar que na Barragem de Erfenis — República da África do Sul, foram executadas concretagens por esse processo com agregados de D máx. de 900 mm.

A areia deve ser tal que além de obedecer às especificações, toda ela passe na malha n.º 16 (1,2 mm), e tenha módulo de finura entre 1,5 e 2,0.

O cimento para esse tipo de concreto deve atender às características das especificações adotadas.

É aconselhável, também, a utilização de material pozolânico, que pode melhorar as características de injetabilidade da argamassa. O material pozolânico deve, no entanto, obedecer às especificações adotadas.

Podem, também, ser usados aditivos, preferivelmente fluidificantes. Os agentes fluidificantes devem permitir uma melhora da injetabilidade e do controle da pega. Assim sendo, devem impedir o endurecimento prematuro da argamassa, aumentar a fluidez permitindo uma redução da água e manter os sólidos em suspensão.

11.4.3 Proporcionamento

O proporcionamento dos concretos com agregados pré-colocados resume-se a um estudo de dosagem de argamassa. A relação entre os pesos de cimento e areia normalmente se situa na faixa de 1:1 e 1:2, embora possam ser usadas misturas pobres alcançando até 1:4. As argamassas mais pobres, evidentemente, necessitam de maior quantidade de água para dar a mesma trabalhabilidade. A relação A/C, então, eleva-se.

Estudos efetuados em Ilha Solteira caracterizaram bem essa variação, como ilustra a figura 11.124. As misturas mais pobres devem ser preparadas em misturadores de alta turbulência (do tipo coloidal). A trabalhabilidade (escoamento) da argamassa é medida através do cone de escoamento como mostra a figura 11.123. A resistência a compressão é verificada através de corpos de prova cilíndricos (diâmetro 150 x 300 mm) moldados pelo equipamento mostrado na figura 11.125. Para se verificar a penetração da argamassa por entre os vazios dos agregados pode ser usado um sistema semelhante ao da figura 11.126.

11.4.4 Execução

11.4.4.1 Fôrmas

As fôrmas para o concreto com agregado pré-colocado devem obedecer aos critérios citados no item 8. Deve ser chamada atenção sobre a estanqueidade a fim de se evitar perdas de argamassa.

11.4.4.2 Tubulação de injeção e sonda

Os tubos de injeção devem ser dispostos de tal forma a constituir no interior da fôrma um reticulado de injeção. A distância entre um tubo e outro deve ser inferior a 1,5 m. De maneira geral esses tubos servem de guia para a introdução de um outro tubo, de diâmetro menor, que realiza a injeção.

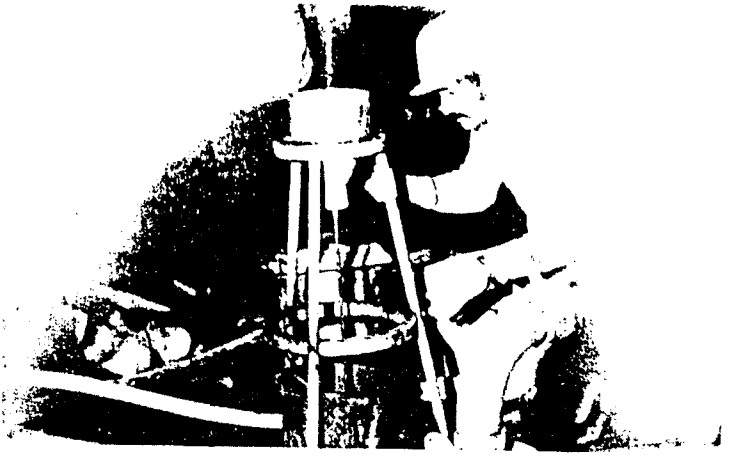


Figura 11.123 — Determinação do tempo de escoamento de misturas de injeção através do funil do CRD — Corps of Engineers.

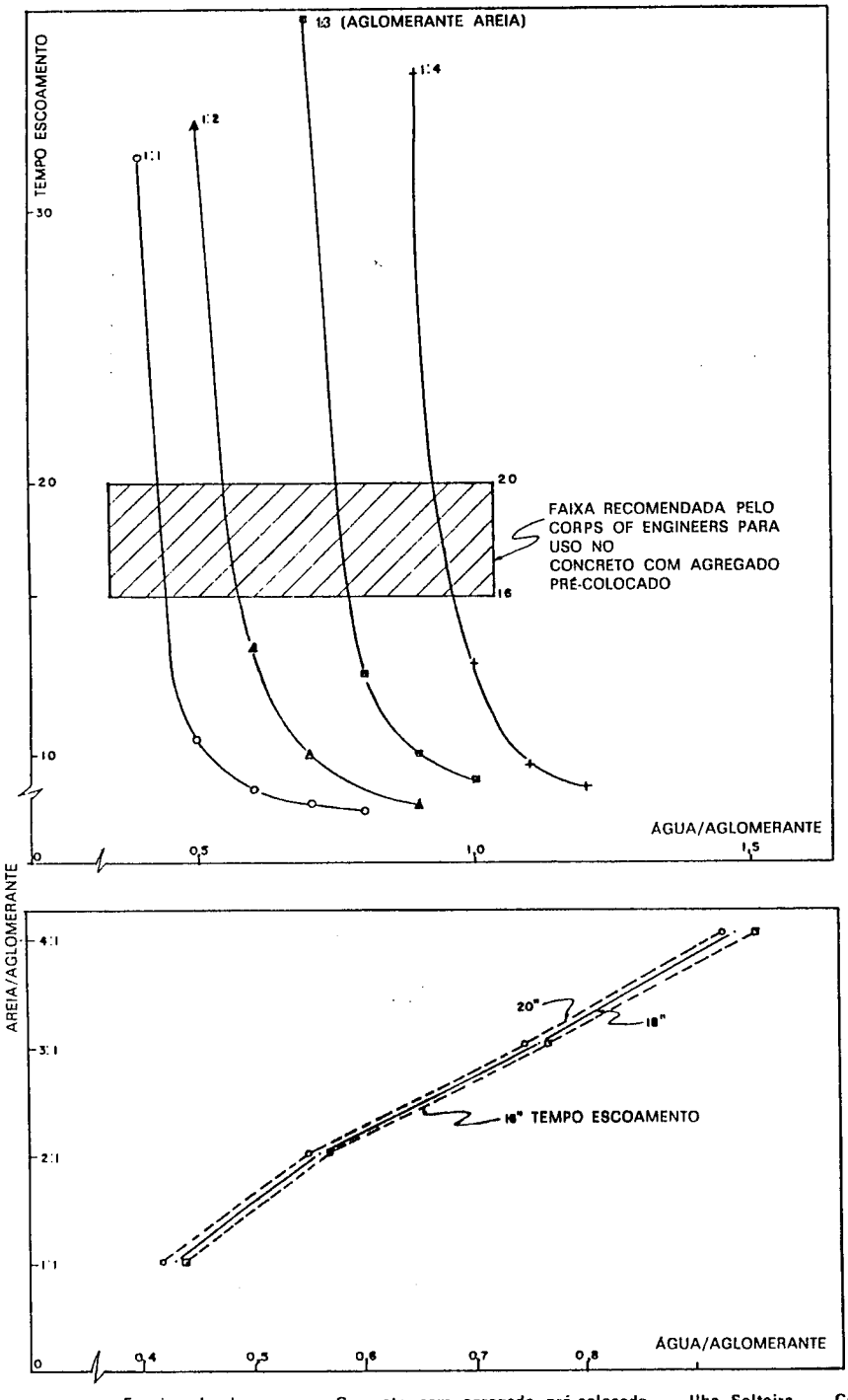


Figura 11.124 — Ensaios de dosagem — Concreto com agregado pré-colocado — Ilha Solteira — Cesp.

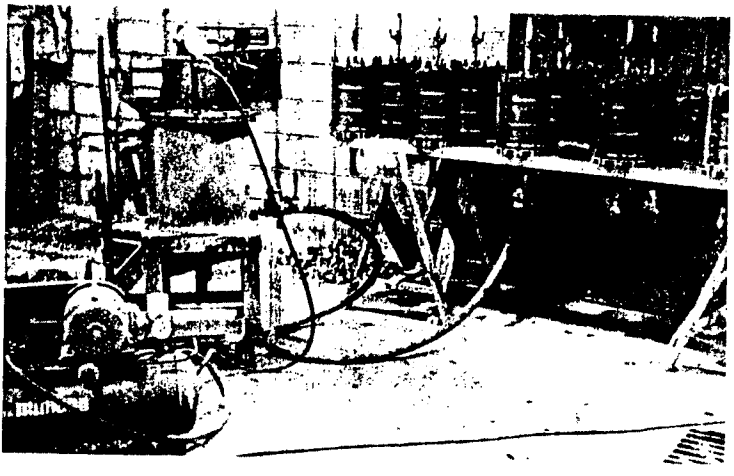


Figura 11.125 — Vista do conjunto de equipamentos para a moldagem de corpos de prova do concreto com agregado pré-colocado. À esquerda a misturadora e injetora e à direita os moldes.

11.4.4.3 Colocação dos agregados

A colocação dos agregados nas fôrmas deve ser tal que reduza ao mínimo a possibilidade de segregação. O equipamento para lançamento do agregado deve estar adequado à magnitude e à velocidade do trabalho. A fim de se obter uma melhor penetrabilidade de argamassa, todo o agregado graúdo deve ficar submerso ou em saturação, por um período maior que 12 horas.

11.4.4.4 Injeção e equipamentos

O preenchimento dos vazios entre os agregados é feito através do bombeamento da argamassa. Vários tipos de equipamentos são adotados para essa finalidade. As bombas injetoras devem ser munidas de válvulas de retorno, que permitem um melhor controle das pressões de injeção. Os misturadores devem ter uma rotação tal que mantenha a velocidade periférica, das pás agitadoras, ao redor de 300 m/min.

As bombas devem ter potência adequada para a injeção, e ser providas de manômetro para controle das pressões (ver figura 11.116). A qualquer aumento brusco da pressão é interessante verificar as condições do sistema. Um endurecimento prematuro da argamassa, ou a instabilidade da mistura (sedimentação etc.) podem provocar um entupimento nas canalizações, principalmente nos pontos de conexão. Nos casos em que forem verificados entupimentos nas canalizações procede-se a uma lavagem do sistema. As injeções devem se processar ascendentemente, sendo que a extremidade inferior do tubo de injeção deve estar, obrigatoriamente, na cota mais baixa. A subida da extremidade inferior do tubo de injeção é feita de tal modo a garantir sempre uma imersão em mais do que 200 mm no meio da argamassa.

Para controlar a penetração da argamassa podem ser usadas sondas que detectem o nível atingido. Quando esse tipo de concretagem se realiza em regiões submersas é possível aplicar o princípio de Arquimedes para detectar o nível da argamassa. Isto é mostrado pelas figuras 11.127 e 11.128, onde o medidor (sonda) é um bloco cilíndrico (com diâmetro menor do que o tubo-guia) fixado a um fio resistente com graduações para a medida de profundidade. O bloco é moldado (anteriormente) com argamassa de mesmas características, daquela a ser injetada, e portanto com massa específica igual (ou ligeiramente inferior) à da argamassa de injeção. O cilindro, com essas características, quando introduzido em uma mistura de água e argamassa, atravessa a camada

de água (ou a argamassa mais pobre) e flutua na parte superior da argamassa densa. Podem, também, ser usados equipamentos mais sofisticados, para o controle da altura da injeção. É interessante acompanhar o volume injetado e comparar com o volume teórico para preenchimento dos vazios.

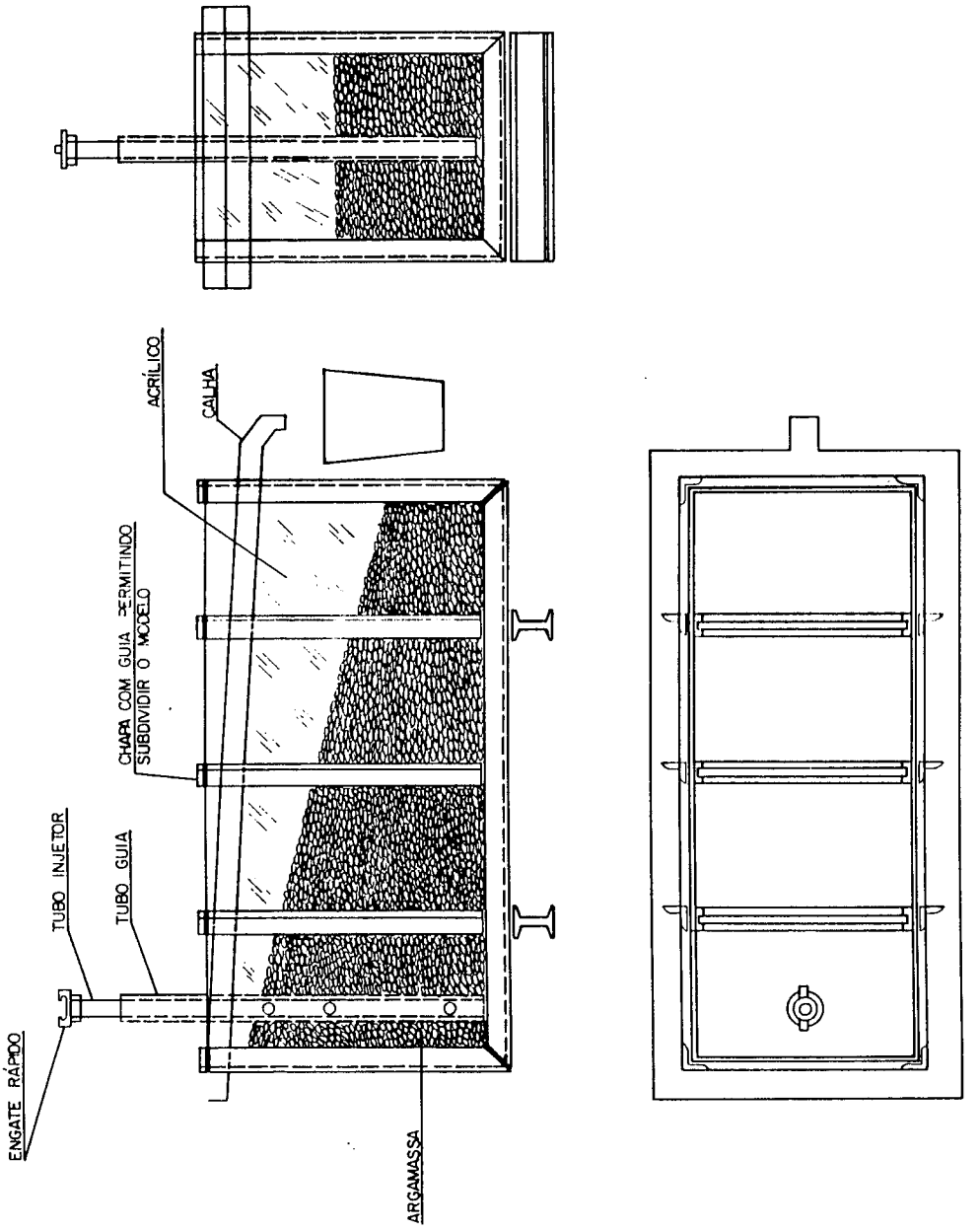


Figura 11.126 — Molde para verificação da injetabilidade.

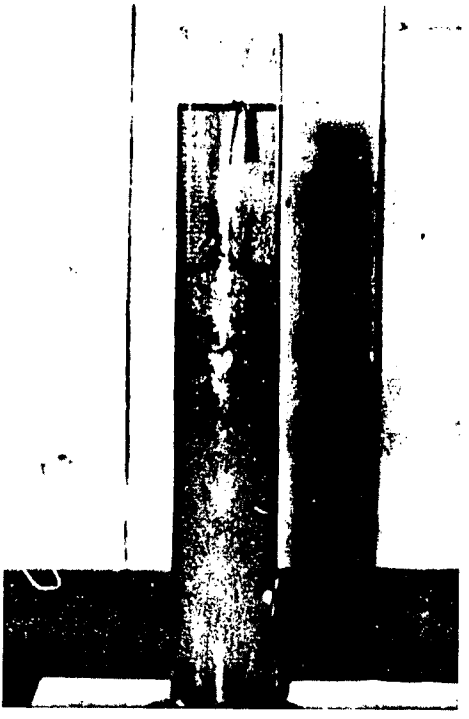


Figura 11.127 — Ilustraçao do processo para se avaliar a altura da injeçao. A proveta simboliza o tubo-guia, com a argamassa e o nivel d'água sobrenadante. Desce-se o corpo-sonda que flutua na pasta, atravessando a parte menos densa.



Figura 11.128 — Vista do instante da medida do nivel de injeção durante uma execuçao de fundações submersas.



Figura 11.129 — Vista geral dos equipamentos para injeção do concreto com agregado pré-colocado sobre um flutuador.

11.5 Concretos expansivos

11.5.1 Introdução

Durante a fase de planejamento construtivo de uma obra, entre os problemas que devem ser resolvidos encontram-se os relativos à concretagem de diversos locais com os chamados concretos secundários. Em geral, em virtude de sedimentação, exsudação e às vezes retração volumétrica, ocorrem vazios, no contato, que devem ser devidamente preenchidos para garantir o monolitismo das estruturas ou a estanqueidade e a durabilidade daquela parte da obra.

Entre esses locais encontram-se tampões de túneis de desvio, adufas ou galerias de desvio, concretos envoltórios de caixa espiral e blindagens em geral.

Nesses casos torna-se necessário prever, durante o detalhamento dos projetos, dispositivos constituídos basicamente por tubulações e peças de aço que, convenientemente posicionadas permitam injeção posterior de argamassas e caldas de cimento. Quando não se prevê a ocorrência desses vazios ou restam dúvidas sobre a eficácia da ligação entre concretos primário e secundário ou concreto e elementos embutidos faz-se necessária a execução de perfurações, a partir das galerias, ou outros pontos adequados, que facilitam o acesso da injeção ao local duvidoso. Ambas as soluções implicam custos às vezes elevados que podem ser evitados.

Vêm de longa data as tentativas para o desenvolvimento de concretos que, de alguma forma, conseguissem ter minimizadas sua exsudação e retração. A retração por secagem, indesejável em todas as aplicações do concreto, infelizmente aparece, em graus variáveis, na quase totalidade das obras e entre as consequências por ela provocada está a fissuração do material. A sedimentação e a exsudação multas vezes elevadas decorrem principalmente da necessidade de se lançar, em determinados locais, concretos de maior plasticidade.

Procedimentos utilizados para minorar o problema têm consistido na criteriosa escolha e proporcionamento dos materiais além da utilização de métodos construtivos adequados. Entre as várias medidas que se tomam, sobressaem as que dizem respeito à relação água-cimento, tipo de cimento utilizado, quantidade de cimento no concreto, tempo de cura, natureza e granulometria dos agregados.

A busca de respostas para esse problema levou os pesquisadores, entre outras soluções, aos concretos expansivos.

A intenção fundamental na utilização deste último é a de eliminar os problemas ocasionados pela contração mediante uma expansão controlada.

11.5.2 Processos de obtenção de expansão

A expansão de concretos pode ser obtida, basicamente, em duas situações fundamentais.

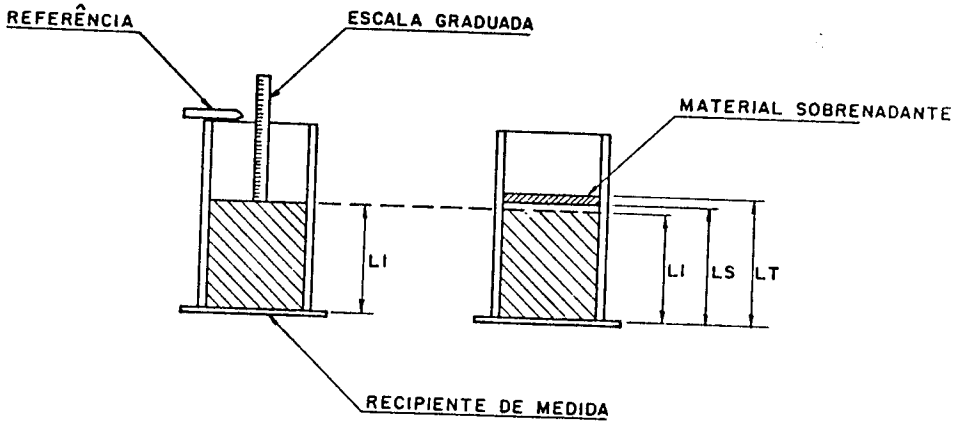
11.5.2.1 Expansão anterior ao início de pega do concreto

Esse tipo de expansão pode ser conseguida através da ação de um agente expansor (aditivo) adicionado, como ingrediente de mistura, durante a betonagem.

Essa técnica de construção baseia-se no aproveitamento de uma expansão do concreto para combater o efeito de assentamento, ou sedimentação, causada pela elevada plasticidade (trabalhabilidade) do concreto, usado em locais de difícil acesso.

Os aditivos utilizados provocam, nesse caso, a expansão durante o período anterior à pega do concreto, ou seja, enquanto o concreto é ainda trabalhável, não havendo expansões, pela ação do aditivo, após o enrijecimento do concreto. Dentre os aditivos usuais, normalmente se emprega o pó de alumínio que em contato com a pasta de água e aglomerante, libera gás hidrogênio molecular (não ativo) que provoca aumento de volume.

Os concretos são dosados, com agente expansor em quantidade suficiente, para se obter uma expansão sólida em torno de 3%. Por expansão sólida entende-se a expansão da massa de concreto, descontando-se a parte sedimentada. A figura 11.130 ilustra este conceito.



$$\text{EXPANSÃO TOTAL } (\%) = \frac{LT - LI}{LI}$$

$$\text{SEDIMENTAÇÃO } (\%) = \frac{LT - LS}{LI}$$

$$\text{EXPANSÃO SÓLIDA } (\%) = \frac{LS - LI}{LI}$$

• TOMADO COMO REFERÊNCIA

Figura 11.130 — Ilustração sobre o conceito da expansão.

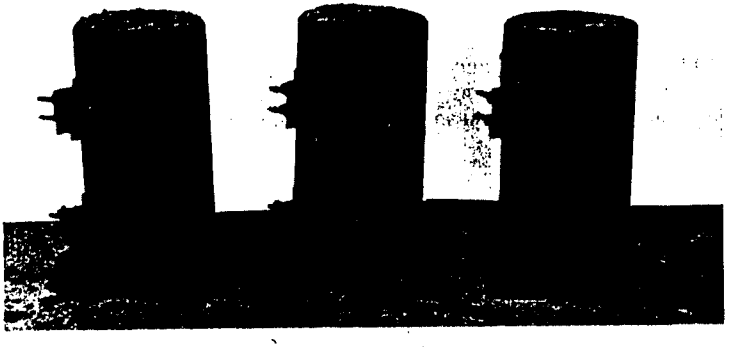


Figura 11.131 — Ação do aditivo expansor no concreto, evidenciando-se a expansão, sobressaindo ao molde.

Observa-se, entretanto, como ilustrado na figura 11.131, que a expansão, se ocorrer livremente, pode enfraquecer a parte não confinada, pela porosidade oriunda da expansão livre. O enfraquecimento é maior à medida que se aumenta a expansão.

Através de ensaios, executados sobre corpos de prova moldados com concreto com e sem aditivo expansor, encontrou-se que a resistência à compressão axial simples dos espécimes moldados com concreto com expansor (para se obter uma expansão sólida de 3%), em expansão livre, é de aproximadamente 50% da resistência à compressão do concreto de referência (sem expansor).

Lembra-se, entretanto, que a utilização dos concretos com expansor geralmente se faz em locais confinados, ou seja, a expansão não se dá livremente, mas confinada.

Desta forma ao se comparar a resistência à compressão de corpos de prova moldados com concretos com expansor (para expansão sólida ao redor de 3%) em situação confinada (com pesos sobre o topo do corpo de prova), com espécimes de concreto referência (sem expansor), observou-se que o concreto referência apresenta resistência, em média, 20% superior ao concreto com expansão confinada.

Essa diferença cai para valores entre 10% e 5% se além de haver o confinamento, se aplicar uma contrapressão, através de uma coluna de concreto fresco, permitindo então um melhor adensamento do concreto.

É importante salientar que ao se propiciar uma expansão sólida (em torno de 3%) em situação confinada, a expansão poderá atuar como uma pressão contra o elemento confinante (no caso as blindagens).

Através de ensaios efetuados colocando-se pesos no topo do espécime com intuito de controlar o confinamento (ver figuras 11.132 e 11.133), determinou-se que a pressão devido à expansão confinada, de 3%, está ao redor de 300 gf/cm^2.

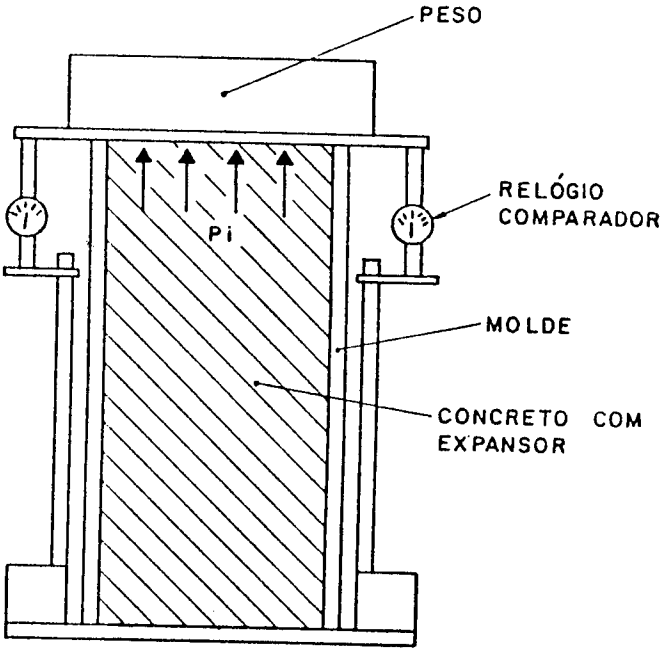


Figura 11.132 — Esquema para determinar a pressão, de expansão, de confinamento.

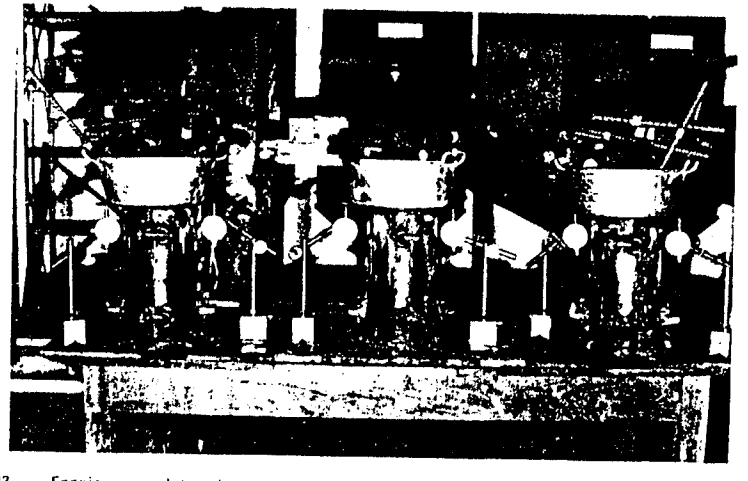


Figura 11.133 — Ensaio para determinar a pressão, da expansão, de confinamento, através da adição de pesos ao longo do tempo, para que as leituras continuem zeradas.

Através da adição de pesos sobre o espécime mantém-se expansão confinada (relógios comparadores sob leitura constante) podendo-se determinar a pressão de confinamento "Pi" ao término do período de expansão.

Essa técnica de construção pode ser aplicada à concretagem de envoltório de blindagens de aduções e de caracol de turbina (caixa espiral) como ilustram as figuras 11.134 e 11.135.

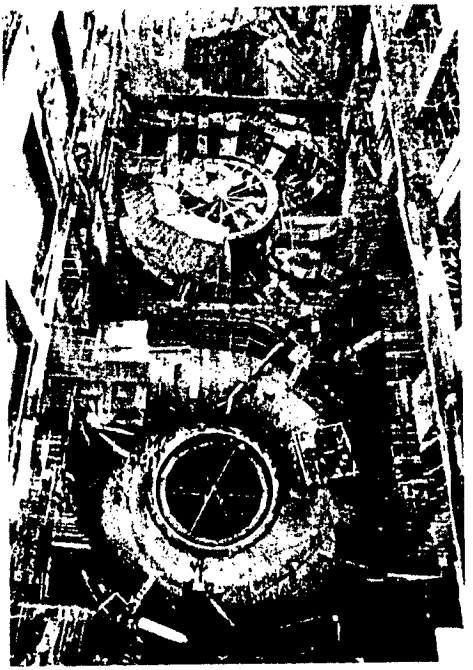


Figura 11.134 — Vista geral de caixas espirais (em vários estágios de montagem) blindadas, ilustrando a dificuldade do acesso de concreto.

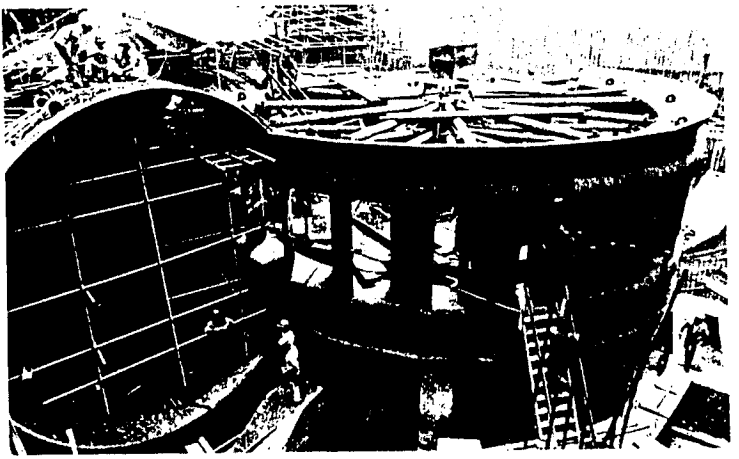


Figura 11.135 — Vista em detalhe, de junção de blindagem de uma caixa espiral, com o pré-distribuidor (à direita). Observa-se que o concreto deverá ser lançado pela parte à esquerda e preencher a parte inferior do pré-distribuidor.

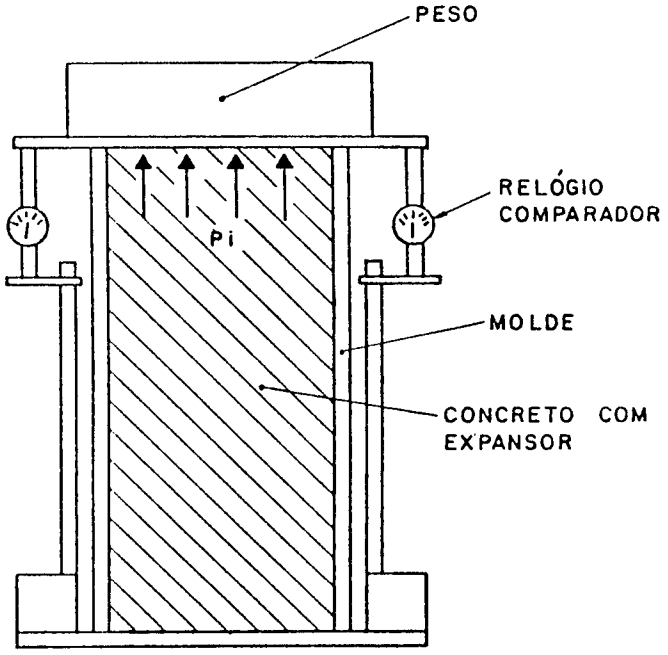


Figura 11.132 — Esquema para determinar a pressão, de expansão, de confinamento.

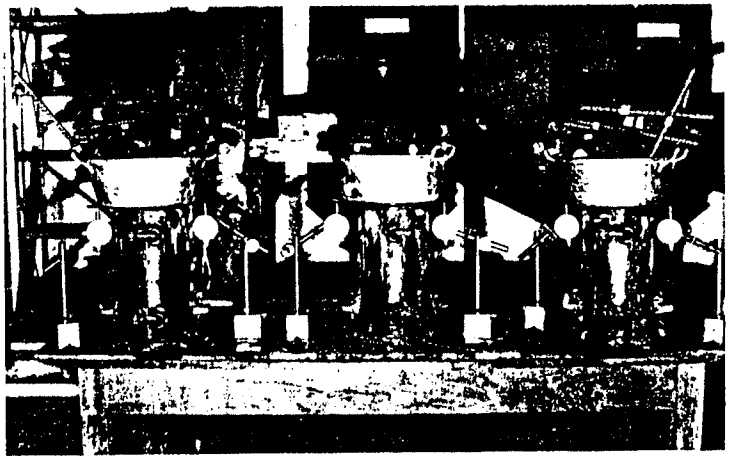


Figura 11.133 — Ensaio para determinar a pressão, da expansão, de confinamento, através da adição de pesos ao longo do tempo, para que as leituras continuem zeradas.

Através da adição de pesos sobre o espécime mantém-se expansão confinada (relógios comparadores sob leitura constante) podendo-se determinar a pressão de confinamento "Pi" ao término do período de expansão.

Essa técnica de construção pode ser aplicada à concretagem de envoltório de blindagens de aduções e de caracol de turbina (caixa espiral) como ilustram as figuras 11.134 e 11.135.

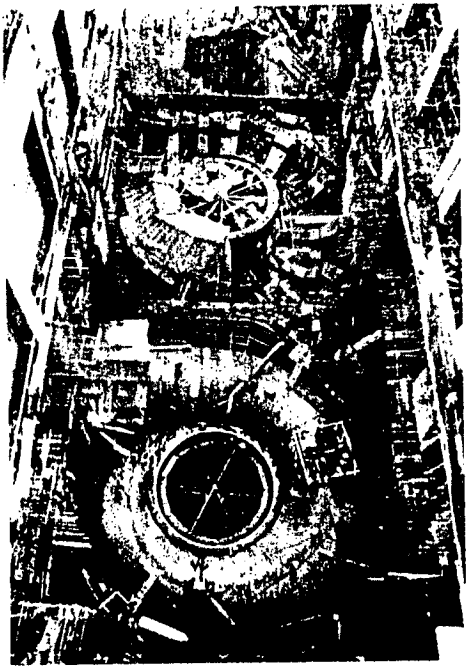


Figura 11.134 — Vista geral de caixas espirais (em vários estágios de montagem) blindadas, ilustrando a dificuldade do acesso de concreto.

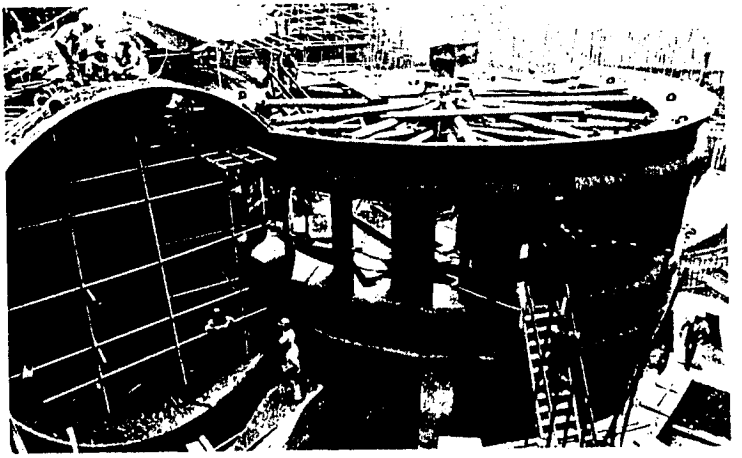


Figura 11.135 — Vista em detalhe, de junção de blindagem de uma caixa espiral, com o pré-distribuidor (à direita). Observa-se que o concreto deverá ser lançado pela parte à esquerda e preencher a parte inferior do pré-distribuidor.



Figura 11.136 — Falha de preenchimento, sob uma peça metálica, causada por falha de planejamento de concretagem.

É de se alertar, entretanto, que a técnica do concreto expansivo não corrige por si só falhas de concretagens decorrentes de um plano mal elaborado.

Como exemplo de um planejamento adequadamente elaborado pode ser citado o "Método de Concretagem das Chavetas da Fundação da Barragem Principal de Itaipu".

Face à existência de descontinuidades sub-horizontais no maciço rochoso de fundação da barragem principal (tomadas d'água no leito natural do rio) de Itaipu, foi necessário o tratamento dessas descontinuidades, principalmente no que se refere ao combate aos esforços cisalhantes.

A sobreescavação para remoção da rocha até a descontinuidade era desaconselhável tanto no aspecto econômico, visto que o volume adicional a ser escavado era grande, quanto, principalmente, ao comprometimento do cronograma da obra. A solução adotada para o tratamento da descontinuidade foi o chavetamento da fundação através da escavação de túneis abertos em forma de grelha, com diâmetro médio de 3 m, no nível da descontinuidade, aproximadamente 20 m abaixo da cota de fundação da barragem e, posterior enchimento dos mesmos com concreto não armado.

O uso de bombas para transporte e lançamento do concreto, a princípio um esquema viável, mostrou alguns inconvenientes que levaram à procura de alternativas de lançamento mais adequadas às condições locais.

Podem ser enumerados como fatores negativos para o uso de bombas a dificuldade de transporte e descontinuidade de abastecimento, grandes volumes de injeções necessárias para o perfeito contato concreto-rocha na geratriz superior dos túneis, grandes distâncias de bombeamento, entre outros.

Sendo a barragem principal de Itaipu do tipo gravidade aliviada, optou-se pelo lançamento de concreto por gravidade, desde o nível de fundação até os túneis escavados, através de furos executados na rocha entre as almas dos blocos.

As figuras 11.137 e 11.138 mostram esquematicamente a grelha de túneis escavados para chavetamento da fundação da barragem principal. Antes, porém, do início dos trabalhos de concretagem dos túneis foi feito um ensaio de simulação do lançamento de concreto, visando principalmente adequar as características da mistura a ser usada. A mistura usada deveria ter alta trabalhabilidade de forma que escoasse por furos de aproximadamente 150 mm a 200 mm, até 45 m de comprimento e 45° de inclinação com a horizontal, porém deveria ser também de uma consistência tal, que efeitos de segregação durante o lançamento não pudessem comprometer a qualidade do concreto lançado.

O uso de aditivos superplastificantes foi evitado, em vista de os ensaios de laboratório terem mostrado que seu efeito é limitado a um período relativamente curto (30 min a 60 min), e prevendo que o lançamento de concreto nos túneis seria lento, este fator poderia comprometer a sequência dos trabalhos.

Para simulação do furo de concretagem feito na rocha foi usado um tubo de borracha com 20 m de comprimento, 125 mm de diâmetro, colocado em posição vertical.

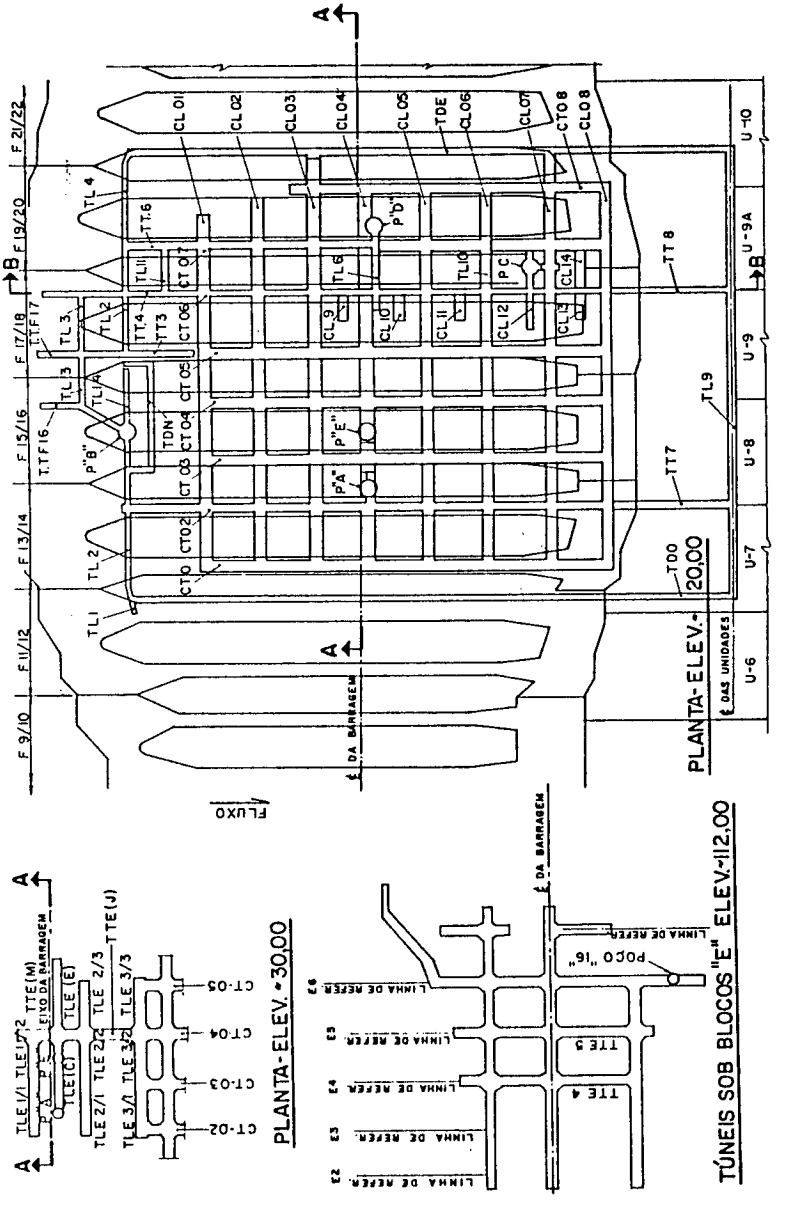


Figura 11.137 — Túneis sob a barragem principal e blocos "E" — Itaipu.

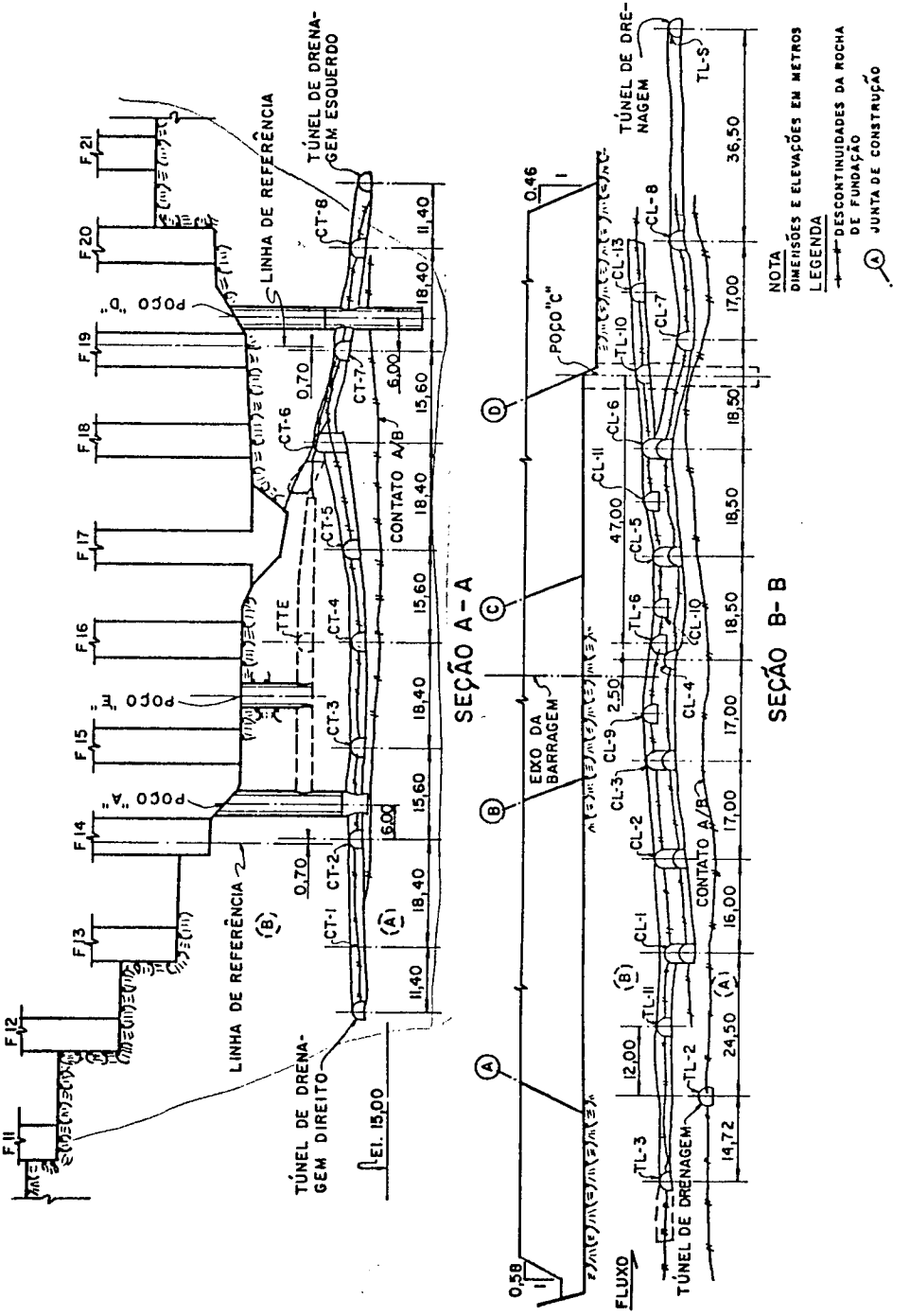


Figura 11.138 — Descontinuidade da rocha de fundação da barragem principal — Itaipu.

Foi também construída uma fôrma que deveria simular algumas condições que seriam encontradas durante o lançamento e adensamento do concreto nos próprios túneis.

Para tanto, essa fôrma deveria apresentar irregularidade na parte superior e permitir adensamento apenas parcial do concreto.

A figura 11.139 mostra detalhes da fôrma usada no ensaio.

O concreto foi lançado e adensado com vibradores de imersão até atingir o nível inferior das janelas deixadas na lateral da fôrma. Neste ponto, os vibradores foram retirados e o lançamento continuou, sem vibração do concreto, até o enchimento total da fôrma.

Para esta última etapa de lançamento foi usado, na mistura, aditivo expansor tentando minimizar vazios na parte superior da fôrma. A quantidade de aditivo usada proporcionava à mistura uma expansão sólida entre 3% e 5%.

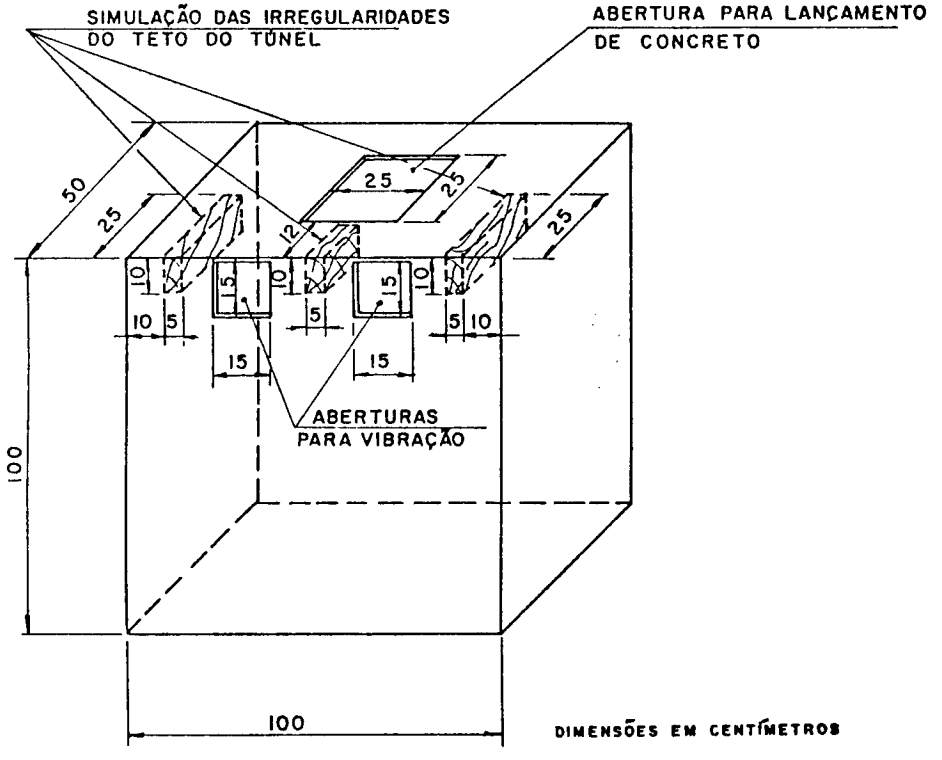


Figura 11.139 — Fôrma para lançamento simulado.

A mistura usada apresentava trabalhabilidade ao redor de 180 mm e uma porcentagem de aditivo plastificante de 1,5% em relação ao peso total de aglomerante.

Para orientação das características da trabalhabilidade necessária da mistura que seria utilizada, foram tomadas como base experiências de outras obras, na concretagem de envoltórios de caracóis, através de trombas.

Durante o lançamento simulado não ocorreram problemas de obstrução (embuchamento) do tubo, devido à alta plasticidade do concreto e também não foram observados problemas de segregação do concreto.

Após um período de 48 horas, o bloco concretado foi levado ao laboratório para desforma e extração de testemunhos.

A composição e características da mistura utilizada podem ser vistas na tabela da figura 11.140.

A figura 11.141 mostra o bloco concretado no teste, após desforma e extração de testemunhos para ensaios de compressão axial central simples e tração por compressão diametral.

RESULTADOS DE ENSAIOS EXECUTADOS EM TESTEMUNHOS EXTRAIDOS DO "BLOCO ENSAIO"

NÚMERO TESTEMUNHO		RUPTURA AXIAL IDADE (DIAS)	RUPTURA AXIAL TENSÃO (kg/cm²) INDIVIDUAL	RUPTURA AXIAL TENSÃO (kg/cm²) MÉDIA	RUPTURA DIAMETRAL IDADE (DIAS)	RUPTURA DIAMETRAL TENSÃO (kg/cm²) INDIVIDUAL	RUPTURA DIAMETRAL TENSÃO (kg/cm²) MÉDIA
TOPO	1	7	325	313	7	30,5	31,4
	2	7	300		7	32,2	
	3	28	341	365	28	25,3	33,7
	4	28	391		28	38,4	
	5	28	380		28	32,7	
	6	28	363		28	36,8	
	7	28	350		28	35,3	
MEIO	1	7	276	284	7	30,3	28,9
	2	7	291		7	27,5	
	3	28	357	390	28	31,4	28,0
	4	28	392		28	29,0	
	5	28	422		28	23,7	
BASE	1	7	328	316	7	35,4	32,2
	2	7	304		7	23,9	
	3	28	427	395	28	33,3	33,1
	4	28	407		28	33,3	
	5	28	352		28	32,7	

MISTURA UTILIZADA	
CARACTERÍSTICAS	kg/m³
CIMENTO	381
FLY-ASH	46
AREIA NATURAL	247
AREIA ARTIFICIAL	577
BRITA 1 (ø Max. 19 mm)	1000
ÁGUA	179
AR INCORPORADO (%)	4,5 ± 0,5
TRABALHABILIDADE	18 ± 1
ADITIVO PLASTIFICANTE (%)	1,5
EXPANSÃO (%)	3 a 5

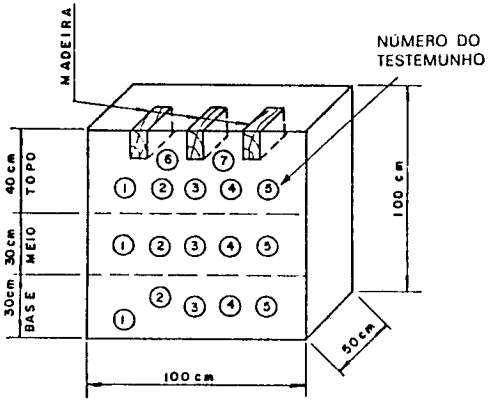


Figura 11.140 — Mistura usada e resultados de ensaios de resistência, relativos ao concreto usado no lançamento simulado.

Os resultados dos ensaios executados com os testemunhos extraídos, bem como o esquema de extração (local de extração no bloco) são mostrados na figura 11.140.

Observa-se que as resistências apresentadas pelos corpos de provas n.os 6 e 7 extraídos no topo, relativos à parte não vibrada, adensada somente por carga hidráulica, não apresentaram variações significativas em relação aos demais testemunhos, sendo que esses testemunhos correspondem à mistura com agente expansor.

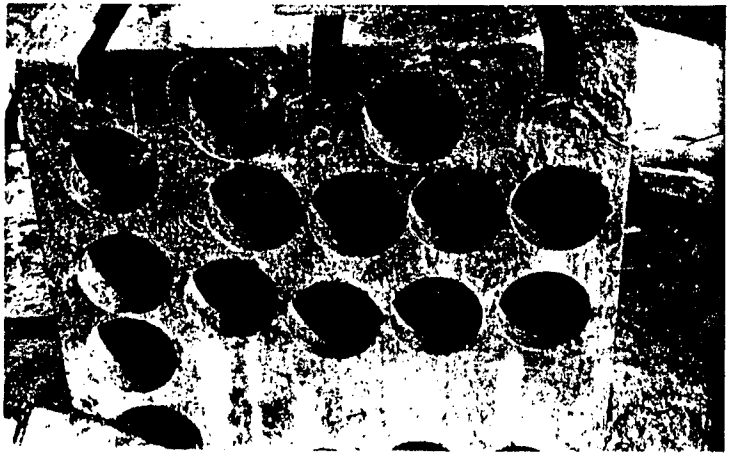


Figura 11.141 — Bloco de concreto após desforma e extração (com máquina de coroa diamantada) de testemunhos de 150 mm de diâmetro. Chama-se atenção para os "block-outs" deixados pelos tacos de madeira, anteriormente mencionados, verificando-se o total preenchimento na fôrma.

As figuras 11.142 e 11.143 ilustram o esquema de lançamento adotado para as concretagens dos túneis-chavetas.

Os equipamentos disponíveis permitiam a execução de furos de 150 mm e 200 mm de diâmetro sendo, em geral, usados diâmetro de 150 mm para furos mais curtos e de maior verticalidade e diâmetro de 200 mm para os mais longos e de maior inclinação com a horizontal.

Os túneis foram concretados em trechos de comprimento médio entre 15 m e 20 m, sendo executados furos para lançamento de concreto, espaçados de aproximadamente 4 m.

A escolha da locação de cada furo foi feita de tal forma que os mesmos ficassem nos pontos mais altos do teto do túnel, tentando minimizar com isso, vazios no contato superior concreto-rocha.

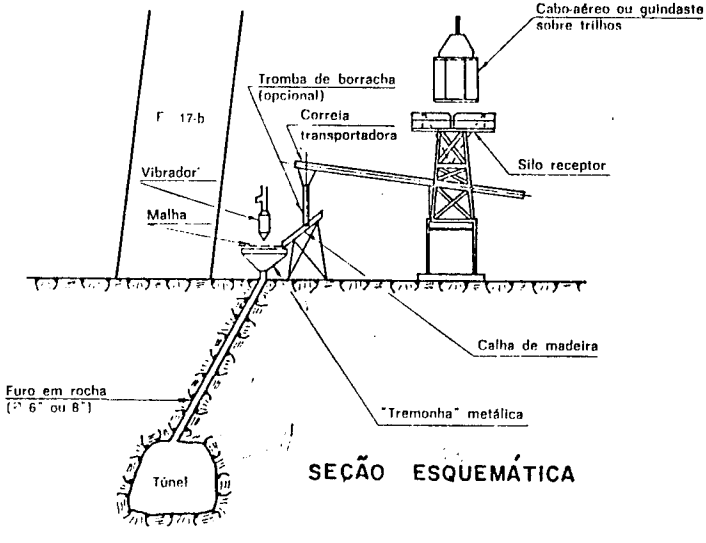


Figura 11.142 — Esquema geral de lançamento.



Figura 11.143 — Vista do sistema usado no lançamento de concreto.

Para início de lançamento do concreto dentro dos túneis foi verificada a melhor sequência de utilização dos furos disponíveis.

Esta sequência era vinculada às condições topográficas do teto do túnel e o último furo a ser utilizado para lançamento do concreto (término de concretagem) era aquele cuja saída no teto situava-se na cota mais alta.

O lançamento do concreto foi sempre iniciado pelo furo mais afastado da fôrma, de modo a permitir maior liberdade e segurança de movimentação dos vibradoristas no interior do túnel e principalmente, para minimizar as pressões desenvolvidas contra a fôrma.

Devido à alta plasticidade e consistência do concreto usado e auxiliado pelo efeito de vibradores, o concreto foi mantido sempre em nível, mesmo sendo lançado apenas por um furo.

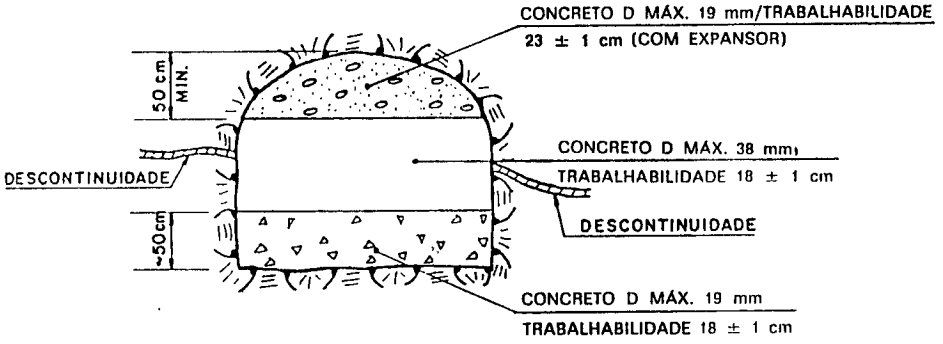
Até que o concreto atingisse a plataforma de serviço para os vibradoristas, o adensamento era feito com vibradores de imersão (Ø 70 mm e Ø 90 mm) simultaneamente com o lançamento.

A partir do momento em que as passarelas eram removidas, o adensamento passou a ser executado com o vibrador descendo pelos furos nos quais não estava sendo lançado concreto.

A sequência posterior obedecia ao enchimento de todos os furos, sendo o último a ser preenchido, o de cota mais alta no teto do túnel.

A figura 11.144 mostra o fluxo no interior de um túnel em concretagem.

A distribuição dos concretos no interior de cada tramo obedeceu basicamente ao indicado no esquema abaixo.



O uso de um concreto com trabalhabilidade ao redor de 230 mm, com agente expansor, para fechamento de concretagem, visou melhorar o contato concreto-rocha na parte superior do túnel onde o adensamento era feito apenas pelos furos.



Figura 11.144 — Vista do fluxo de concreto e ao fundo a face já desformada do tramo anterior.



Figura 11.145 — Vista da plataforma de trabalho no interior do túnel, durante a concretagem, com operários efetuando o adensamento.

Em alguns túneis, onde foram notadas grandes irregularidades no teto que poderiam aprisionar bolhas de ar e que consequentemente ficariam vazios, foram colocados tubos de plásticos, com saída pela fôrma, para facilitar a expulsão de ar aprisionado.

Para verificação da eficiência do processo idealizado foram amarrados em alguns tubos, sacos plásticos que indicariam a expulsão do ar.

A figura 11.146 mostra os resultados positivos obtidos.

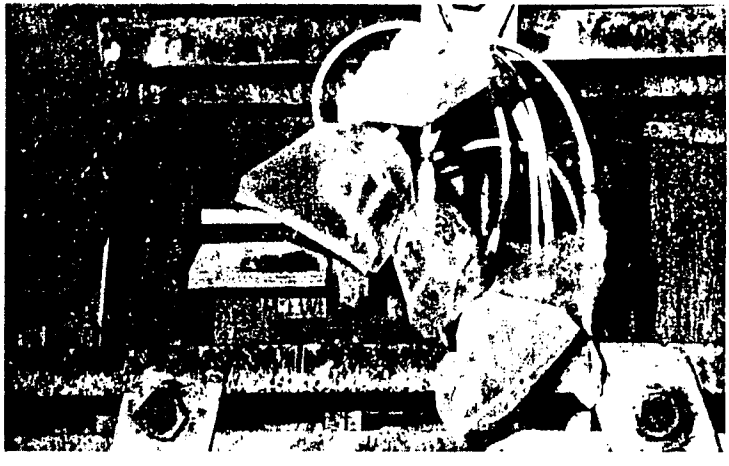


Figura 11.146 — Sacos plásticos cheios de ar, expulso durante a concretagem.

O volume total de concreto lançado pelo processo descrito foi ao redor de 40 mil m³.

Injeções de contato executadas após a concretagem mostraram, pelos baixos volumes injetados, o sucesso do esquema de concretagem idealizado, através do uso de concreto auto-adensável com expansor.

11.5.2.2 Expansão posterior à pega do concreto

A expansão do concreto, neste processo, é obtida após a pega do concreto, a partir de alterações, anteriores ou posteriores, das reações de hidratação. A seguir são abordados alguns métodos adotados.

— Sulfoaluminatos de cálcio — praticamente o início da história dos cimentos expansivos está associada à descoberta, por Candlot, em 1980, da reação entre o sulfato de cálcio e o aluminato tricálcico originando o sulfoaluminato de cálcio hidratado.

Como resultado de reações químicas, produzidas através da hidratação dos compostos do cimento, é provocada uma expansão que está intimamente associada à formação de etringita. Este produto começa a formar-se durante a mistura dos componentes, água e aglomerantes, e pode continuar a desenvolver expansões significativas mesmo após o concreto já ter atingido elevadas resistências.

A grande vantagem que existe na utilização desse método reside no fato de se poder controlar a formação de etringita, de maneira que a expansão ocorra quando o material já atingiu um certo nível de resistência, não havendo portanto perda das forças que se originam, o que ocorreria caso o concreto ainda estivesse em estado plástico ou semiplástico.

— Óxido de magnésio — a transformação de óxido de magnésio (Periclasio), em hidróxido de magnésio (Brucita), sob determinadas condições provoca aumento de volume. Diversas tentativas têm sido efetuadas para aproveitar essa reação e conseguir-se um concreto expansivo em virtude da abundância do material, na crosta terrestre, o que reduziria sobremaneira o custo. Entretanto os ensaios até agora efetuados, principalmente na Universidade da Califórnia Berkeley, mostraram que as violentas expansões que podem ser obtidas são dificilmente controláveis.

— Cal livre — a transformação do óxido de cálcio (CaO) em hidróxido, ocasionando aumentos volumétricos poderia ser aproveitada como meio de obtenção de concretos expansivos. Entretanto, ao contrário do que ocorre com a etringita, a estabilidade da cal hidratada fica sensivelmente afetada pelas pressões atuantes e as resistências obtidas são reduzidas.

Alguns produtos com características expansivas são encontrados no mercado, como o mostrado na figura 11.147.

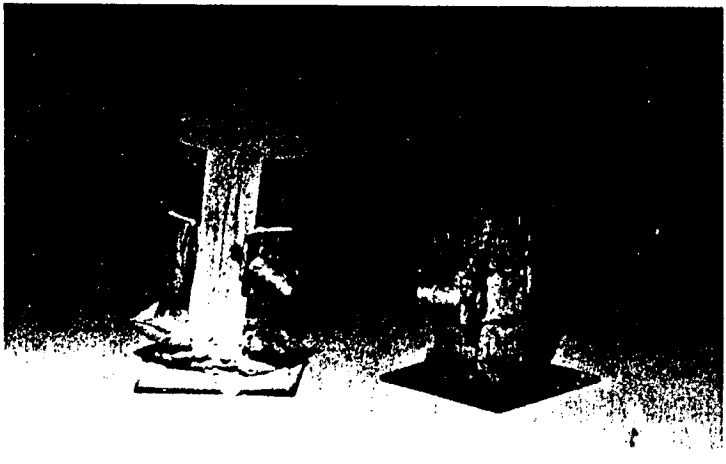


Figura 11.147 — Cimento expansivo utilizado para demolições a frio.

O material da figura 11.147 é um cimento expansivo, usado para demolições a frio. Apresenta em sua composição química dois componentes de marcante efeito expansivo, o gesso (sulfato de cálcio, representado por um teor de SO_3 ao redor de 20%) e a cal livre (em CaO ao redor de 40%), em teores muito acima do normal.

O efeito combinado desses dois componentes, associado a uma adequada finura, são os principais responsáveis pela expansão intensa do material.

O efeito expansivo da cal livre está baseado no crescimento dos cristais da Ca $(OH)_2$, formados na hidratação do CaO. A expansão do gesso (sulfato de cálcio) é atribuída à contínua formação do sulfoaluminato de cálcio hidratado (etringita) pela reação do $CaSO_4$ e o C_3A, mesmo após a pega e o endurecimento.

— Reação álcali-agregado — as reações expansivas provocadas pela reação dos álcalis do cimento com a sílica dos agregados, dando origem a silicatos alcalinos, provocam aumentos de volume, porém sua aplicação em concretos atualmente é impossível em virtude das dificuldades de controlar as expansões a níveis adequados.

11.5.3 Avaliação do processo

A fim de avaliar o processo e garantir a inexistência de vazios podem ser feitas verificações, como mostram as figuras 11.148 e 11.149 através da tentativa de se injetar água com corante, procurando-se observar os pontos de fuga dessa injeção.

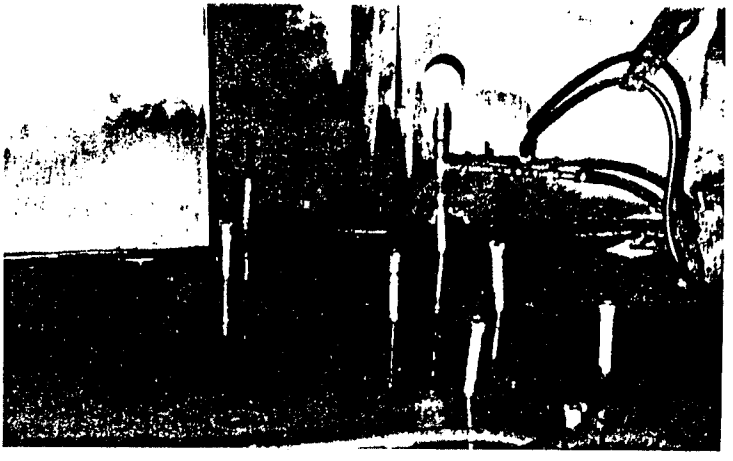


Figura 11.148 — Ensaios do tipo perda d'água para verificação de eventuais vazios sob a blindagem.

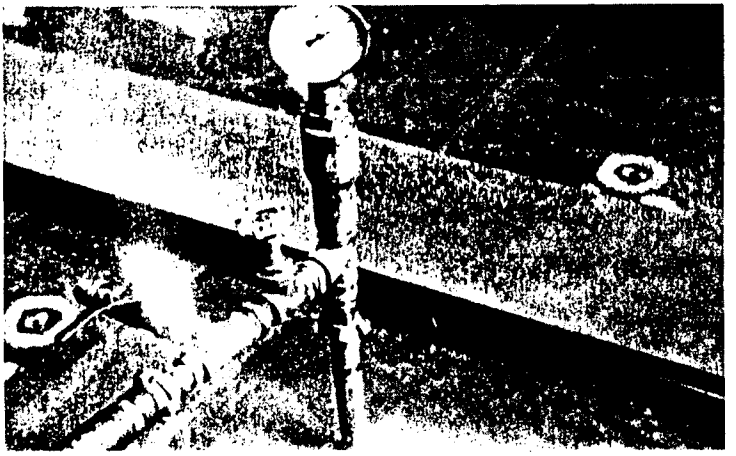


Figura 11.149 — Detalhe do ensaio de perda d'água sendo efetuado em blindagem que fora envolvida por concreto com aditivo expansor.

11.6 Concreto fibroso

11.6.1 Generalidades

São muito frequentes problemas devidos à cavitação e abrasão em estruturas hidráulicas submetidas ao fluxo de água em altas velocidades. Se um escoamento rápido é alterado localmente por alguma irregularidade do contorno, o aceleramento localizado do fluxo é acompanhado por uma redução de pressão que pode atingir a tensão de vapor e provocar a formação de bolhas de água vaporizada. Arrastadas pelo escoamento para regiões de maior pressão, imediatamente a jusante, as bolhas são destruídas. O súbito colapso das cavidades é acompanhado de intensa elevação de pressão constituindo verdadeiros choques que se sucedem ininterruptamente. Quando o fenômeno se verifica nas proximidades do contorno sólido a energia do impacto pode provocar a erosão do revestimento.

No caso de paredes ou pisos de concreto, a ação destrutiva se faz sentir principalmente sobre o constituinte menos resistente, isto é, o ligante. A erosão em torno das partículas de agregado aumenta a rugosidade da parede e as condições para cavitação podem se tornar mais críticas. As partículas acabam por se soltar e o fenômeno erosivo tem a tendência de progredir para jusante. Encontrando situações favoráveis pode atingir proporções muito importantes e causar a destruição completa do revestimento.

O combate à cavitação tem sido baseado em geral em dois princípios básicos: aumentar a resistência da superfície atacada ou reduzir as irregularidades do contorno. No primeiro caso, a blindagem metálica é a solução construtiva ideal. Naturalmente, a sua extensão torna-se rapidamente um problema econômico importante. Quanto à regularização da superfície, faz-se referência a normas, frequentemente especificadas em projetos, de restringir as variações de altura das irregularidades a declividades variáveis em função da velocidade. Por exemplo, as variações de inclinação ao longo das superfícies devem ser inferiores a 20:1, 50:1 e 100:1 para velocidades, respectivamente de 12 m/s a 28 m/s, 28 m/s a 37 m/s e maiores que 37 m/s.

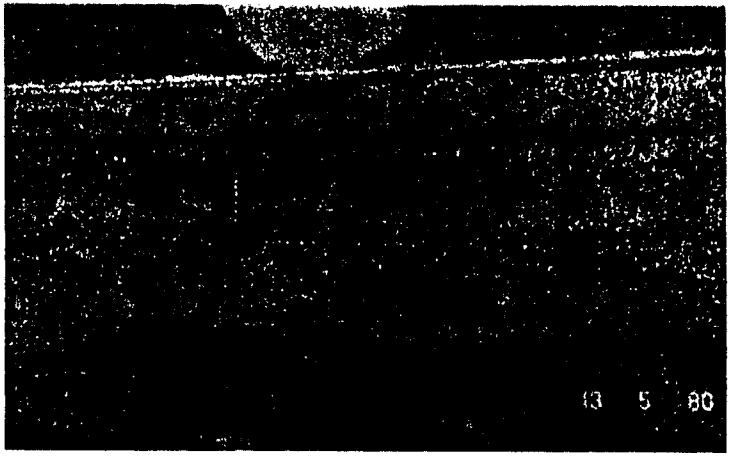


Figura 11.150 — Aspecto da ação de abrasão em uma face de muro de vertedouro.

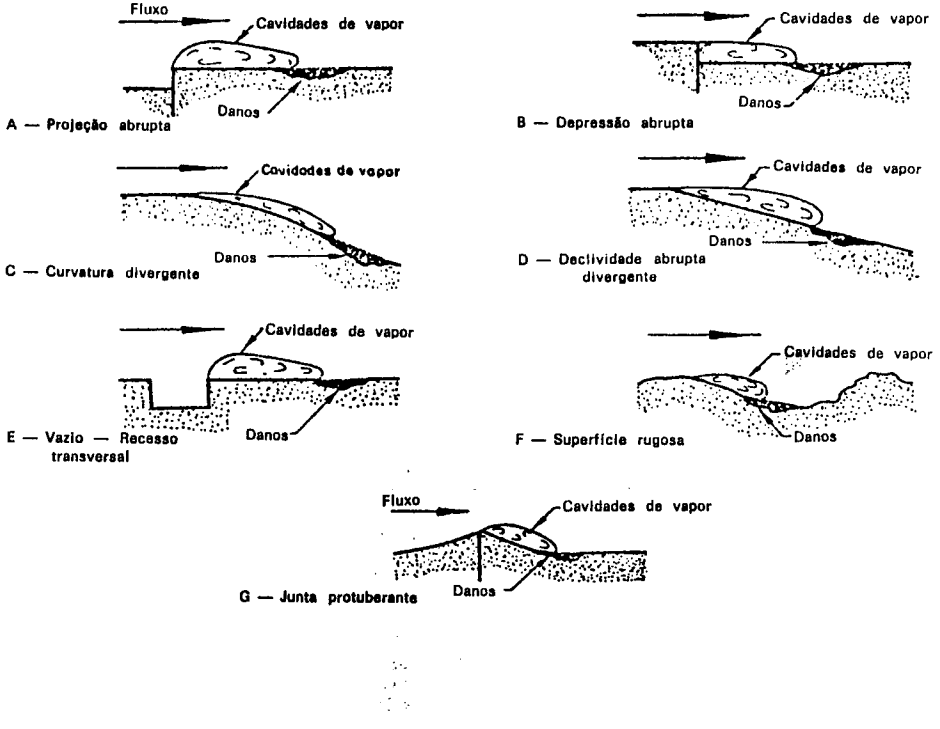


Figura 11.151 — Irregularidades de contornos sólidos e localização das áreas atingidas pela ação erosiva da cavitação.



Figura 11.152 — Vista de uma soleira de vertedouro onde foi feito acabamento com um rebaixo na junta de contração, acarretando início de cavitação, de maneira semelhante ao ilustrado no detalhe B da figura 11.151.

11.6.2 Características

Uma das medidas para minimizar os efeitos de abrasão e cavitação, além de otimizar a geometria da superfície, é aumentar a resistência da superfície. Uma das possibilidades é o uso de concreto fibroso. Outros tipos de concreto serão vistos mais adiante.

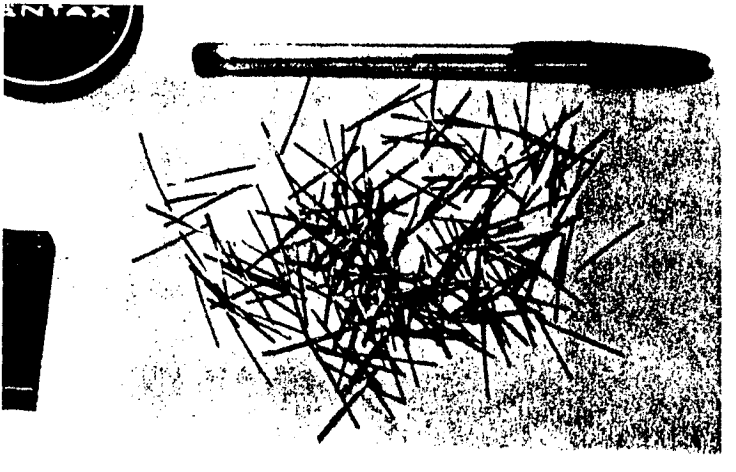


Figura 11.153 — Fibras metálicas utilizadas na produção de concreto fibroso.

O concreto fibroso é um concreto obtido pela adição de fibras metálicas ao concreto de características convencionais.

Um amplo estudo das propriedades do concreto fibroso foi efetuado, no Brasil, pelo Laboratório de Concreto da Itaipu Binacional em 1979 [24], com vistas a uma aplicação experimental e comparativa.

O modelo reduzido, de estudos hidráulicos, do vertedouro de Itaipu, mostrou uma região de turbulência na parte de jusante do pilar da estrutura, como mostrado na figura 11.154. Para minimizar a ação de desgaste da soleira foi proposto aplicar o concreto fibroso em uma das calhas (o vertedouro de Itaipu possui três calhas), em uma área de aproximadamente 50 m² a jusante de cada pilar.



Figura 11.154 — Detalhe da área a jusante do pilar do vertedouro (do modelo reduzido de Itaipu), quando em escoamento.

A aplicação foi efetuada como uma alternativa a ser comparada com concreto convencional usado nas demais áreas.

Os estudos foram feitos com dois tipos de fibras, longas e curtas.

As fibras de aço longas (L = 38 mm, $\varnothing$ = 0,4 mm, L/ $\varnothing$ = 95) foram usadas durante a primeira fase dos estudos. A dosagem da mistura foi feita para concreto com agregado de tamanho máximo de 19 mm (adequado ao acabamento de superfícies de escoamento hidráulico) sendo que a adição das fibras longas foi feita lentamente, durante a betonagem do concreto, com a betoneira em movimento, com auxílio de uma malha de abertura de 10 mm. Esse procedimento evitava a formação de bolas de fibras. Observou-se que com fibras com relação L/ $\varnothing$ = 95 obtém-se mistura homogênea com um teor máximo de fibras de 1% (em volume sólido de concreto).

Esse tipo de fibras (longas com L/ $\varnothing$ = 95) requer um concreto superargamassado.

As fibras de aço curtas (L = 25 mm, $\varnothing$ = 0,4 mm, L/ $\varnothing$ = 62,5) foram usadas na segunda fase dos estudos, atingindo-se teores de 2% de fibras. Ambas as fibras produzidas no Brasil apresentavam resistência à ruptura por tração de 1.400 MPa.



Figura 11.155 — Textura do concreto fibroso, mostrando alto teor de argamassa.

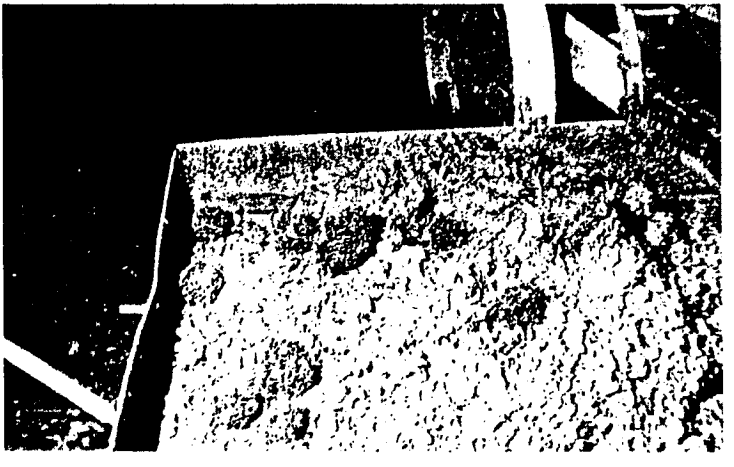


Figura 11.156 — Textura do concreto com fibras longas, mostrando a formação das bolas de fibras.

O concreto fibroso com fibras curtas (L/ Ø = 62,5) tem um desempenho superior quando comparado com o concreto com fibras longas (L/ Ø = 95), como mostra a figura 11.157.

A capacidade de alongamento do concreto fibroso apresenta-se nitidamente superior àquelas dos concretos convencionais, sendo essa a propriedade marcante do concreto fibroso.

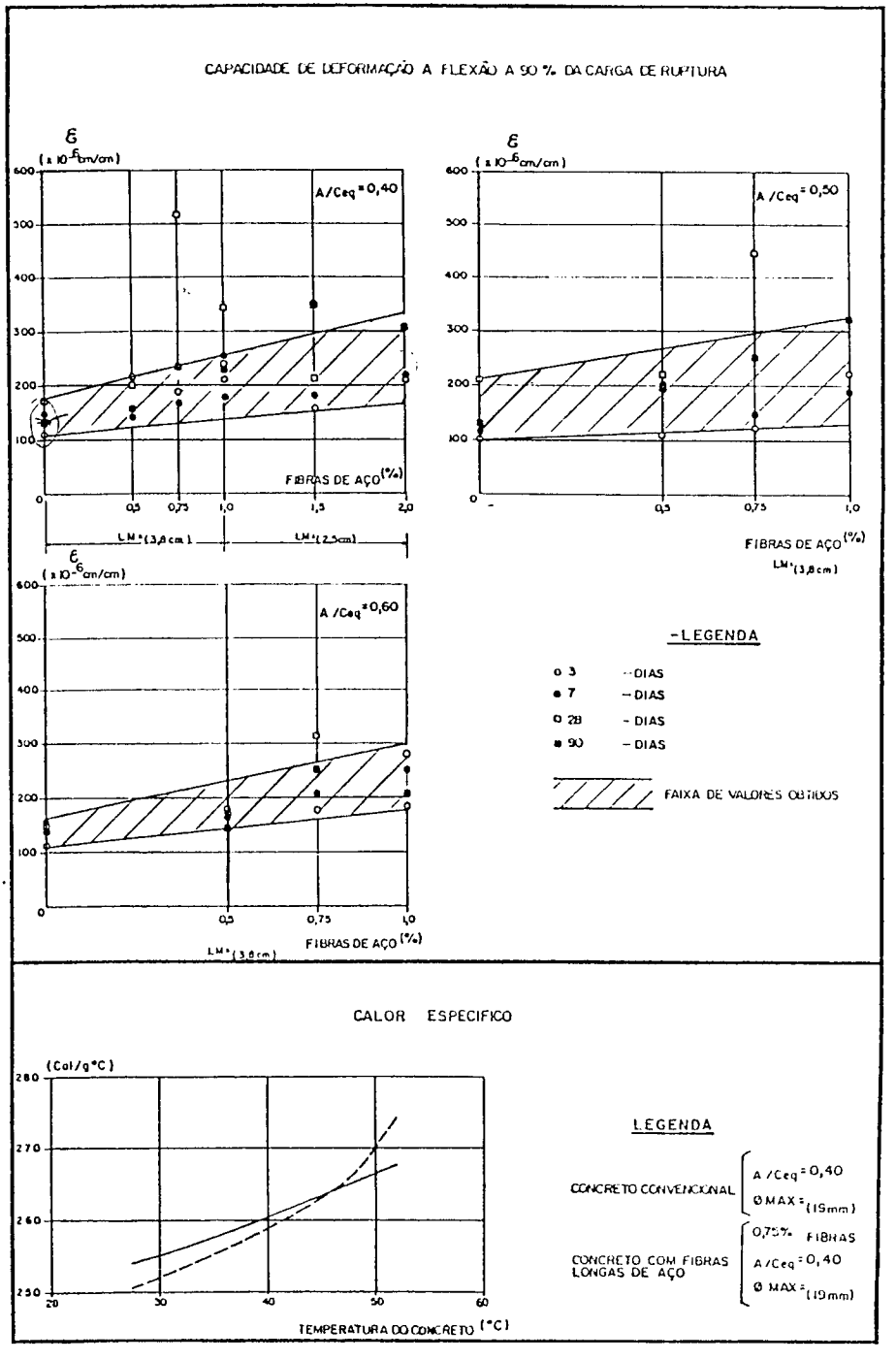


Figura 11.157 — Concreto fibroso — Valores de resistência a ruptura axial e diametral

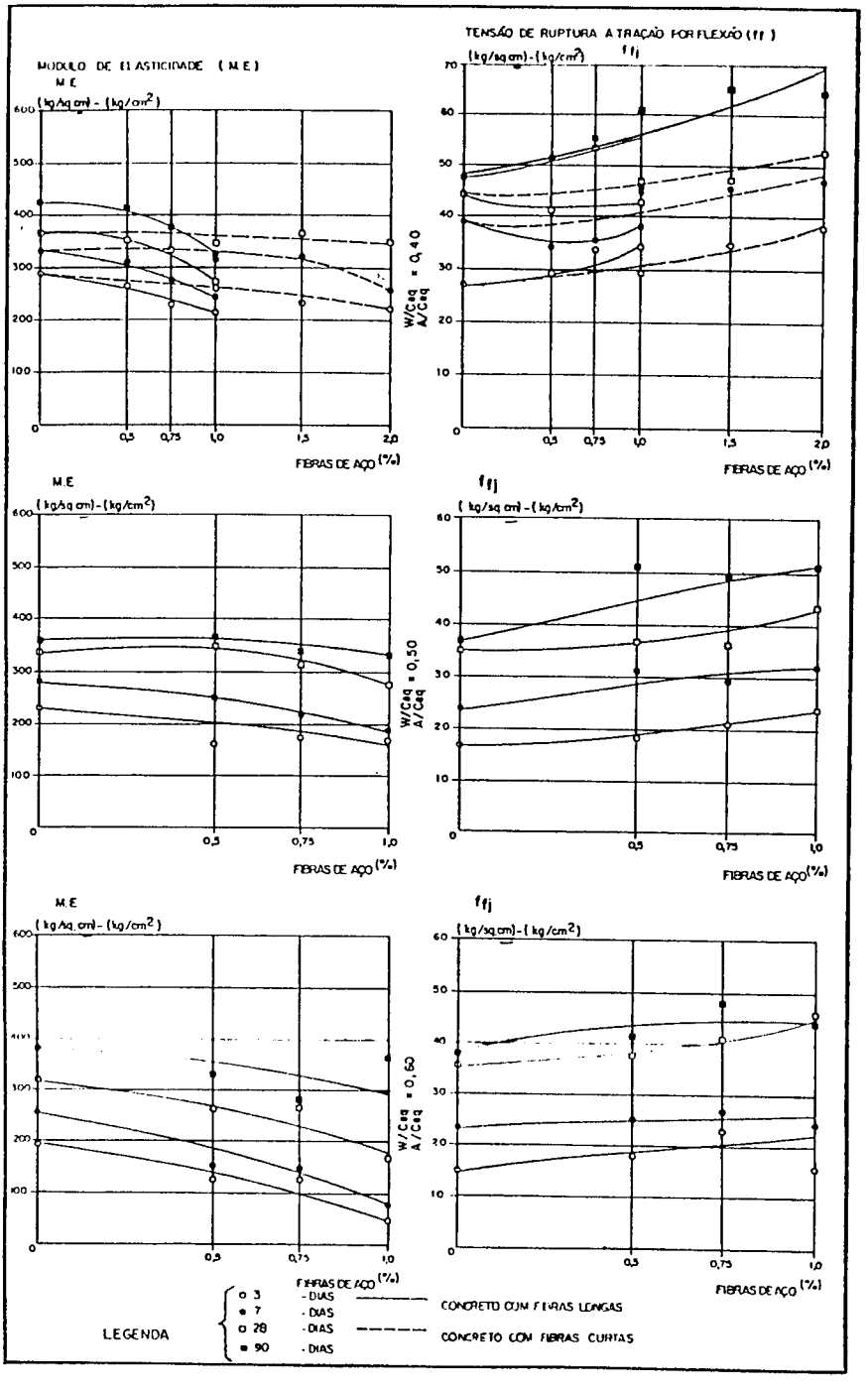


Figura 11.157 — Concreto fibroso — Valores de módulo de elasticidade e módulo de ruptura

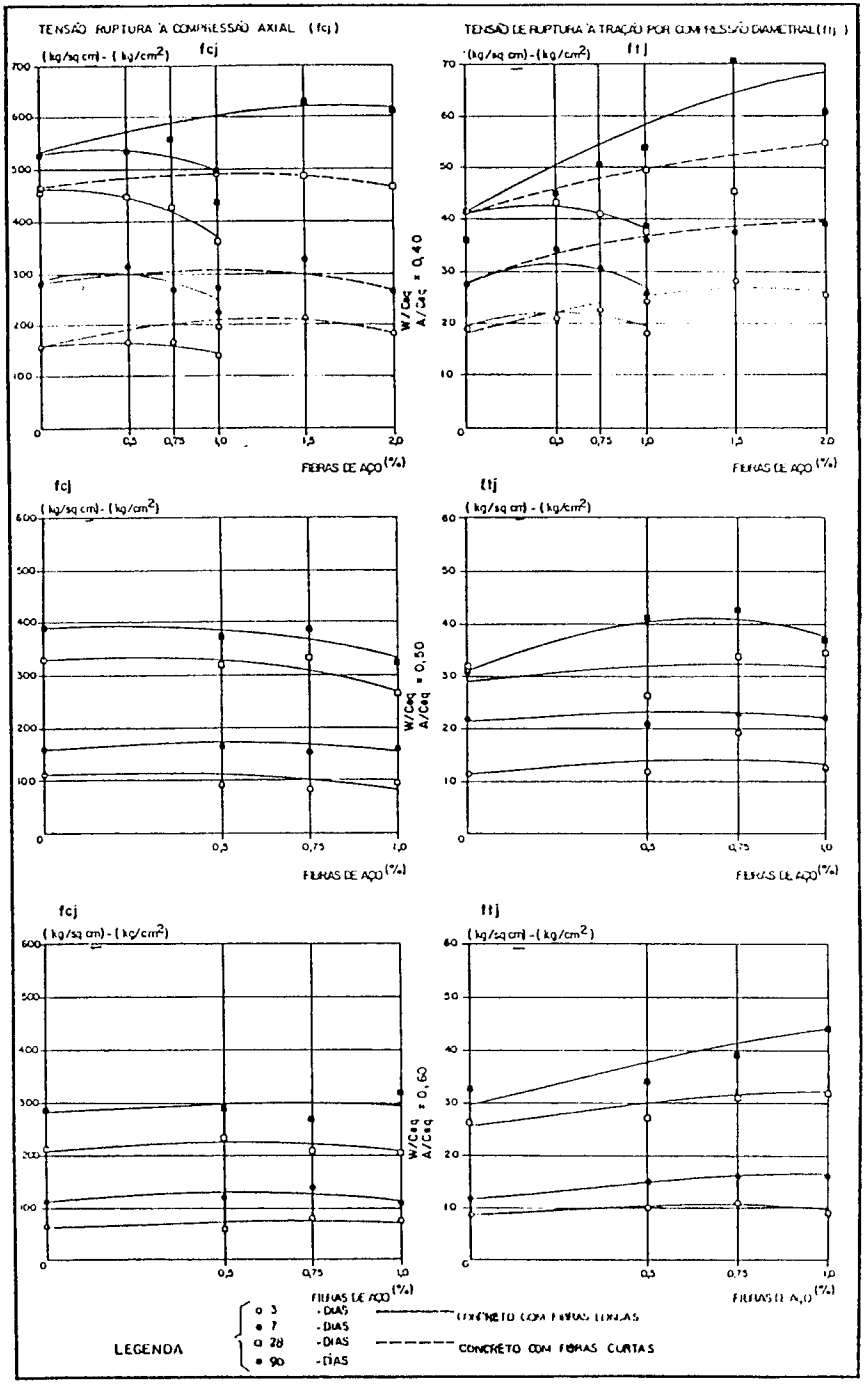


Figura 11.157 — Concreto fibroso — Valores de capacidade de deformação e calor específico

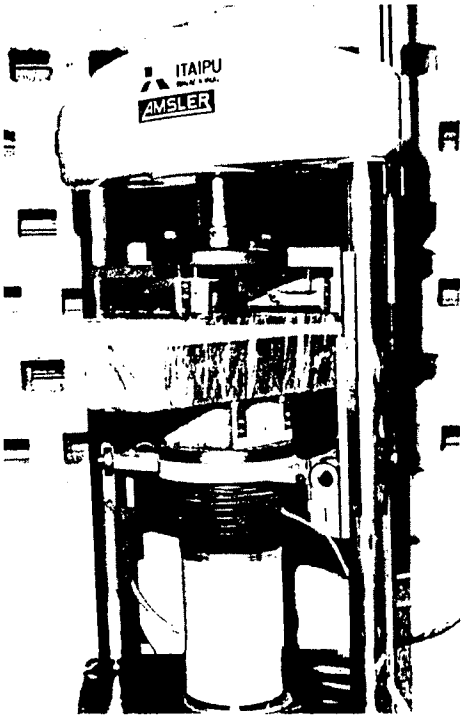


Figura 11.158 — Viga, moldada com concreto fibroso, em ensaio de flexão para determinação da resistência à tração por flexão e a capacidade de alongamento.

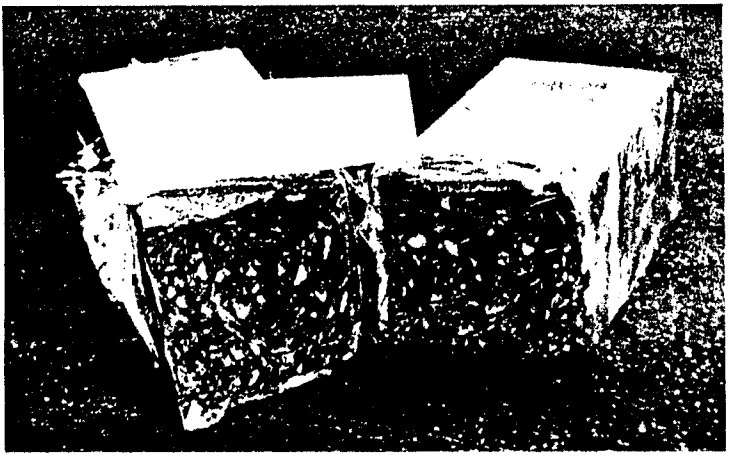


Figura 11.159 — Textura do concreto fibroso, na superfície de ruptura de uma viga ensaiada a flexão.

A produção de concreto fibroso não difere daquela do concreto convencional, requerendo apenas cuidados na adição das fibras na betoneira.

A aplicação do concreto pode também ser feita de maneira semelhante à do concreto convencional.



Figura 11.160 — Operação de acabamento, sendo executada em concreto fibroso, através de régua sarrafeadora.

O acabamento aplicado ao concreto fibroso é feito da mesma forma que o citado no item 10.4.

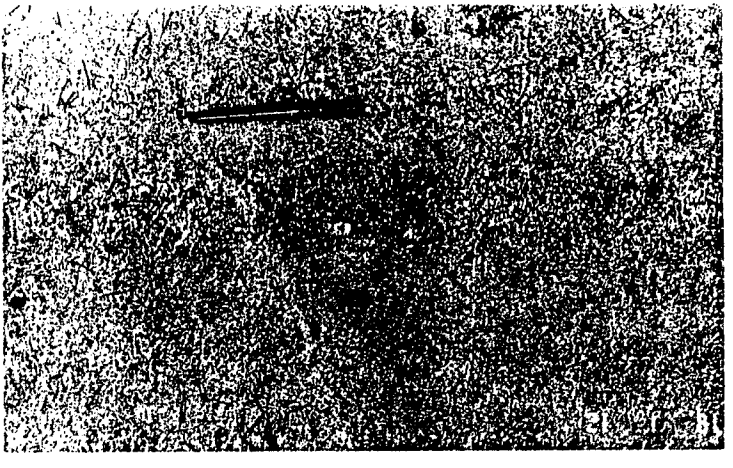


Figura 11.161 — Textura do acabamento de uma superfície, não enformada, de concreto fibroso.

11.7 Concreto com acabamento por processo a vácuo

11.7.1 Conceito do processo a vácuo

O concreto processado a vácuo é resultante da aplicação de vácuo nas superfícies do concreto fresco, enformado ou não. O processo permite extrair parte da água (de

trabalhabilidade) até algumas dezenas de milímetros de profundidade do concreto, dando um efeito de adensamento. Isto é devido à densificação da pasta pela retirada da água e do ar da massa de concreto. Esta densificação e redução da relação água/cimento acarretam sensíveis aumentos na resistência à compressão. A durabilidade e a resistência à abrasão e erosão são aumentadas. O concreto processado a vácuo, possibilita também uma solidificação rápida, da região próxima à superfície, permitindo a rápida desforma.

O concreto com acabamento por processo a vácuo, no Brasil, foi amplamente estudado pela Cemig [25] para aplicação na laje da calha do vertedouro da Obra de Emborcação — MG.

O uso do concreto tratado a vácuo em toda a extensão da calha visou à obtenção de uma superfície homogênea no que se refere à sua resistência, como também à redução do consumo de cimento da camada superior com o objetivo de atenuar os efeitos provocados pela retração e tensões térmicas.

O processo consiste em estabelecer vácuo por aspiração entre uma manta impermeável e a superfície do concreto fresco, da ordem de 80% a 90%, estabelecendo uma pressão de 0,8 kgf/cm² a 0,9 kgf/cm² na superfície do concreto, mediante a atuação da pressão atmosférica.

Entre a manta impermeável e o concreto é colocada uma tela reticulada de plástico e um tecido sintético poroso, que têm como funções respectivamente criar um caminho de percolação para facilitar a retirada da água e servir de filtro para impedir que os finos do concreto sejam carreados com a água.

11.7.2 Avaliação do processo

Para avaliação do processo foram efetuadas simulações de aplicação, bem como o adequado proporcionamento das misturas.

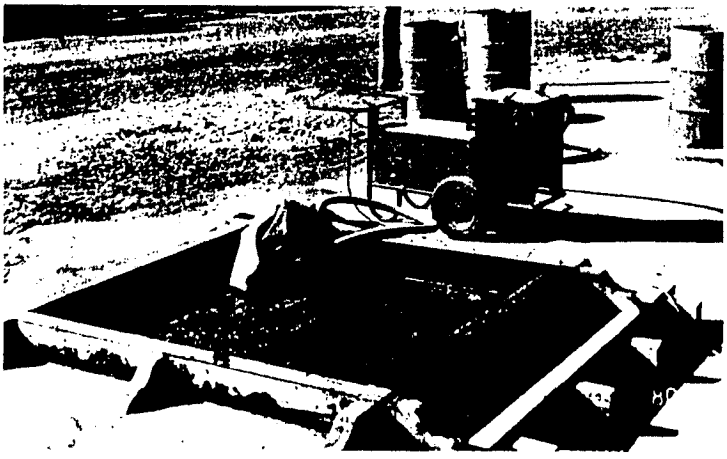


Figura 11.162 — Fôrma preparada para lançamento experimental do concreto, vendo-se ao fundo o equipamento para produção do vácuo.



Figura 11.163 – Lançamento (pela calha do caminhão-betoneira) e adensamento do concreto por meio de vibrador de imersão com haste de 25 mm

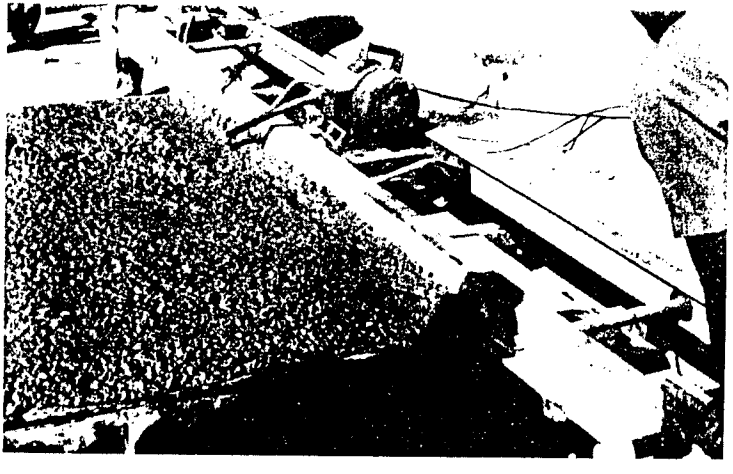


Figura 11.164 – Primeira etapa do acabamento, efetuada com régua vibratória de alumínio

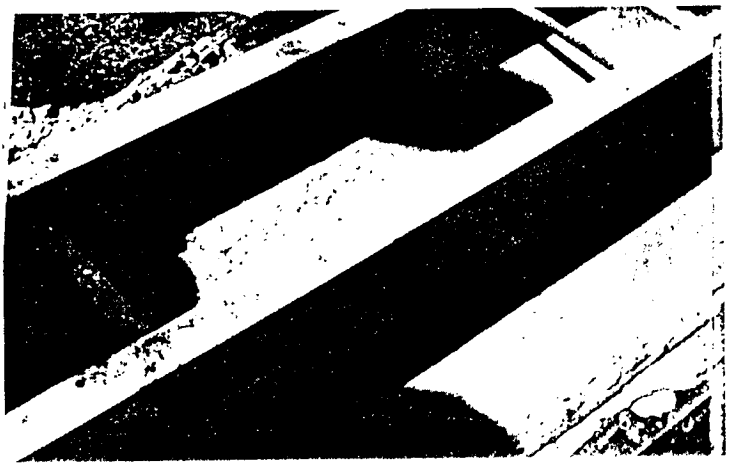


Figura 11.165 Instante do vibroacabamento com régua.

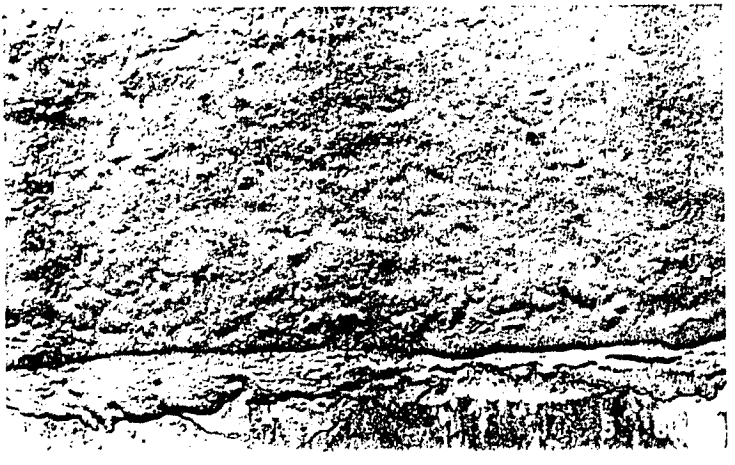


Figura 11.166 – Aspecto do concreto após a primeira etapa através da passagem de régua vibratória.

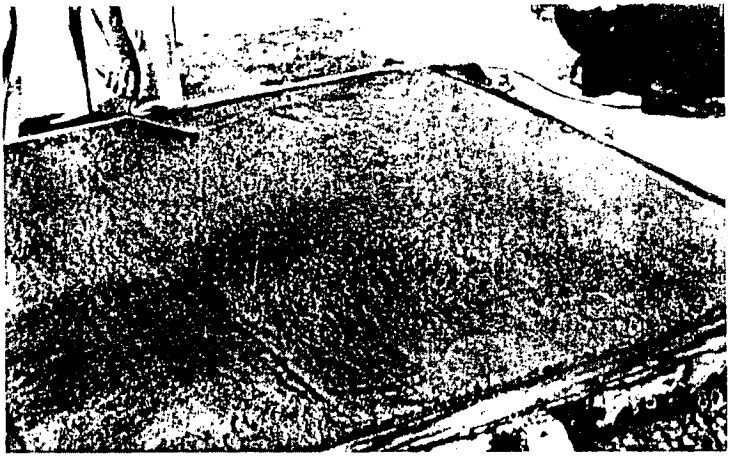


Figura 11.167 — Aspecto da laje após o primeiro acabamento, e preparativos para aplicação do lençol para vácuo

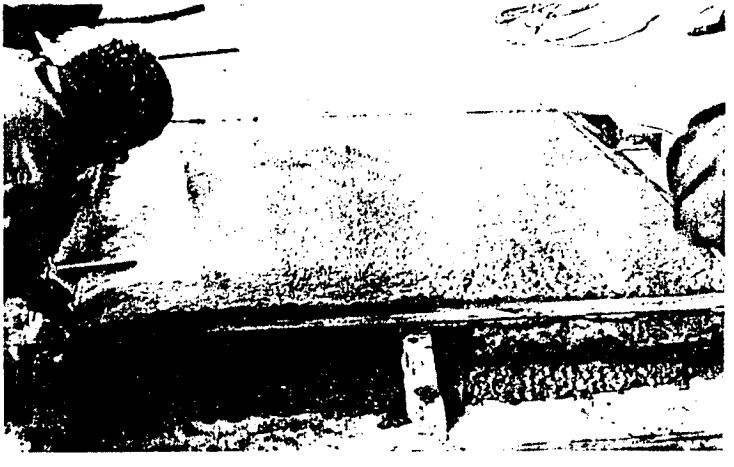


Figura 11.168 — Preparativos (acertos das bordas da forma) para aplicação do vácuo.

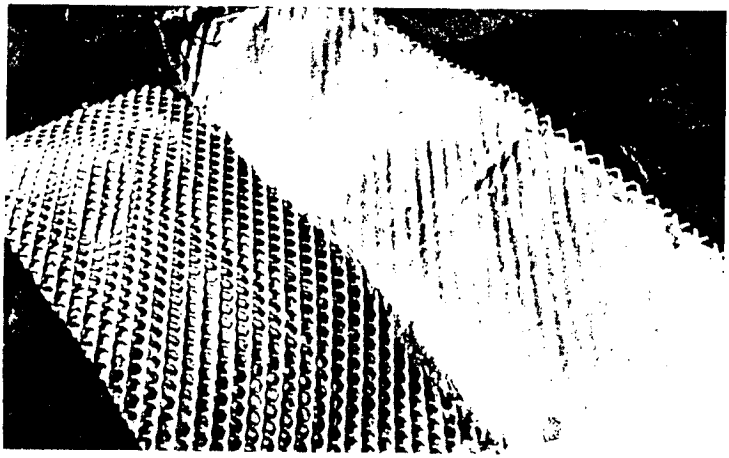


Figura 11.169 — Aspecto da tela intermediária que permite melhor distribuição da ação do vácuo.

A tela é composta por um reticulado plástico e um tecido sintético-poroso. O tecido é colocado em contato com a superfície do primeiro acabamento.

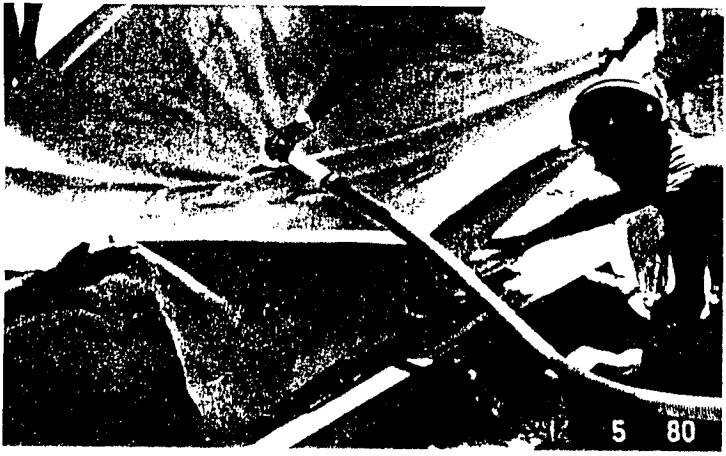


Figura 11.170 — Aplicação da lona plástica que permitirá a ação do vácuo. Sob a lona, e sobre o concreto, nota-se a tela dupla intermediária.

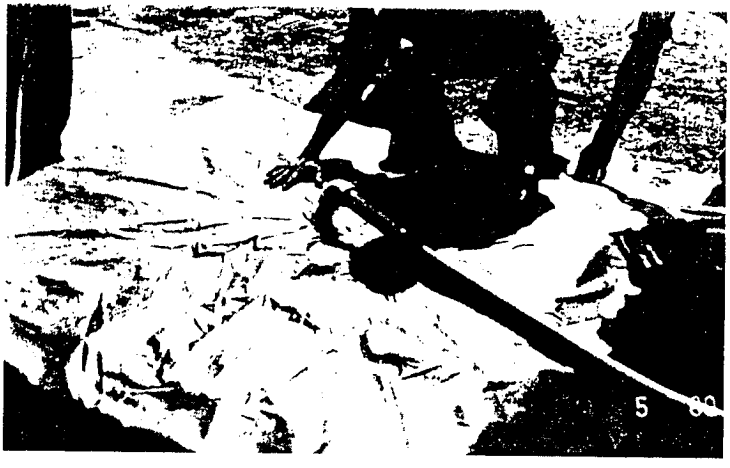


Figura 11.171 — Acertos sobre a lona plastica aplicada.

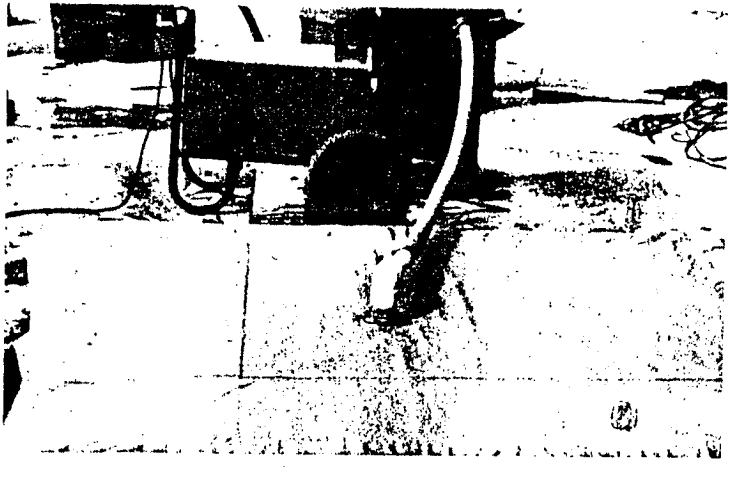


Figura 11.172 — Fase de aplicacao do vacuo. Percebe-se na lona plastica o reticulado da tela dupla intermediaria. Ao fundo nota-se o vasilhame usado para captaçao da água extraida.



Figura 11.173 — Detalhe do equipamento BA-23 — Dynapac, para aplicaçao do vacuo. Recomenda-se que o tempo de aplicação do vácuo esteja ao redor de 1,5 minuto a cada 10 mm de profundidade da peça.

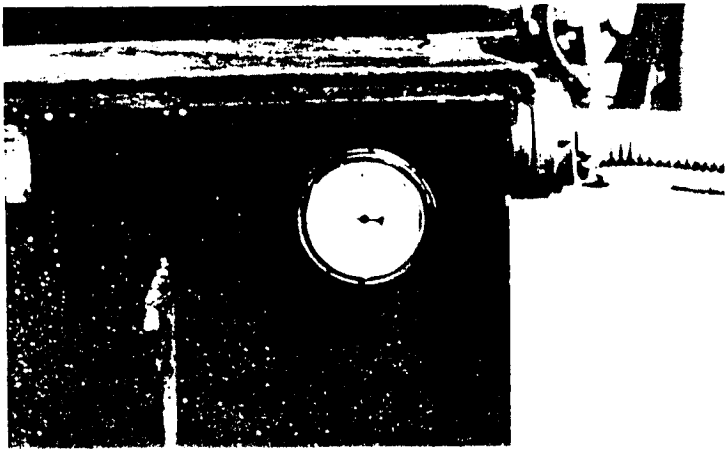


Figura 11.174 — Medidor de vácuo da maquina.

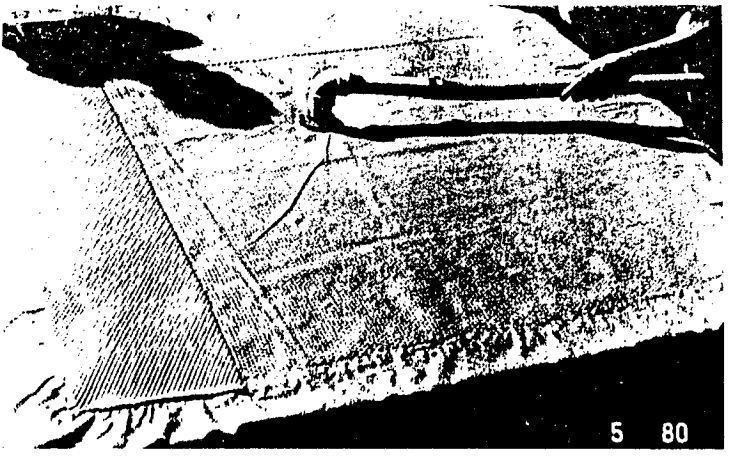


Figura 11.175 — Aspecto da lona plástica, na fase final do processo a vácuo



Figura 11.176 — Retirada da tela dupla intermediária, após retirada da lona plástica

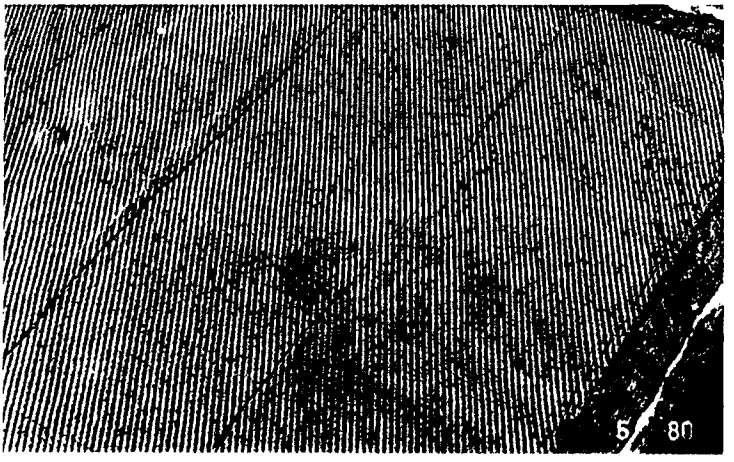


Figura 11.177 — Vista da superfície após a aplicação do processo.

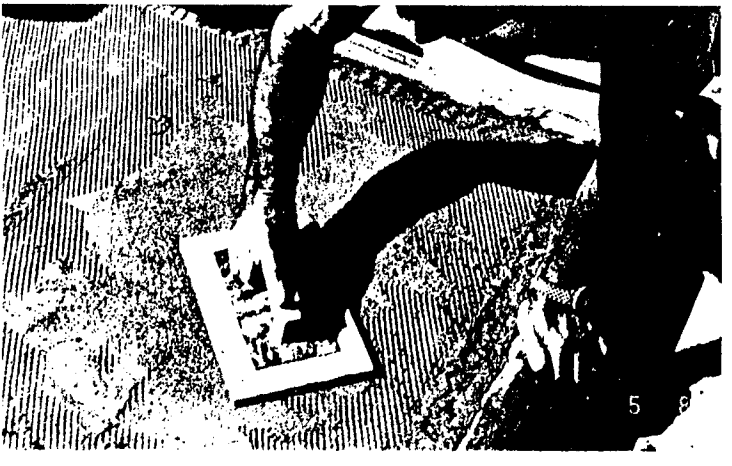


Figura 11.178 — Acabamento com desempenadeira de madeira.



Figura 11.179 — Aspecto da superfície desempenada, com desempenadeira de madeira, com posterior ação da colher de pedreiro.



Figura 11.180 — Aspecto de uma laje-prova para análise do processo, com retirada de testemunhos para ensaios.

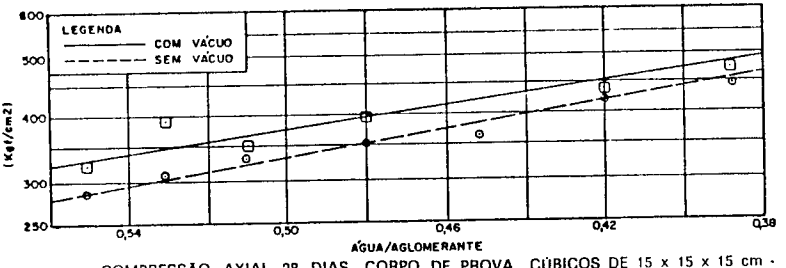
Os concretos foram caracterizados pelos ensaios de resistência à tração na flexão, esclerometria e compressão axial realizados respectivamente em corpos prismáticos (150 mm x 150 mm x 500 mm), cúbicos (150 mm x 150 mm x 150 mm) e cilíndricos

(Ø 150 mm x 300 mm), sendo que os corpos de prova prismáticos foram submetidos a tratamento a vácuo através da utilização de pequenas mantas e posteriormente serrados para obtenção de corpos de prova cúbicos.

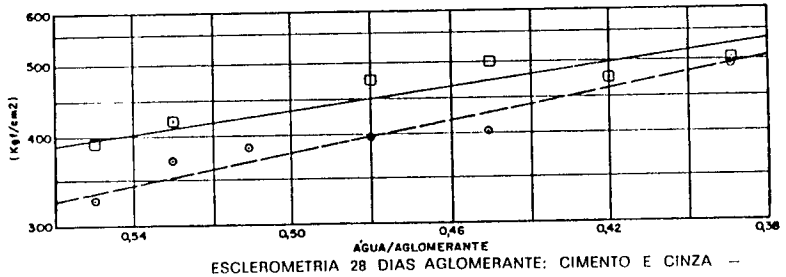
Os resultados das determinações da resistência superficial nos concretos tratados a vácuo, obtidos através de esclerometria, indicam um incremento significativo da ordem de 40% para concretos com relação água/aglomerante acima de 0,480 aos 28 dias.

Os resultados de resistência à compressão axial obtidos através de corpos de prova cúbicos indicam um aumento da ordem de 10% a 20% para concretos com relação água/aglomerante acima de 0,480 aos 28 dias.

A diferença observada entre os resultados dos ensaios de compressão axial e esclerometria deve-se ao fato de que o processo de tratamento a vácuo, tal como utilizado, conduz ao aumento da resistência principalmente nas imediações da superfície.



COMPRESSÃO AXIAL 28 DIAS, CORPO DE PROVA CÚBICOS DE 15 x 15 x 15 cm - AGLOMERANTE: CIMENTO E CINZA – Ø MÁX. = 19 mm



ESCLEROMETRIA 28 DIAS AGLOMERANTE: CIMENTO E CINZA – Ø MÁX. = 19 mm

Figura 11.181 — Resultados de ensaios executados na pesquisa com concreto com acabamento a vácuo.

11.7.3 Aplicação do processo

O processo de concretagem e de tratamento a vácuo pode ser visualizado na figura 11.182. Consiste em lançar o concreto em duas subcamadas, sendo que a segunda subcamada correspondente à da superfície é trabalhada pela prancha deslizante após a vibração. Posteriormente, aplica-se o tratamento a vácuo e acabamento mecânico por pessoal em plataforma de serviço também deslizante (como mostram as figuras 11.183 a 11.186).

Durante o processo de tratamento a vácuo ocorrem recalques da ordem de milímetros em toda a extensão da área tratada, sendo que estes atingem uma ordem de grandeza maior nas áreas de vedação da manta; tais recalques são compensados aumentando-se nestas regiões a espessura da camada em valores correspondentes aos recalques previstos. Eventuais acertos ainda necessários são efetuados durante o acabamento.

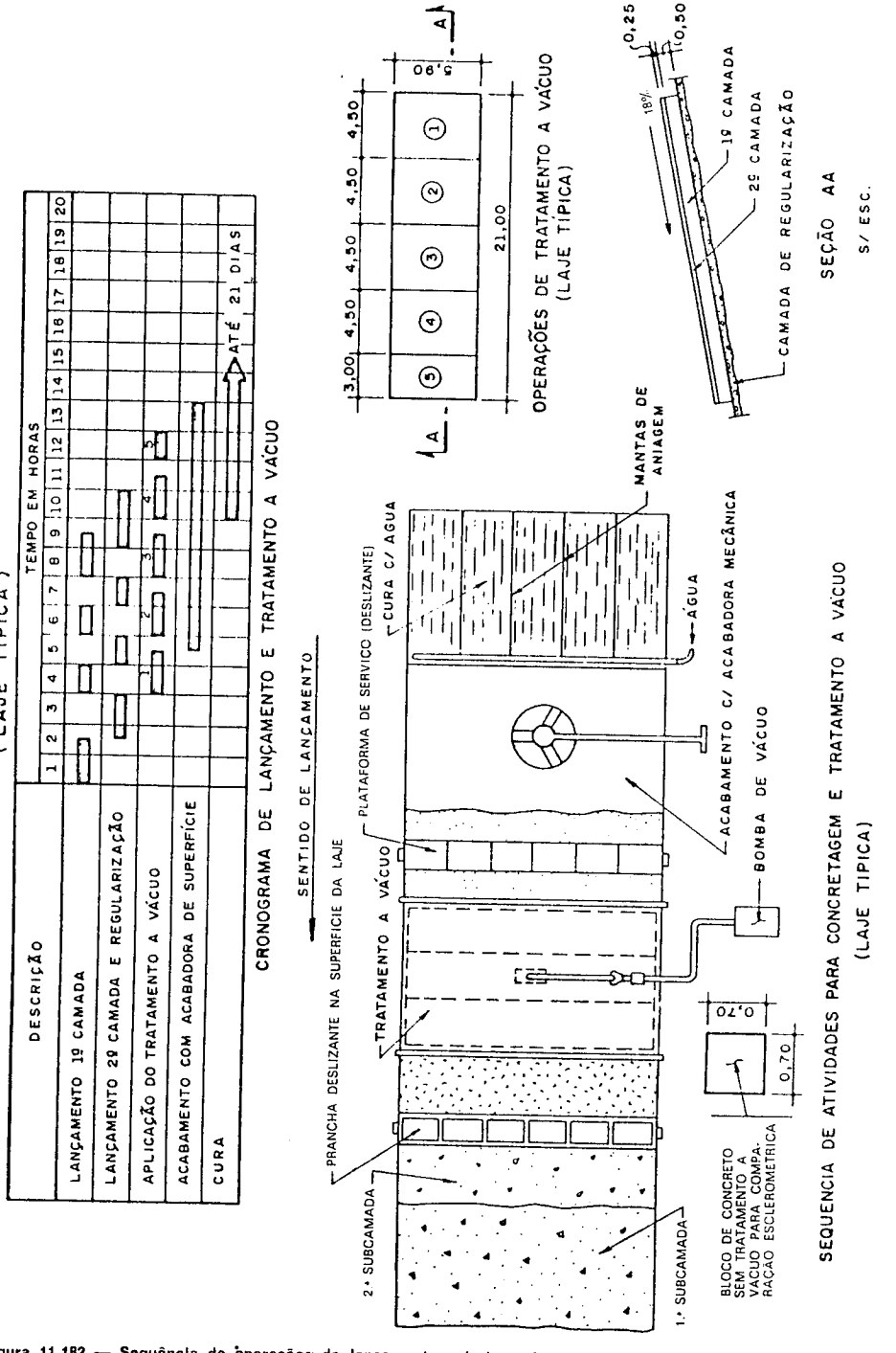


Figura 11.182 — Sequência de operações de lançamento e tratamento a vácuo usado na laje da calha do vertedouro da obra de Emborcação/Cemig.

O equipamento utilizado consta de uma bomba que produz um vácuo em torno de 0,8 kgf/cm² a 0,9 kgf/cm², uma manta impermeável com dimensões de 5 m x 6 m e uma tela reticulada de plástico acoplada a um tecido sintético poroso de dimensões aproximadamente iguais às da manta, que têm como respectivas funções criar um caminho de percolação para retirada d'água e servir de filtro para impedir que as partículas finas do concreto sejam carreadas junto com a água extraída. Com esse tipo de equipamento tem-se conseguido um vácuo da ordem de 80% do vácuo absoluto e uma retirada de água em torno de 4 L/m² a 8 L/m² que representa 10% a 20% da água total de amassamento do concreto, considerando-se a atuação do vácuo até uma profundidade máxima de 250 mm.

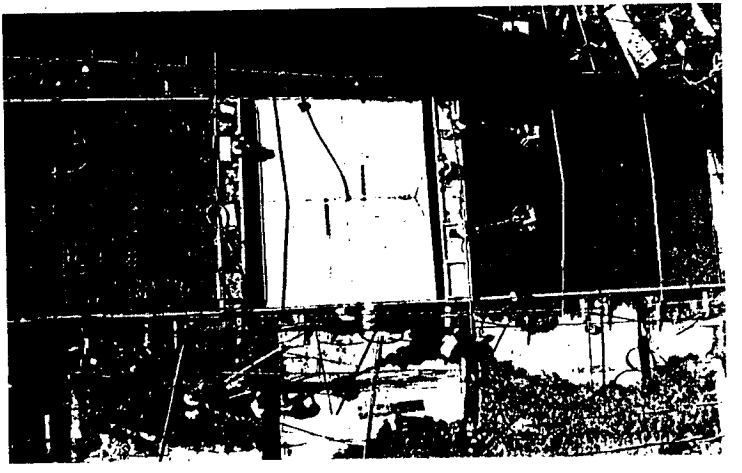


Figura 11.183 — Concretagem, tratamento a vacuo e acabamento superficial.

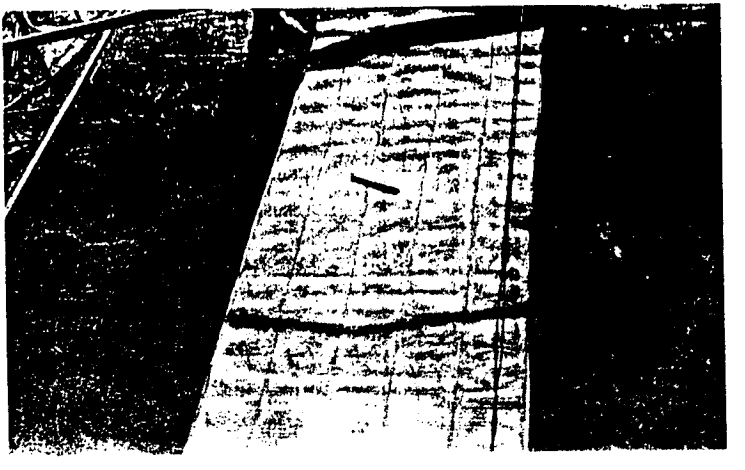


Figura 11.184 — Superficie da laje após o tratamento a vácuo e manta permeável.



Figura 11.185 — Acabamento superficial com acabadora mecanica de superficie.

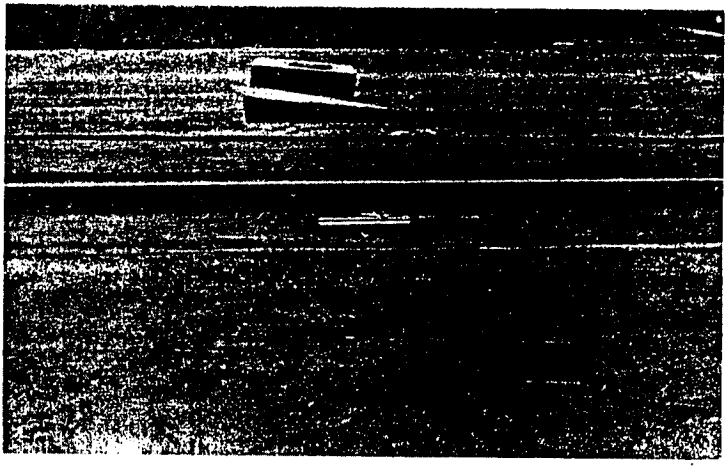


Figura 11.186 — Aspecto do acabamento da superficie da laje.

11.8 Polímeros no concreto

O desenvolvimento da técnica de uso de polímeros no concreto é a ligação possível da velha tecnologia do concreto com cimento hidráulico e da moderna tecnologia da química dos polímeros, resultando em novos materiais.

O uso dos polímeros no concreto permite obter concretos com superfícies mais resistentes e duráveis.

Os polímeros no concreto podem ser compostos através de três tipos básicos:

— Concreto impregnado com polímero: que é um concreto de cimento Portland, já hidratado e curado, e que foi impregnado por um monômero de baixa viscosidade, que se polimerizou "in situ".

— Concreto com cimento Portland e polímero: que é um concreto produzido pela adição de um monômero ou polímero à mistura fresca do concreto, com a subsequente cura e polimerização do material.

— Concreto polímero: que é o material composto pela polimerização de um monômero aglutinado à mistura de agregados.

O objetivo da incorporação dos monômeros e polímeros é de alterar substancialmente algumas propriedades do concreto endurecido. Pequenas quantidades de polímeros, adicionados com objetivo de alterar propriedades do concreto fresco, são consideradas como aditivo.

Monômero é um material orgânico, molecular, que é capaz de combinar quimicamente com moléculas de mesma ou de outra espécie formando material de elevada massa molecular, conhecido por polímero.

O manuseio desses materiais, devido à sua grande toxidade, deve ser feito com extremo cuidado. O armazenamento deve obedecer limites e precauções quanto à temperatura.

Os procedimentos para obtenção do concreto impregnado com polímero consistem na secagem do concreto até à constância de massa, e a posterior saturação com o monômero, sob pressão, para a subsequente polimerização. A temperatura de secagem deve estar ao redor de 150°C. Nota-se que a impregnação de um concreto poroso requer uma maior quantidade de polímero que um concreto denso.

O concreto impregnado com polímero possibilita uma melhoria nas propriedades estruturais e de durabilidade. Há impregnações que propiciaram um aumento de resistência à compressão, superior a 200%, e uma redução da absorção em 99%. A fluência é extremamente reduzida, para valores próximos a zero, visto que a polimerização transforma a fase plástica do concreto, em material essencialmente elástico, com aumento do módulo de deformação em no mínimo duas vezes.

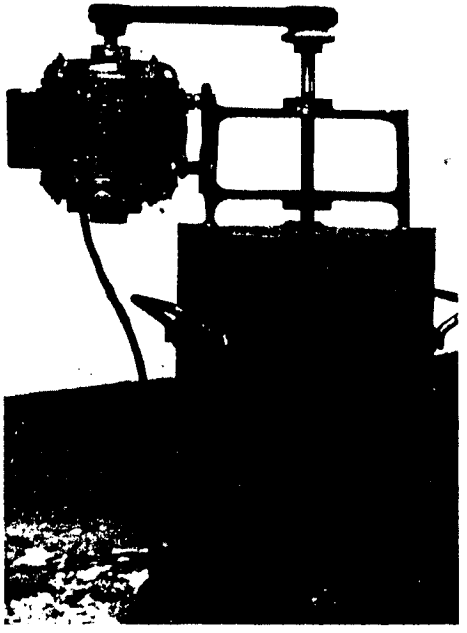


Figura 11.187 — Maquina para ensaios de abrasão (Itaipu Binacional).

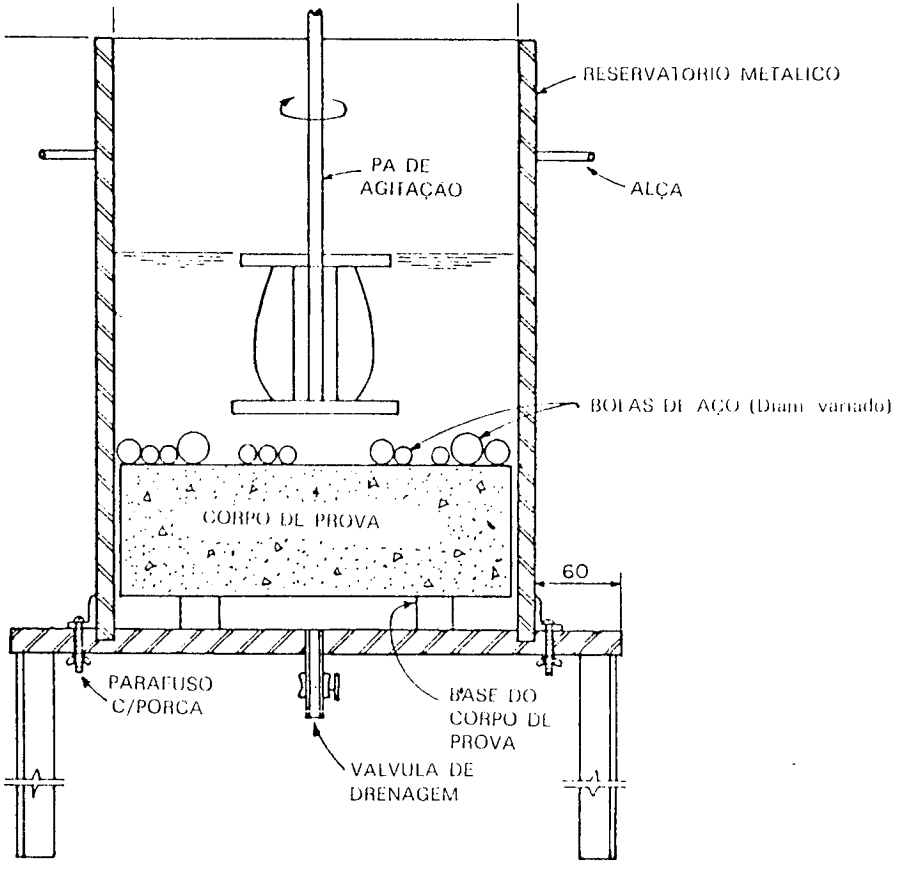


Figura 11.188 Esquema de funcionamento da máquina para ensaios de abrasão

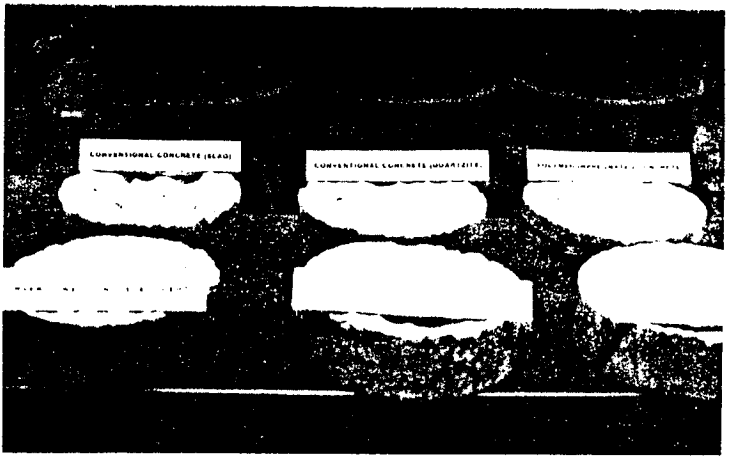


Figura 11.189 — Corpos de prova submetidos ao ensaio de abrasão, evidenciando-se a boa resistência do concreto impregnado por polímero.

A aplicação dessa técnica dos polímeros no concreto pode ser feita em tabuleiros de pontes, peças pré-moldadas, superfícies de escoamento hidráulico, tubos, tanques e outras peças e estruturas.

A principal aplicação é para o endurecimento de superfícies de concreto, sujeitas a escoamento hidráulico. O Corps of Engineers [26] efetuou estudos que mostraram a vantagem do uso do polímero no concreto para reduzir o desgaste à abrasão.

Para tanto foi desenvolvida uma máquina de ensaios para simular os efeitos abrasivos, semelhante à também adotada pela Itaipu Binacional (ver figura 11.187).

Os ensaios efetuados pelo Corps of Engineers, através da máquina de abrasão desenvolvida, mostraram o quadro de valores a seguir.

Pelo quadro de valores nota-se a menor perda à abrasão dos concretos com tratamento superficial.

11.9 Concreto poroso (sem finos)

Concreto poroso é um concreto dosado e produzido com ausência, fundamentalmente, de inertes finos. Isto é, um concreto composto basicamente por agregado graúdo e pasta. Desta forma o concreto apresenta vazios como observado na figura 11.190.

AGREGADO		CONSUMO kg/m³		fcj (MPa)	TRATAMENTO	PERDA POR ABRASÃO % EM MASSA — HORAS					
TIPO	D MÁX. mm	CIMENTO	ÁGUA	28 DIAS	SUPERFÍCIE	12	24	36	48	60	72
calcário dolomítico	19	228,4	164,5	24,3	nenhum	2,27	4,20	5,82	7,42	8,54	9,12
calcário dolomítico	19	228,4	164,5	24,3	poliuretano	0,09	0,13	—	—	—	0,13
calcário dolomítico	19	228,4	164,5	24,3	argamassa acrílica	0,16	0,25	0,33	0,41	0,49	0,57
calcário dolomítico	19	228,4	164,5	24,3	argamassa epoxídica — B.M	0,10	0,14	0,16	0,19	0,20	0,23
calcário dolomítico	19	228,4	164,5	24,3	argamassa epoxídica — A.M	0,02	0,05	0,10	0,13	0,17	0,24
calcário dolomítico	19	228,4	164,5	24,3	resina furânica	0,15	0,20	0,30	0,35	0,37	0,58
calcário dolomítico	19	389,6	210,4	37,0	vácuo	0,78	1,79	2,49	3,40	4,63	5,90
calcário dolomítico	19	389,6	210,4	37,0	nenhum	1,99	4,01	5,87	7,55	8,60	9,61

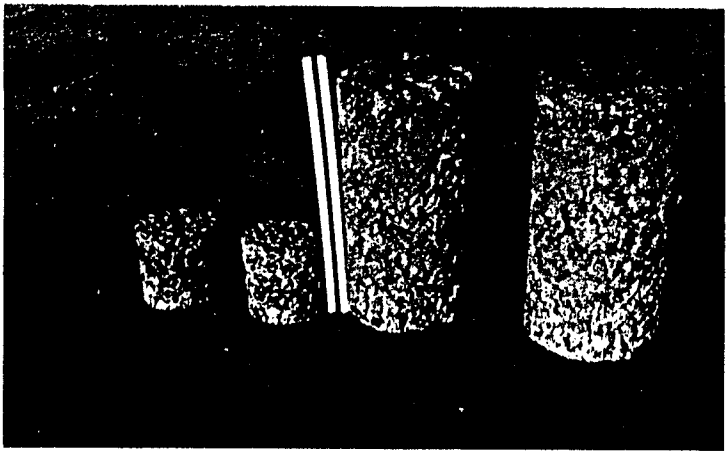


Figura 11.190 — Corpos de prova moldados com concreto poroso, evidenciando-se os vazios entre os agregados.

O concreto poroso é aplicado principalmente em berços de assentamento de drenos, como visto nas figuras 10.3 e 10.4. A função característica desse concreto é a drenagem. Esse tipo de concreto pode alcançar resistências à compressão ao redor de 15,0 MPa e coeficiente de permeabilidade entre 10^{-5} m/s e 10^{-4} m/s.

11.10 Concreto bombeado

O concreto bombeado pode ser definido como sendo o concreto transportado por tubulações, rígidas ou flexíveis, através de pressão e descarregado diretamente na área desejada. O bombeamento pode ser usado em um grande número de construções, porém é especialmente utilizado onde o acesso, ou espaço, não permite o emprego de processos convencionais.

Dentre os tipos de bombas conhecidas, a mais utilizada é a de pistão. A capacidade atual das bombas varia de 5 m^3/h a 70 m^3/h, sendo que as linhas podem atingir até 300 m na horizontal, ou 90 m na vertical. As figuras 10.56 e 10.57 mostram a utilização de bombas na colocação do concreto.

As tubulações podem ser flexíveis ou rígidas e serem de aço, plásticos e ligas metálicas leves. Em se usando tubulações de alumínio deve ser verificado se o efeito abrasivo do concreto junto à tubulação não provoca desgaste da mesma, cujo material (alumínio) pode provocar expansão no concreto (ver item 11.5). O diâmetro da tubulação normalmente se situa entre 80 mm e 200 mm, sendo que o comum é de 100 mm a 130 mm.

O concreto bombeável, embora seja proporcionado com os mesmos ingredientes de um concreto convencional, deve receber atenção especial quanto ao teor de argamassa e ao controle de qualidade dos materiais e do próprio concreto. É sabido que os agregados de seixos rolados produzem concretos de fácil bombeamento. Os concretos aplicados com bomba normalmente possuem um teor de argamassa ao redor de 55% a 60% do volume total (para agregados com D máx. de 19 mm) e a trabalhabilidade entre 60 mm e 150 mm, sendo que os valores mais comuns estão entre 100 mm e 120 mm.

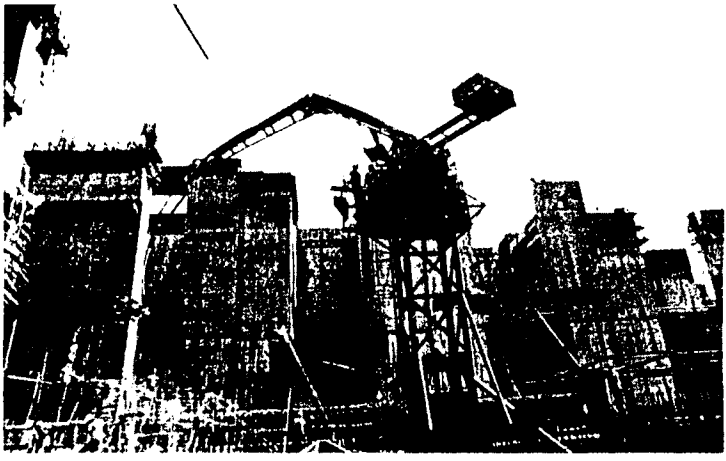


Figura 11.191 — Braço bobo, acoplado em lança de guindaste, com tubulação para lançamento do concreto a grandes alturas, através do bombeamento.

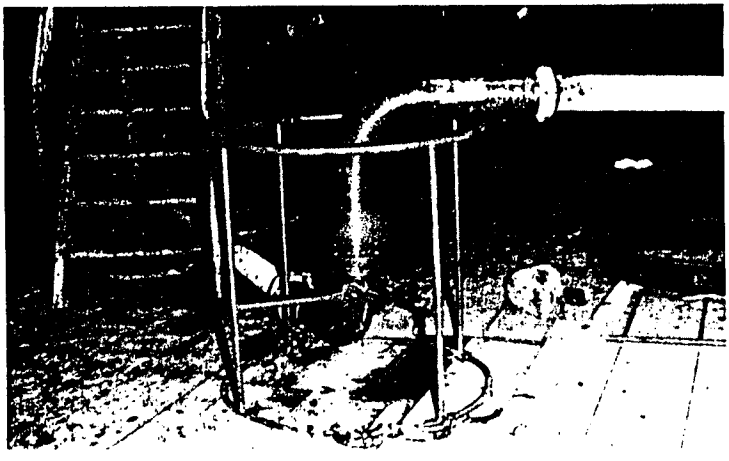


Figura 11.192 — Dispositivo mecânico que permite a tubulação de bombeamento girar horizontalmente a 360°

O tamanho máximo do agregado não deve ser maior que 1/3 do diâmetro da tubulação.

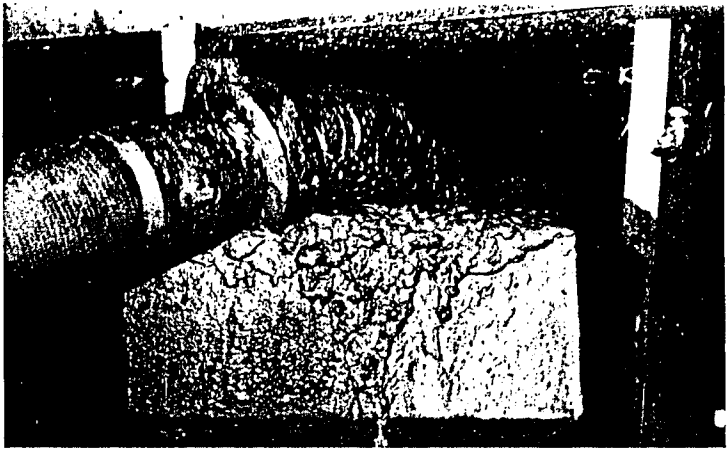


Figura 11.193 — Tubulação (mangote) flexível de bombeamento de concreto, acoplado a um terminal metálico

O agregado miúdo deve ter módulo de finura entre 2,40 a 3,00, sendo que os valores mais elevados produzem concretos mais ásperos. Ao se trabalhar com agregados porosos ou de grande absorção, estes devem ser previamente saturados, para não prejudicar o bombeamento.



Figura 11.194 — Visualização da alta plasticidade de um concreto aplicado com bomba.

Ao se iniciar o bombeamento é conveniente lubrificar a tubulação, para que parte da argamassa do concreto a ser aplicado não seja usada para isso. A lubrificação pode ser feita com a própria argamassa do traço. Durante o bombeamento a alimentação do concreto deve ser contínua para que não haja interrupções.



Figura 11.195 — Caminhões-betoneira, acoplados à bomba, com intuito de garantir a sequência dos trabalhos.

É conveniente, quando se tem linhas de bombeamento de grande comprimento, que se trabalhe com linha dupla, para garantir a sequência dos trabalhos.

11.11 Concreto projetado

Concreto projetado é o concreto, ou argamassa, transportado através de uma tubulação e projetado pneumaticamente contra uma superfície. A força do impacto do jato, contra a superfície, adensa o material. Geralmente é usada uma mistura seca, sendo que o material, nessa condição é capaz de suportar a si mesmo sem escorrer, mesmo projetado em superfícies verticais ou horizontais de baixo para cima.

O concreto projetado quando adequadamente aplicado é um material estruturalmente durável e apresenta uma excelente aderência com o concreto, argamassa, aço e outros materiais. Entretanto essas propriedades favoráveis só serão obtidas se houver um planejamento e supervisionamento adequados.

A relação água/cimento do concreto projetado normalmente se situa na faixa de 0,35 a 0,50 (em massa) o que é razoavelmente baixo comparando-o com os concretos convencionais. Possui entretanto uma retração por secagem superior ao dos concretos de baixa trabalhabilidade.

Quando a aplicação do concreto projetado não requerer acabamento, a areia usada pode ser grossa (módulo de finura ao redor de 3,0). Quando o acabamento for condição preponderante, deve ser usada areia mais fina (MF = 2,0).

Há, basicamente, dois processos para aplicação do concreto projetado. Um é o processo por via seca que consiste nos seguintes passos:

— mistura do agregado e do cimento;

— a mistura, de cimento agregado, é colocada em um sistema mecânico para lançamento;

— a água é introduzida no bocal de saída;

— essa mistura é transportada por ar comprimido até o bico de lançamento. O bico possui uma entrada, perfurada, através da qual a água é introduzida sob pressão e intimamente misturada aos outros ingredientes;

— a argamassa é lançada a alta velocidade contra a superfície a ser concretada.

O processo por via úmida consiste nos seguintes passos:

— todos os ingredientes, inclusive a água de mistura, são misturados homogeneamente;

— a mistura é colocada na câmara de lançamento;

— a mistura, através de ar comprimido, passa para a tubulação;

— quando a argamassa atinge o bocal, adiciona-se ar a fim de aumentar a velocidade;

— a argamassa é lançada a alta velocidade contra a superfície a ser concretada.

Ambos os processos possuem vantagens e desvantagens que devem ser analisadas na escolha para aplicação, durante o planejamento dos trabalhos.

O concreto projetado pode ser mais econômico do que o concreto convencional, pois utiliza equipamentos pequenos e portáteis.

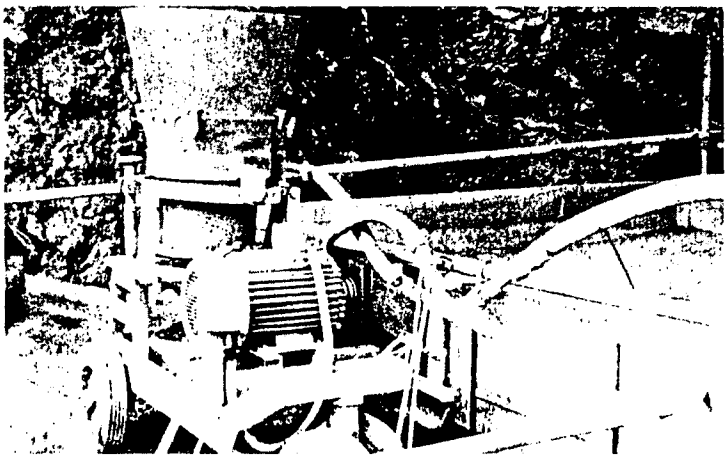


Figura 11 196 — Equipamento para projeção de concreto pelo processo por via seca.

A maioria dos valores de resistência à compressão (aos 28 dias de idade) situa-se no intervalo de 25,0 MPa a 50,0 MPa, sendo que podem ser obtidos valores superiores a 60,0 MPa.

Durante a contrução da obra de Itaipu, o controle do concreto projetado aplicado em algumas regiões, acusou o seguinte quadro de valores:

COMPOSIÇÃO (kg/m³)		VALORES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL SIMPLES DE CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS Ø 80 mm x 160 mm	
Cimento	— 420	IDADE (dias)	fcj — MPa
Água	— 210	3	16,8
		7	21,7
A/C	= 0,5	14	24,2
Agregados		21	27,3
D máx 9,5 mm	= 1710	28	30,2
		90	40,4

A permeabilidade desse concreto projetado, ensaiado através de corpos de prova cilíndricos ∅ 15 cm x 15 cm, apresentou à idade de 28 dias, valores entre 3 x 10^{-12} m/s e K = 9 x 10^{-11} m/s.

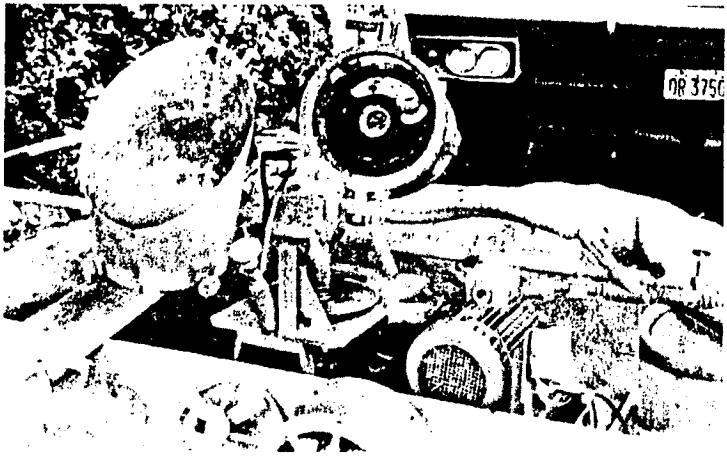


Figura 11.197 — Vista das partes internas de uma bomba usada no processo por via seca.

Recomenda-se, entretanto, que resistências superiores a 28,0 MPa sejam especificadas somente para serviços de concreto projetado, sob rigorosa supervisão durante a execução.



Figura 11.198 — Colocação da mistura, na bomba, no processo por via seca.

A proporção da mistura, graduação e qualidade do agregado, taxa e espaçamento da armadura, posição de trabalho, características e condições de equipamento e especialmente a qualidade da mão de obra afetam a qualidade do concreto projetado "in situ". Deve ser feito, então, um estudo "a priori" para o começo dos trabalhos, verificando-se a qualificação da mistura, do equipamento, dos operadores e eventualmente dos aditivos usados. Para esse estudo de serviço simulado são adotados painéis de ensaio, simulando as condições de trabalho.

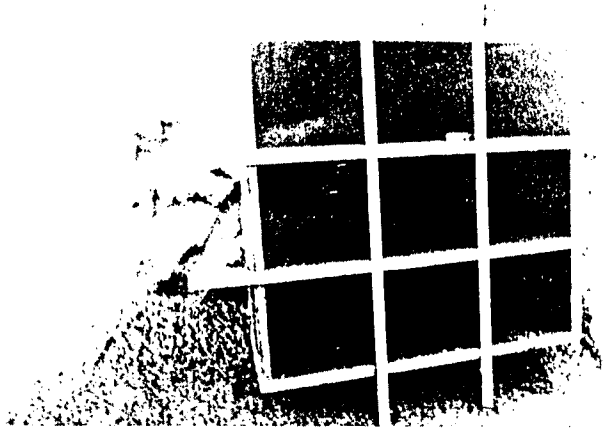


Figura 11 199 — Painel para projeção do concreto, para execução de ensaio de simulaçao de serviço.

O painel deve ser suficientemente amplo para fornecer a quantidade de corpos de prova desejados, além de mostrar a qualidade e uniformidade a serem esperadas na estrutura.



Figura 11 200 — Aplicaçao do concreto projetado em um painel para ensaio. A distancia do operador nao deve diferir da prevista para os serviços.

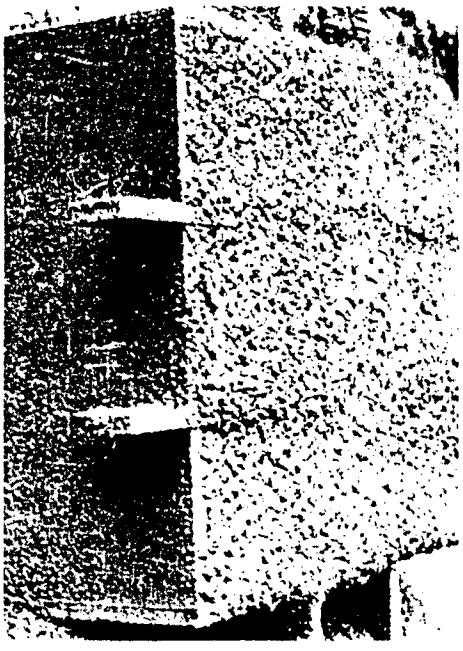


Figura 11 201 — Painel concretado, na posição vertical, simulando a condição de aplicação.

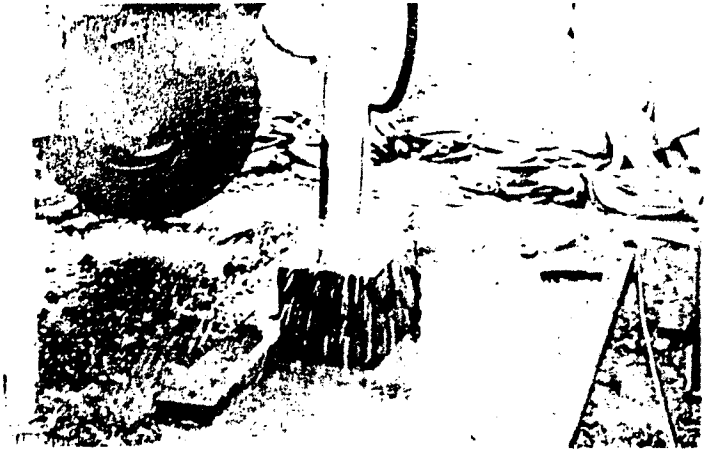


Figura 11 202 — Extração de corpos de prova cilíndricos, de blocos do painel, para ensaios de controle.

A aplicação do concreto projetado deve ser adequadamente programada, e o programa de trabalho deve ser de conhecimento do operador.

Para a aplicação do concreto projetado contra o solo este deve ser, primeiramente, compactado e regularizado. As superfícies devem estar na condição de saturada superfície seca.

As fôrmas, além de atender ao recomendado no item 8, devem ser construídas de modo a permitir a saída do ricochete e do ar.

As armaduras eventualmente utilizadas, devem ter, de preferência, bitola inferior a 16 mm.



Figura 11 203 — Colocaçao de tela de fios soldados, em um talude rochoso, a receber concreto projetado.

A folga mínima ao redor da armadura deve ser no mínimo três vezes o diâmetro máximo do agregado usado. O cobrimento mínimo, normalmente usado, é o mesmo para armadura do concreto convencional.

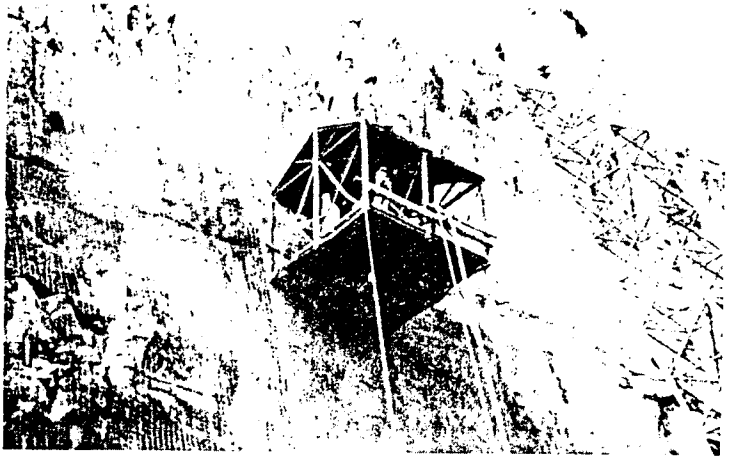


Figura 11 204 — Aplicaçao do concreto projetado, atraves de uma plataforma suspensa, em um talude rochoso em estabilizaçao. Ve-se a malha da armadura.

A concretagem de cada camada com concreto projetado deve ser efetuada através de passes sucessivos do jato. O concreto deve ser lançado em fluxo ininterrupto e uniforme. Caso o jato fique intermitente, deve ser desviado da área em projeção.

Durante a projeção o jato deve ficar perpendicular à superfície, porém, havendo armadura, o jato deve ser levemente inclinado, para que possa haver envolvimento da armadura, e facilitar a remoção do ricochete. Nessa oportunidade a mistura deve ser um pouco mais úmida que o normal, mas sem haver escorregamento. Se a mistura for muito seca pode haver excessivo ricochete.

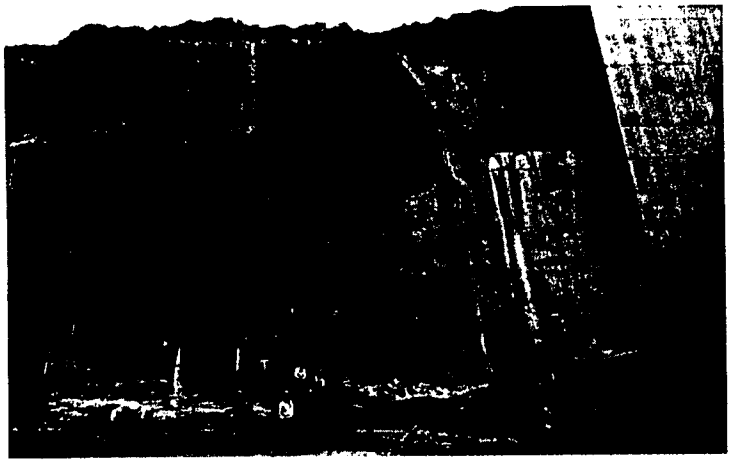


Figura 11.205 — Superfície com concreto projetado de um canal de escoamento hidráulico (canal de desvio de Itaipu).

Ricochete é parte do agregado e da pasta de cimento que ricocheteia na superfície, durante a projeção, devido ao choque com a superfície resistente. A quantidade de ricochete varia com a posição de aplicação, pressão do ar, teor de cimento e de água, tamanho máximo do agregado e graduação, taxa de armadura e espessura da camada. De maneira geral são aceitas as seguintes quantidades de ricochete:

— pavimentos	— menos que 15%;
— paredes verticais	— menos que 30%;
— paredes horizontais de baixo para cima	— menos que 50%.

O ricochete não deve ser reaproveitado pelo jateador, pois pode ter havido hidratação parcial do aglomerante.

Deve se aplicar um tratamento. Esse tratamento constitui-se na remoção de toda nata, material solto. É comum adotar-se o critério do corte verde.

Do ponto de vista de qualidade e durabilidade do concreto projetado, prefere-se o acabamento natural. É perigoso que a realização de algum outro acabamento possa prejudicar a qualidade.

A cura é importante, também, para o concreto projetado, e deve ser feita pelo menos até a idade de sete dias.

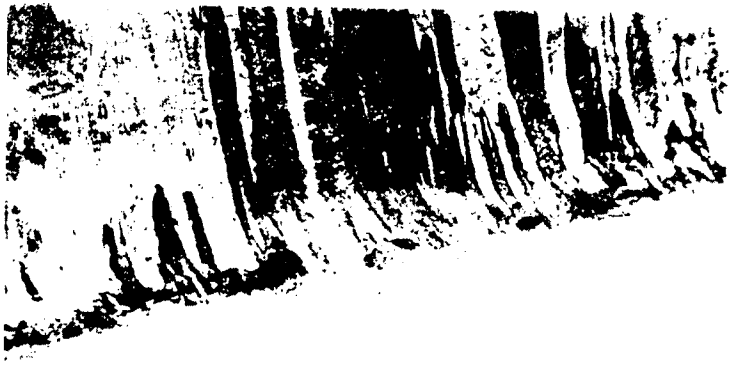


Figura 11.206 — Concreto projetado aplicado em talude rochoso (ver figura 11.205) sofrendo a solicitação de escoamento hidráulico.

11.12 Concreto leve

O uso estrutural do concreto leve geralmente está condicionado a um barateamento global da estrutura. O peso da estrutura de concreto é sempre comparado com as cargas atuantes e uma pequena redução em seu peso, particularmente para peças à flexão, pode proporcionar uma considerável redução de mão-de-obra e custo. A redução do peso próprio pode ser obtida através de um projeto mais detalhado, pelo uso de protensão, de adoção de estruturas celulares ou de um concreto com menor massa específica.

São conhecidos vários materiais designados como concreto leve ou celular. Na maioria dos casos, os diversos tipos de concreto leve, em função dos métodos de fabricação podem ser definidos em:

— concreto leve, preparado por meio de incorporação de vazios, através de um agente de expansão;

— concreto leve, preparado pelo uso de agregados leves (com porosidade suplementar), como argilas expandidas.

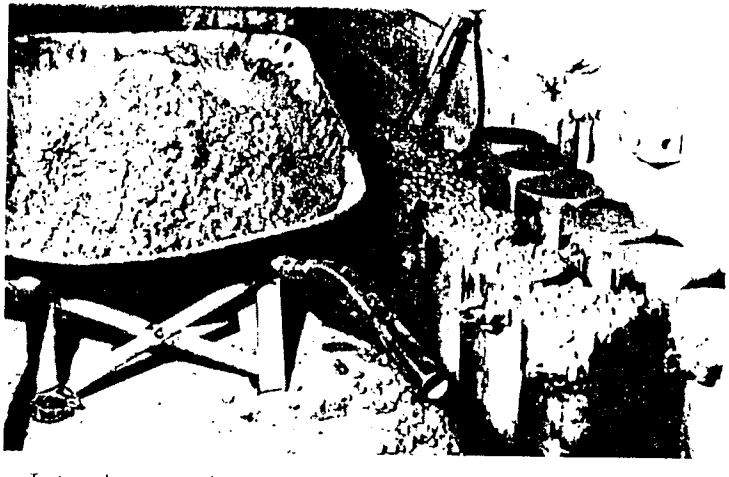


Figura 11.207 — Textura de concreto leve com agregado de argila expandida.

Dentro do primeiro caso situam-se os concretos produzidos com materiais do tipo do poliestireno expandido "styropor".

O concreto leve além de possuir boa resistência mecânica, e pequena massa específica, possui boa capacidade de isolação térmica e acústica como é o caso da vermiculita, grupo de minerais laminares formados por silicatos de alumínio — magnésio —, ferro originado pela alteração das micas. A vermiculita submetida a um choque térmico se expande tornando-se extremamente leve, possuindo massa específica aparente entre 80 kg/m³ e 240 kg/m³, resultando em bom isolante térmico e acústico.

Devido ao baixo peso específico, os concretos produzidos com materiais leves, possuem, normalmente, grande absorção propiciada também pela absorção dos materiais. Desta forma deve-se tomar cuidado nas operações de dosagem desses concretos. No item 5.2 foram apresentados alguns resultados obtidos com concretos leves. Poderão ser obtidos outros valores, através de dosagem adequada.

11.13 Concreto pesado

O concreto pesado, ao contrário do concreto leve é obtido a partir de agregados com elevada massa específica. Tendo em vista os cuidados técnicos para obtenção dos agregados, manuseio, produção e lançamento desse tipo de concreto, seu custo é bastante elevado. O concreto pesado é geralmente usado para o isolamento de estruturas especiais, normalmente aquelas para proteção contra determinadas radiações.

Os agregados pesados, normalmente usados, são materiais ferrosos, como exemplificado:

Agregado pesado	Massa específica kg/m³
Limonita	3450 — 3700
Barita	4200 — 4300
Hematita	4400 — 4600
Ferro pelotizado	6000 — 7000
Aço	7850
Magnetita	4300 — 4550

Os demais materiais usados na composição do concreto pesado são os usuais para o concreto convencional.

O proporcionamento dos concretos com agregados pesados pode ser feito da mesma maneira que o concreto convencional. Cuidados suplementares devem ser tomados durante a produção, transporte e lançamento desses concretos, isto devido aos problemas que podem ocorrer nos escoramentos das fôrmas, suportes de bicas, capacidade de guindastes e dimensões de caçambas.

Os valores das propriedades apresentadas pelos concretos com agregados pesados são semelhantes, com exceção da massa específica, àqueles apresentados pelos concretos convencionais.

Um dos processos mais adequados para a colocação do concreto pesado é o do concreto com agregado pré-colocado (ver item 11.4).

11.14 Concreto para efeitos estéticos

A tecnologia associada à arte pode propiciar o desenvolvimento de uma larga gama de acabamentos superficiais. O concreto, então, através do acabamento e efeitos de forma, textura e coloração pode dar efeitos arquitetônicos os mais diversos.

Os efeitos estéticos (ver figura 8.1) podem ser obtidos através do uso de agregados expostos pela ação de retardadores ou jateamento, pela ação moldante das fôrmas projetadas para essa finalidade, pelo uso de corantes ou outro processo combinando a imaginação e a técnica.

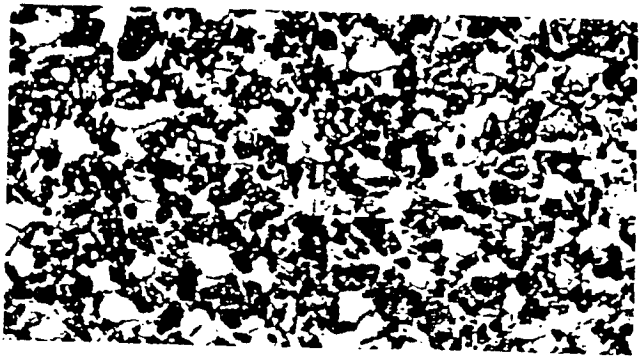


Figura 11.208 — Painel composto com concreto composto por cimento branco, granito verde, granito rosa e mármore branco, moldado contra uma película de retardador e posteriormente jateado.

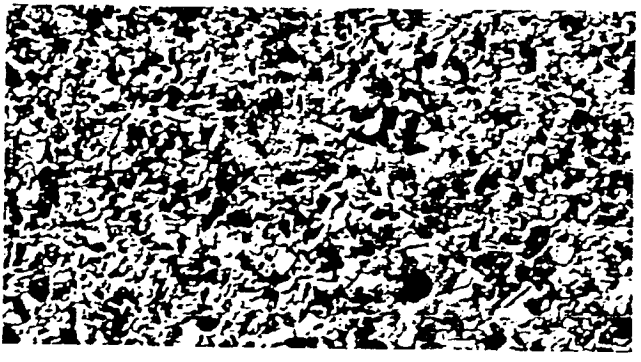


Figura 11.209 — Combinação de vidro alaranjado e agregado natural não refletivo, de cor marrom.

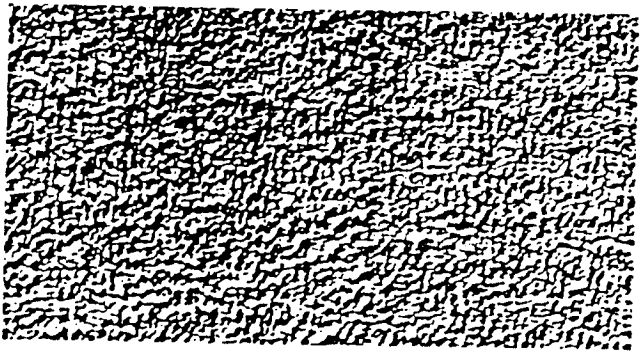


Figura 11.210 — Painel moldado com pigmentação de óxido de ferro (6% em relação à massa de cimento) dando coloração amarela

11.15 Concreto curado a vapor

11.15.1 Generalidades

Concreto curado a vapor é um concreto submetido à cura em vapor de água a pressão determinada e temperatura geralmente estabelecida entre 40°C e 200°C, aproximadamente.

O principal objetivo da cura a vapor é o de acelerar o desenvolvimento da resistência de tal maneira que as fôrmas possam ser retiradas e reusadas em curtos intervalos e as peças moldadas possam ser usadas ou estocadas em baixas idades.

A técnica da cura a vapor é bastante usada na fabricação de peças pré-moldadas com intuito de possibilitar a redução da área de moldagem e estocagem, além de possibilitar a reutilização de fôrmas e berços de moldagem. Muitas centrais de pré-moldados trabalham 24 horas por dia, com peças pré-moldadas com resistências especificadas para saque, manuseio e uso, entre 15,0 MPa e 28,0 MPa. Esses valores são, normalmente, atingidos com ciclos entre 12 horas e 18 horas com cura a pressão atmosférica.

A cura a vapor pode ser feita basicamente por dois processos:

— alta pressão;

— baixa pressão.

Cura a vapor a alta pressão (autoclave) é a cura à atmosfera saturada de vapor a temperaturas superiores à de ebulição da água e a pressões superiores à atmosférica. Este tipo de cura, quando empregada, normalmente é adotada para peças pré-moldadas de dimensões reduzidas tais como blocos de alvenaria, telhas etc.

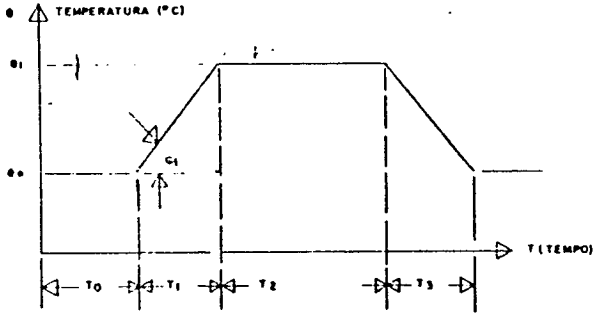
Cura a vapor a baixa pressão ou à pressão atmosférica é a cura à pressão normal, atmosférica, a temperaturas inferiores a 100°C. É o processo mais utilizado, e será aqui abordado.

O vapor d'água é o método mais eficiente e econômico de produzir calor e umidade para a cura a vapor, garantindo ao concreto o ambiente necessário para a hidratação a determinada temperatura.

11.15.2 Definições — Ciclo

O ciclo — sequência de períodos — de cura pode incluir os seguintes períodos: (ver figura 11.211).

Sendo:



T_0 = tempo inicial à temperatura Θ_0;

T_1 = tempo de duração da elevação de temperatura a um gradiente G_1 expresso em °C/h;

T_2 = tempo de manutenção da temperatura máxima (fase isotérmica) a temperatura Θ_1;

T_3 = tempo de duração da fase de resfriamento a um gradiente térmico G_2.

Figura 11.211 — Ciclo térmico teórico para a cura a vapor.

— Fase inicial — T_0 — período correspondente entre a fabricação e a aplicação do vapor. No transcorrer desse período iniciam-se as primeiras reações de hidratação dando certa estabilidade, antes da exposição ao vapor. A fase inicial tem duração normal entre duas e cinco horas, dependendo do tempo de pega da mistura, do método de moldagem. Os períodos mais curtos (duas horas) têm sido usados satisfatoriamente para misturas com baixa trabalhabilidade e pequeno tamanho máximo do agregado (= 19 mm). Os períodos mais longos têm sido usados para concretos com bitola mais elevada e mais trabalháveis.

A temperatura ambiente na fase inicial deve ser mantida dentro do intervalo de 5°C a 35°C, e de preferência ao redor de 25°C. O tempo "T_0", pode ser estimado teoricamente, ainda, através da expressão:

$$T_0 = \frac{A/C}{0{,}45\ (0{,}20 + RS)} \text{ x horas, sendo:}$$

A/C = fator água/cimento do concreto usado;

RS = relação entre a área de fôrma da peça e a sua área total.

Essa expressão tem razoável validade para $0{,}35 < A/C < 0{,}55$ e Θ_0 ao redor de 20°C.

— Fase de elevação da temperatura — T_1. É o período durante o qual a temperatura do produto se eleva à velocidade controlada, desde a temperatura Θ_0 °C até o valor desejado Θ_1 °C. O gradiente G_1 pode ser estimado teoricamente através de

$$G_1 = \frac{8}{e + 0{,}25} \text{ em °C/h (valor máximo), sendo e = espessura da peça (m).}$$

O valor de G_1 normalmente está situado entre 10 e 20°C/h.

— Fase de manutenção da temperatura máxima (Θ_1) — T_2. Corresponde ao período durante o qual a temperatura é mantida constante, em seu valor máximo estabelecido (Θ_1). Durante esse período a resistência do produto se eleva aos níveis desejados para a desforma e manuseio. É o período de regime isotérmico. O tempo T_2, normalmente se situa entre quatro e 12 horas, e depende das características dos aglomerantes, sendo mais curto para cimentos de alta resistência inicial e mais longo para cimentos de baixa resistência inicial.

O tempo T_2 pode ser avaliado através da maturidade (ver conceito mais adiante), por:

$$T_2 = \frac{Fm_2 - (Fm_0 + Fm_1 + Fm_3)}{\Theta_1}, \text{ sendo}$$

Fm_i = fator de maturidade no período "i" (dos períodos T_0, T_1, T_2 e T_3).

— Fase de resfriamento — T_3. É o período decorrido para resfriamento da peça desde a temperatura Θ_1 °C até a temperatura ambiente, ou a Θ_0 °C. O gradiente de resfriamento pode ser admitido como sendo $G_3 = G_1$, dando-se desta maneira períodos de T_3, iguais a T_1. Admite-se nesta fase que a diferença de temperatura da face da peça e seu interior não seja superior a 30°C. Deve ser tomado cuidado na fase de resfriamento para que o ambiente seja mantido úmido, para que não ocorra retração por secagem e, eventuais, fissuras. Foi verificado [27] que para uma Θ_0 = 30°C e Θ_1 = 80°C, com médio = 50 cm o interior de uma peça curada termicamente leva cerca de 45 horas a 50 horas, após o término do ciclo, para atingir a temperatura ambiente.

— Maturidade: Entende-se que o concreto atingiu a maturidade "X" °C.h, quando esteve submetido durante "t" horas, sob a temperatura de ( )°C, tal que "X" = (t x) °C.h. O conceito de maturidade é expresso pela lei de Saul e outros, que correlaciona a evolução de resistência e o produto período x temperatura da condição de cura, ou seja:

concretos de mesma maturidade têm aproximadamente a mesma resistência qualquer que seja a combinação de temperatura e tempo empregado até aquela maturidade. Esse conceito tem boa validade a baixas idades.

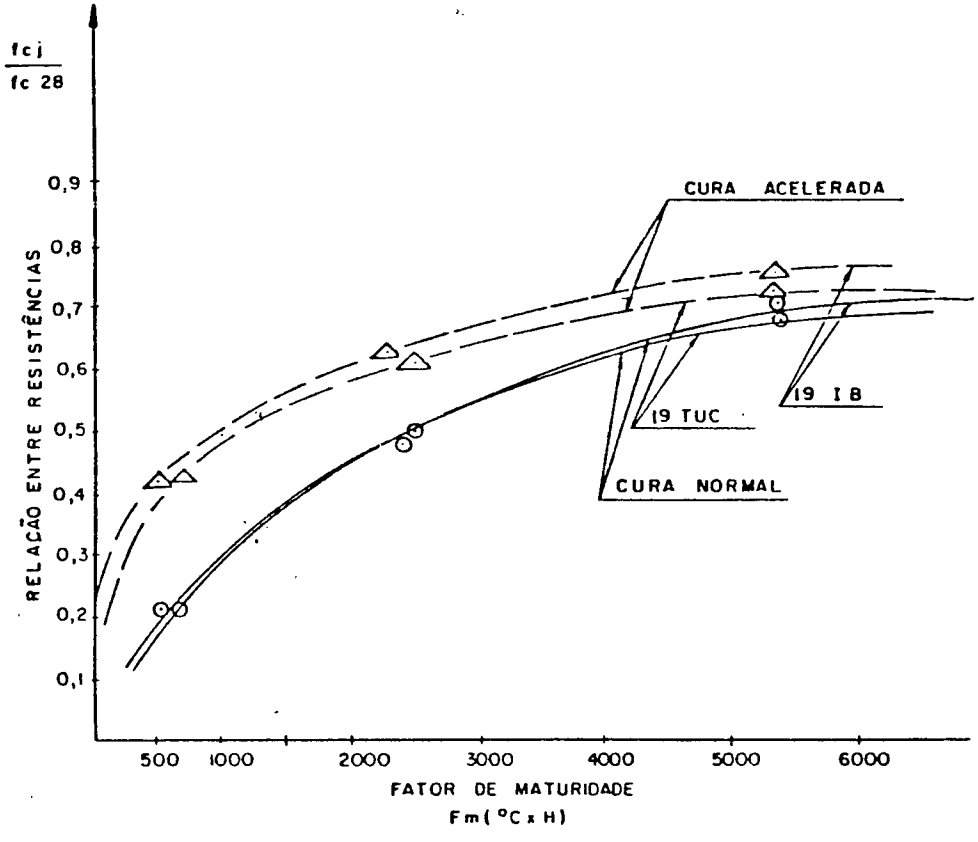


Figura 11 212 — Curvas de maturidade obtidas por duas misturas em dois laboratórios distintos.

Para se verificar a praticidade do conceito de maturidade (figura 11.212) foram comparadas duas misturas distintas, ensaiadas em dois laboratórios distintos, a saber:

Mistura			19-TUC	19-IB
Laboratório			Tucuruí — ELN	Itaipu
D máx (mm)			19	19
A/CEO			0,40	0,40
Cimento kg/m³			263	450
Mat. Pozolâmico kg/m³			99	—
Trabalhabilidade cm			9,5 + 0,5	5,5 + 1,0
fcj MPa	imediato	normal	5,8	8,4
		vapor	12,4	17,3
	3 dias	normal	15,1	19,2
		vapor	17,8	25,0
	7 dias	normal	21,3	29,4
		vapor	20,8	30,5
	28 dias	normal	31,1	41,7
		vapor	28,9	40,9

11.15.3 Aplicações

Para estabelecimento dos ciclos de cura devem ser tomados cuidados procurando otimizar os tempos e as caracteristicas dos componentes da mistura.

CICLO	Períodos (Horas)					Temperaturas °C		Maturidade	Resistência
	T_0	T_1	T_2	T_3	Total	θ_0	θ_1	Fm (°CxH)	fcj-MPa
A	2	2	2	4	10	30	75	525	11,9
B	1	2	3	4	10	30	75	570	12,3
C	2	1	4	3	10	30	75	570	16,5
D	1	2	4	3	10	30	75	593	15,6
E	1	2	3	4	10	30	75	570	12,3
F	2	1,5	2	3,5	10	30	75	473	7,5
Valores extraídos de [28].									

Pela tabela acima, obtidas a partir de um concreto com D máx. = 19 mm e consumo de 450 kg/m³ de cimento, observa-se que embora os ciclos A e E tenham a mesma duração (10 horas), com maturidades entre 525 e 570°C . h, os ciclos "C", "D", apresentaram melhores resultados, mostrando a importância do período "T_2" da fase de manutenção da temperatura máxima.

CICLO	Períodos (Horas)					Temperaturas °C		Maturidade	Resistência
	T_0	T_1	T_2	T_3	Total	θ_0	θ_1	Fm = °CH	fcj-MPa
X	1	2	5	2	10	30	80	650	16,7
Y	1	2	4,5	3	10,5	30	80	665	14,1
Z	1	1,5	5	3	10,5	30	80	677,5	16,6
T	1	1	4	4	10	30	80	625	15,9
K	1	2	4	3	10	30	80	625	15,9
Valores extraídos de [27].									

Os ciclos "X" a "K" foram efetuados sobre um concreto com D máx. = 19 mm e consumo de aglomerante de 362 kg/m³.

Pode-se observar, ao compararmos o ciclo "X" de um concreto com 362 kg/m³ de aglomerante, com o ciclo "D" de um concreto com 450 kg/m³ de aglomerante a proximidade do valor da resistência obtida, para um ciclo total de 10 horas, evidenciando-se a diferença das maturidades — 593°C.h para o ciclo "D" e 650°C.h para o ciclo "X", obtida pelos valores mais elevados do tempo T_2 e θ_1 do ciclo "X".

11.15.4 Equipamentos e controles

Para a execução da cura a vapor é necessário um conjunto de equipamentos, composto por caldeira, tubulações e câmara de cura.



Figura 11.213 — Vista interna de uma fábrica de pré-moldados, onde se usa cura térmica através de resistência elétrica.

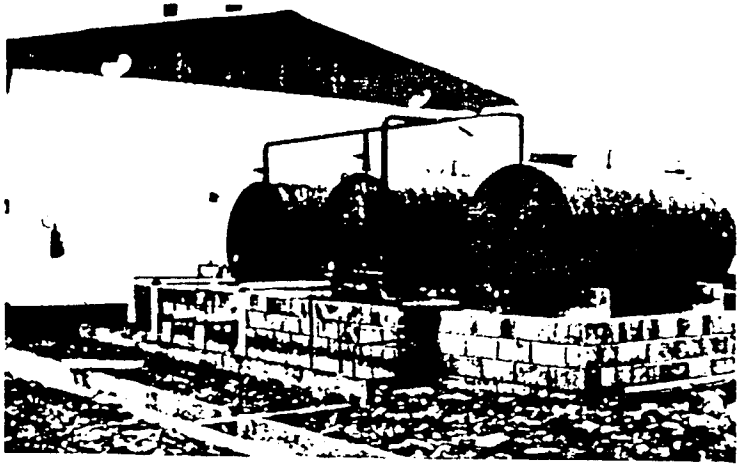


Figura 11.214 — Tanques de combustível para alimentação das caldeiras, para produção de vapor.

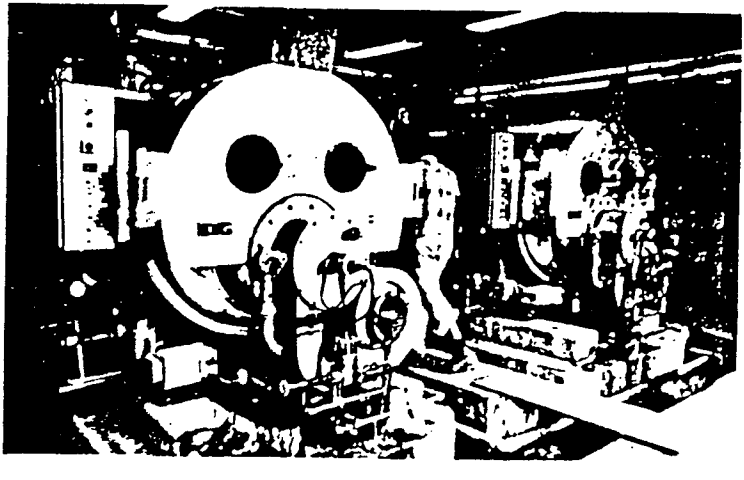


Figura 11.215 — Caldeiras para produção de vapor em um pátio de pré-moldados (ver figura 11.1).

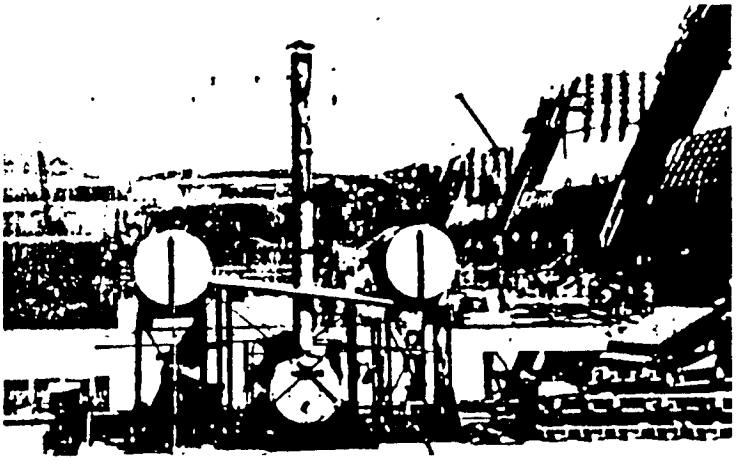


Figura 11.216 — Sistema portatil, de pequenas dimensoes, composto de caldeira e tanques, para produção de vapor.

A localização do sistema de produção de vapor deve ser adequadamente detalhada em um pátio de produção de pré-moldados, procurando ocupar uma área de fácil acesso como mostram as figuras 11.1 e 11.2.

As tubulações de condução do vapor, embora adequadamente protegidas, devem permitir o fácil acesso.

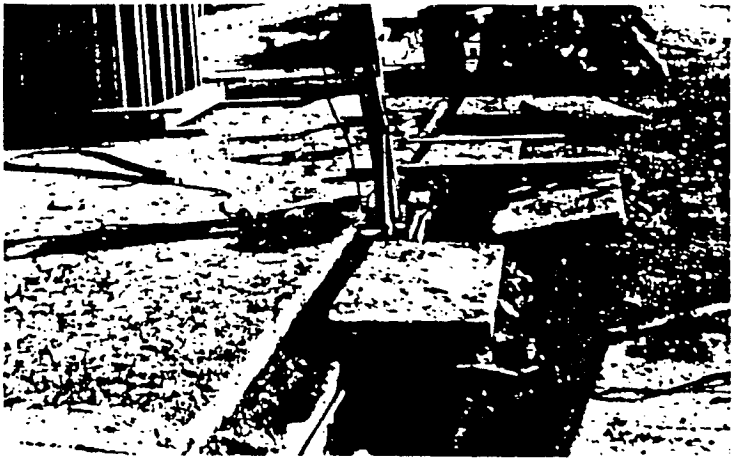


Figura 11.217 — Canaleta para tubulação de vapor, e de agua de cura. A canaleta possui tampa de placa de concreto

As camaras de cura podem ser facilmente construidas, com auxilio de lonas, como mostram as figuras 11.218 e 11.219

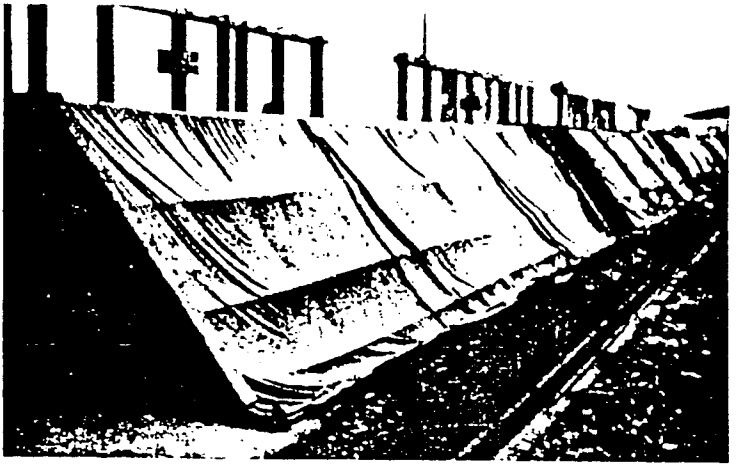


Figura 11.218 — Câmaras de cura a vapor, feitas com lona, em pátio de pré-moldados.

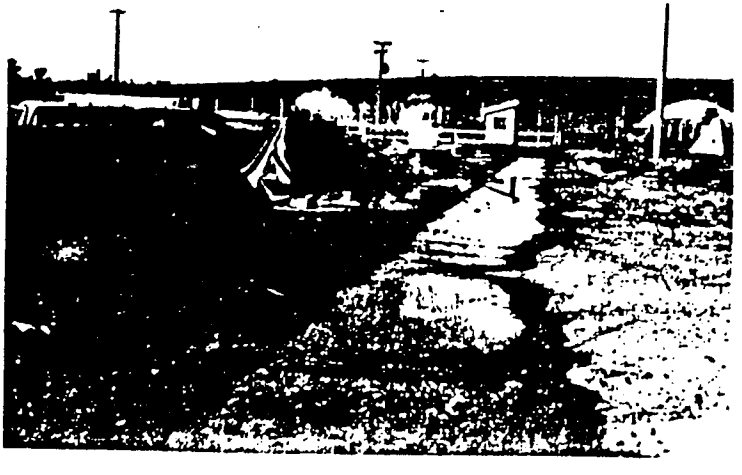


Figura 11.219 — Execução de cura a vapor em câmaras montadas com lonas plásticas.

O controle da cura a vapor deve ser feito com auxílio de termômetros. Os períodos devem ser cuidadosamente acompanhados e a resistência deve ser avaliada através de corpos de prova curados na mesma condição das peças em controle.

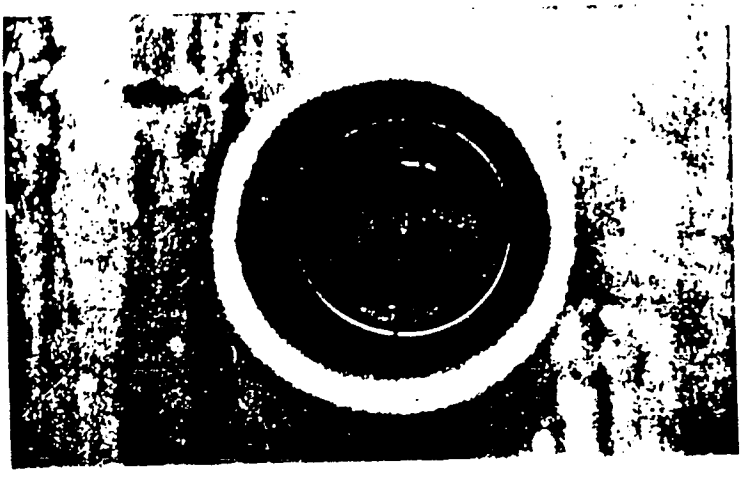


Figura 11.220 — Vista de um termometro de uma camara de cura a vapor.

Na determinação dos ciclos e no início dos trabalhos de cura é conveniente que sejam instalados termômetros embutidos no concreto da peça, para melhor estabelecer os períodos.

Deve ser lembrado o cuidado nos procedimentos da fase de resfriamento a fim de evitar a retração por secagem na superfície das peças, como mostra a figura 11.221.



Figura 11.221 — Fissuras de retração por secagem em peça curada a vapor. Peças com valor elevado da relação área superficial volume, são potencialmente frageis a esse fenômeno.

11.16 Injeções

A técnica da injeção é tratada aqui embora tenha sido abordada no item 11.2.3, e considerando que será ainda citada no item 12, tendo em vista a grande evolução que teve essa técnica no Brasil, a partir dos anos 70.

A técnica da injeção tem sido usada no preenchimento de bainhas de cabos protendidos, na ancoragem de tirantes e chumbadores, na estabilização de solos, na execução de reparos e colagens.

O material a ser injetado pode ser desde uma simples argamassa, até materiais mais sofisticados como silicatos, resinas de epóxi ou poliéster, além das caldas de cimento

Foram as caldas de cimento e as de resina que apresentaram grande evolução nos últimos anos.

Tendo em vista o elevado número de variáveis e fatores que afetam o comportamento dos materiais injetáveis é interessante fazer-se uma revisão das propriedades e determinações de interesse quando do uso da técnica de injeção.

11.16.1 Equipamentos, métodos e propriedades

Ao se estabelecer um programa de estudo de uma família de materiais para injeção é importante que seja estabelecida uma condição-padrão para a realização dos estudos e ensaios em situação de similaridade, possibilitando eventuais comparações.

11.16.1.1 Misturador

No preparo de uma calda, resina ou outro material injetável é importante que a mistura seja feita intimamente e em semelhança ao que se executará nos trabalhos.

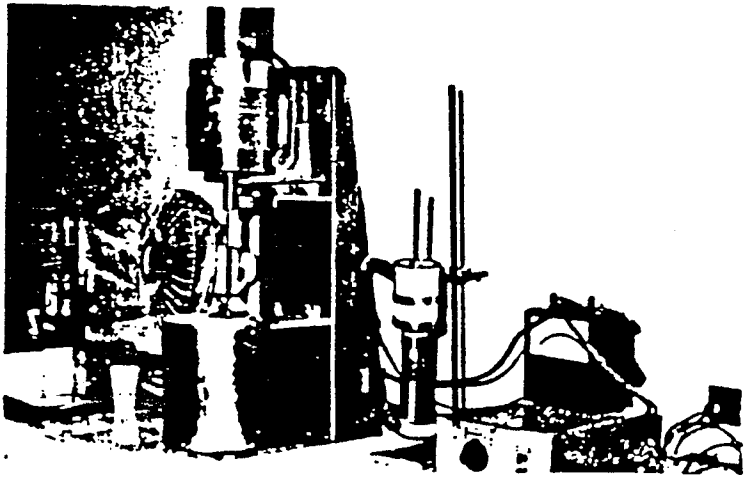


Figura 11.222 Misturador para materiais de injeção possuindo um variador de velocidades usado em ensaios de laboratório

Tem sido comum o uso de um misturador semelhante ao da figura 11.222 no preparo das misturas durante a realização de ensaios e estudos. Outro tipo de misturador é mostrado na figura 11.223, normalmente usado para argamassas ou caldas de baixa fluidez.

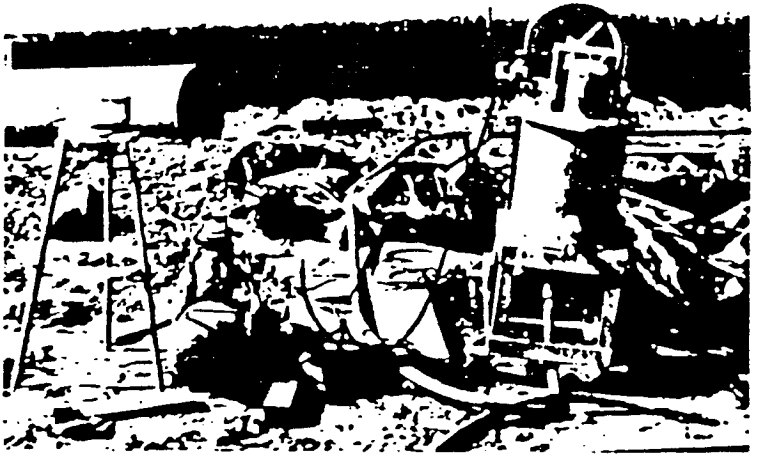


Figura 11.223 — Misturadora com injetora a ar comprimido, para ensaios de serviço simulado. À esquerda vê-se um cone de escoamento, modelo Corps of Engineers CRD-C-79 58.

11.16.1.2 Fluidez — Tempo de escoamento — Cones de escoamento

Sempre que se trabalha com injeções, uma das características de fundamental importância é a fluidez, ou seja, a facilidade de se injetar o material.

A fluidez tem sido determinada pelo escoamento do material através de um cone.



Figura 11.224 — Cones para determinação de escoamento. À esquerda um funil comum de vidro, usado sob referência. Ao centro o cone modelo Marsh. À direita o cone modelo CRD-Corps of Engineers.

A fluidez é medida pelo tempo de escoamento que é definido como sendo o tempo que um determinado volume de material leva para escoar através de um cone padronizado. Para que se tenha uma linguagem uniforme a figura 11.225 fornece uma correlação entre os valores de tempo de escoamento entre cones Marsh e CRD.

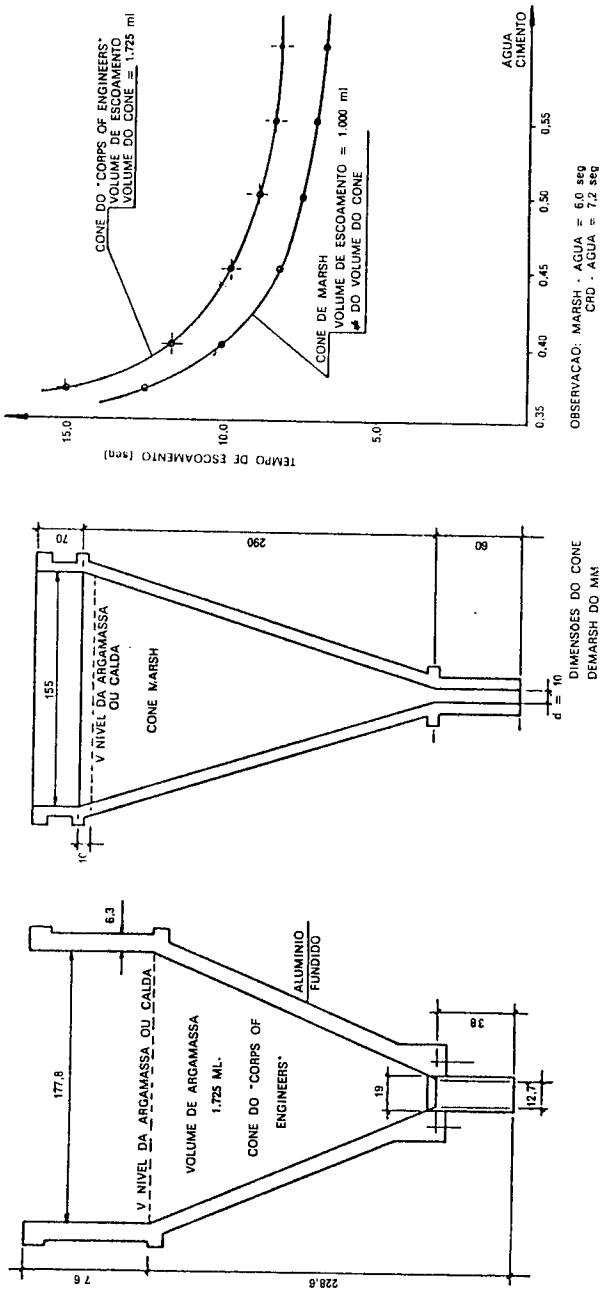


Figura 11 225 — Correlaçao dos tempos de escoamento Marsh e CRD.

Algumas recomendações para injeções de cabos de protensão indicam tempo de escoamento, Cone Marsh, entre 12 e 25 segundos para as caldas. Essa fluidez quando determinada pelo cone CRD, apresenta-se entre 11 segundos e 16 segundos.

11.16.1.3 Tempo de injetabilidade

Entende-se como tempo de injetabilidade de um material ao período entre a mistura do mesmo e o instante em que sua fluidez não oferece mais condições para injeção. Obviamente essa fluidez final é decorrente das dificuldades para a injeção, em cada caso específico, e pode ser melhor definida através de ensaios de serviços simulados.

11.16.1.4 Viscosidade plástica

A viscosidade plástica pode ser determinada pelo viscosímetro de cilindros coaxiais (ver figura 11.226) dando a indicação da viscosidade do material, em centipoises. É um índice obtido em laboratório e auxilia na definição dos parâmetros do material para injeção.

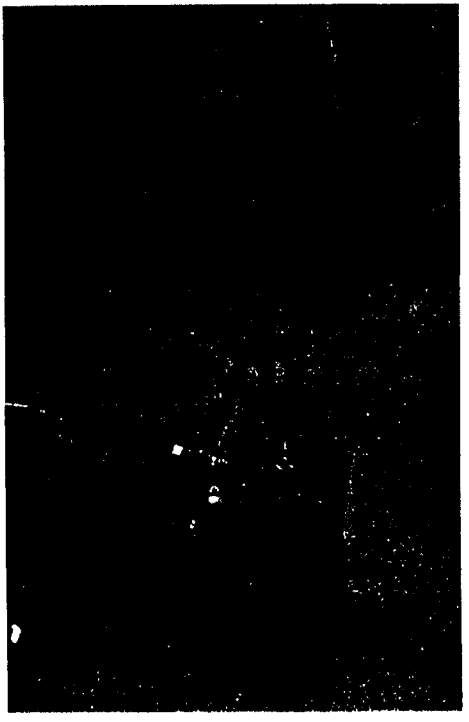


Figura 11.226 — Viscosímetro de cilindros coaxiais para determinação da viscosidade.

11.16.1.5 Estabilidade

Os materiais de injeção, na maioria das vezes, como por exemplo as caldas, apresentam tendências à sedimentação ou à instabilidade volumétrica. Há situações, ainda, quando então são utilizados aditivos expansores, em que o material se expande. Nessas situações é importante se avaliar a estabilidade da mistura, que pode ser feita facilmente através de provetas graduadas, como ilustra a figura 11.227.

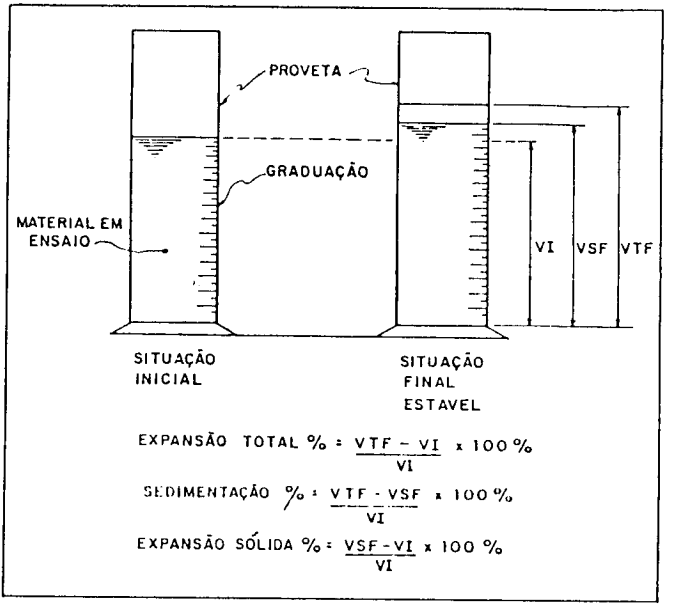


Figura 11.227 — Esquema para determinaçao da estabilidade.

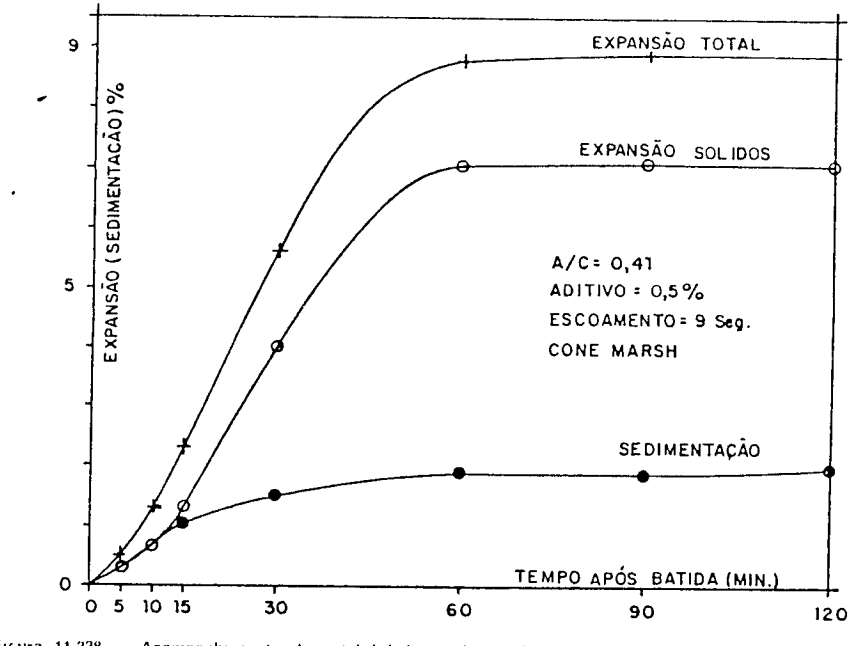


Figura 11.228 — Acompanhamento da estabilidade ao longo do tempo, para uma calda de cimento.

Para injeções de cabos protendidos é comum se tolerar uma sedimentação máxima de 2%, após três horas de preparo da calda.

11.16.1.6 Retentividade

Retentividade é caracterizada pelo tempo necessário para se extrair, através de um sistema de vácuo, certa quantidade de água. A figura 11.229 ilustra o processo de determinação da retentividade.

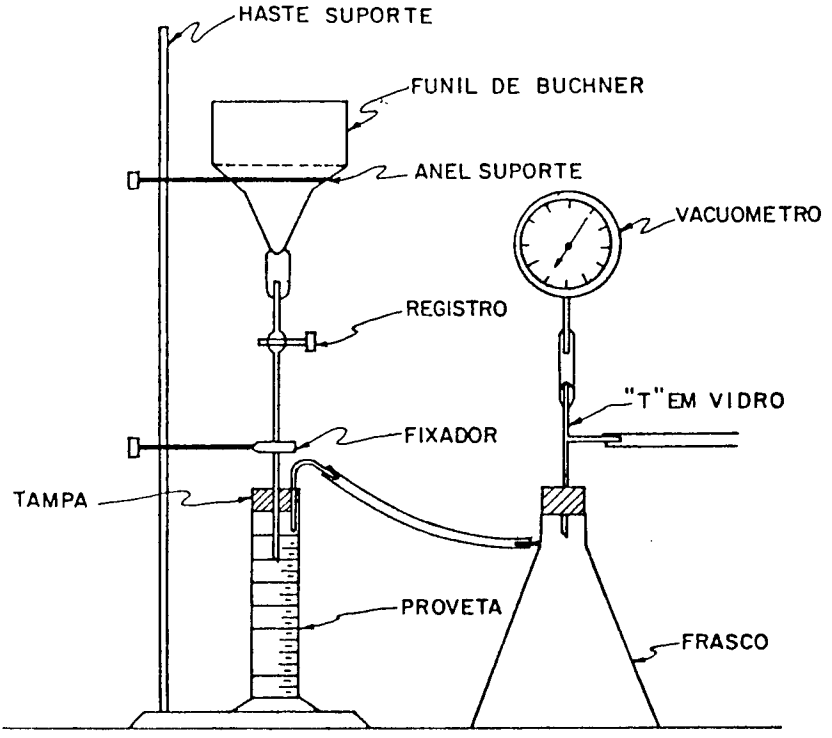


Figura 11 229 — Esquema para ensaio de determinação da retentividade.

A retentividade caracteriza também a estabilidade de um material de injeção, e pode ser correlacionada com o efeito chaminé, observado quando se aplica uma pressão elevada em calda de cimento, confinada dentro das bainhas. Há, então, uma filtração de água através dos vazios existentes entre os fios das cordoalhas, expulsando a água do interior da bainha, reduzindo o fator A/C.

11.16.1.7 Resistência mecânica

A resistência mecânica normalmente é avaliada através da resistência à compressão axial simples de corpos de prova cilíndricos, a idades convencionais de ruptura.

11.16.2 Fatores de influência

11.16.2.1 Temperatura

Estudos realizados [29] para as injeções dos cabos de protensão no vertedouro de superfície da usina de Ilha Solteira-Cesp, mostraram a influência marcante que a temperatura exerce sobre a fluidez e estabilidade de uma calda.

A temperatura e a umidade relativa do ambiente têm influência notável sobre materiais epoxídicos, sendo que para o trabalho com esses materiais as condições de temperatura e umidade são especificadas com limitações rígidas. Assim, por exemplo uma mistura de resina e catalisador estudada [30] apresentou:

Temperatura °C	Viscosidade poiseuille (PI)
24	26
30	22
43	18
50	17

Essa influência da temperatura dos materiais para injeção determinou principalmente para as caldas uma sensível melhoria de suas características, através do uso da técnica de produção das caldas à baixa temperatura. Ao se trabalhar com caldas refrigeradas nota-se sensível redução do tempo de escoamento e aumento do tempo de injetabilidade, como pode ser observado no quadro a seguir (para caldas com cimento):

A/C	% de Aditivo Plastificante	Temperatura da Calda °C	Tempo de Escoamento Marsh/s	Viscosidade Poiseinille	Estabilidade Sedimentação %
0,35	1,5	15,2	21,8	34,0	—
		18,8	25,8	36,0	—
		22,8	30,6	42,0	—
0,37	0,5	13,4	21,2	39,5	0,1
		18,3	24,8	47,0	—
		23,5	30,0	55,0	0,1
	1,5	14,5	14,4	19,0	0,2
		18,6	15,0	23,5	0,2
		23,5	15,8	24,0	0,1
0,39	0,5	13,9	15,0	27,0	0,2
		18,7	15,5	31,5	0,2
		23,9	17,8	37,0	0,2
	1,5	13,3	12,2	17,0	0,3
		18,2	12,8	18,0	0,3
		23,5	13,5	20,0	0,3

Valores extraídos de: Técnica de injeção de cabo protendido com a utilização de calda de cimento refrigerada e injeção complementar — Hidroelétrica Agua Vermelha — XIV S. N. G. B. — Bento Sgarboza — Marcio Pagnano — Jose Sarti

Figura 11.230 — Valores de fluidez e estabilidade de caldas com diversos fatores A C, vários teores de aditivo e a varias temperaturas.

Os valores da figura 11.230 evidenciam a atuação da temperatura nas características das caldas, sendo que o efeito é mais acentuado em caldas com menor relação A/C, diminuindo consideravelmente ao se elevar a relação A/C.

11.16.2.2 Proporcionamento

A proporção entre os componentes da mistura de injeção também afeta as propriedades da mistura. Assim é que ao se observar a figura 11.230, fica evidenciada a influência da relação A/C nas condições de fluidez da calda, mesmo quando o intervalo de variação do fator A/C for pequeno. Tem-se, por exemplo, ao variar o fator A/C de 0,35 para 0,39, de uma calda com 1,5% de aditivo plastificante, e temperatura ao redor de 18°C, a fluidez (tempo de escoamento) variou de 25,8 s para 12,8 s.

11.16.2.3 Aditivo

A atuação do aditivo também pode ser vista pelos valores da figura 11.230. Ao se elevar o teor de aditivo de 0,5% para 1,5% de uma calda com fator A/C = 0,37, e temperatura ao redor de 18°C o tempo de escoamento foi reduzido de 24,8 s para 15 s. Nota-se, também para este caso, que a eficiência ao aumento do teor de aditivo é mais contundente à medida que se diminui o fator A/C da calda.

11.16.2.4 Outros

Deve ser considerado ainda que outros fatores como sequência de preparo de mistura, tempo de mistura, natureza dos componentes, finura do cimento, têm influências notáveis no produto para injeção havendo, então, necessidade de avaliações cuidadosas.

11.16.3 Aplicações

Várias são as aplicações das injeções, sendo que neste texto estão citadas algumas aplicações agrupadas como se segue:

11.16.3.1 Injeções de argamassas

As injeções de argamassas são as mais rudimentares, sendo consideradas como um processo intermediário entre um concreto de elevada trabalhabilidade e uma calda. Como exemplo cita-se o uso de injeção de argamassa no concreto com agregado pré-colocado (ver item 11.4).

11.16.3.2 Injeções de caldas

As injeções de caldas são juntamente com as de resinas aquelas que apresentaram maior evolução nestes últimos anos. Podem ser utilizadas para ancorar chumbadores e tirantes, para a consolidação de solos (permeáveis), para reparos, para proteção de cabos protendidos, para preenchimento de vazios, tais como juntas de contração.

Ao se programar a utilização de injeção para preenchimento de juntas de contração é importante que sejam feitas verificações de todo o sistema previsto e adequação da calda para a injeção. Como exemplo deve ser citado o trabalho desenvolvido em Itaipu, para a execução da injeção das juntas de contração entre os blocos das estruturas de concreto, e apresentado nas referências [31] e [32].

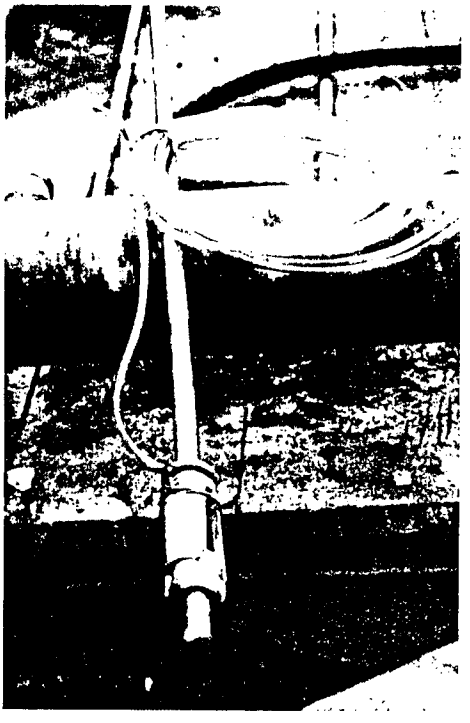


Figura 11.231 - - Tirante preparado para colocaçao, vendo-se a tubulaçao de injeçao a ser colocada juntamente com o tirante, para se fazer a injeçao a partir da extremidade da ancoragem.



Figura 11.232 -- Cabeça de um tirante, de estabilizaçao de maciço rochoso, notando-se os tubos de injeçao e respiro.



Figura 11.233 — Estabilização de solo permeável através da injeção de calda de cimento sob pressão de 30,0 MPa a 40,0 MPa. Processo CCP (Compagnia Consolidamenti e Pali).



Figura 11.234 — Válvula tipo chupeta e tubulações de lavagem, respiro, ventilação e injeção para preenchimento de junta de contração.



Figura 11.235 — Valvula tipo manchete usada para a injecao em juntas de contracao. A calda sob pressao faz expandir uma valvula colocada entre as duas tubulacoes, permitindo a saida da calda

Para a injeção das juntas de contração da barragem de Itaipu foram efetuados ensaios de serviço simulado procurando avaliar as dificuldades existentes durante a execução dos serviços, bem como adequar a calda para a injeção. Assim é que procurou-se avaliar a injetabilidade do sistema de injeção (ver figura 11.234) variando-se a abertura da junta de contração.

Para a formação e simulação da junta de contração utilizou-se placas pré-moldadas montadas aos pares uma contra a outra.

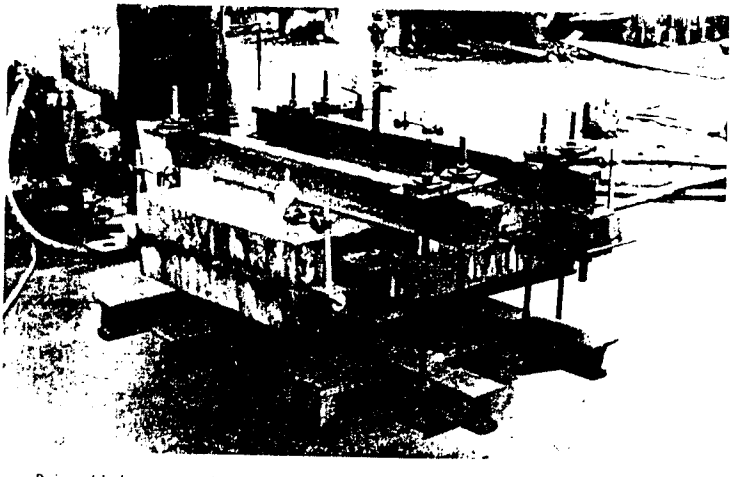


Figura 11.236 — Pré-moldados montados para controle de abertura (relogios comparadores), pela colocacao dos calibres e manutencao da abertura durante a injeçao sob pressao.

Atraves do sistema mostrado na figura 11.236 verificou-se que sob pressão de 0,1 MPa é possível injetar-se calda com relação A/C $\geqslant$ 0,5 em juntas com aberturas superiores a 0,6 mm.

Para a injeção das juntas nas estruturas é conveniente que os sistemas e tubulações sejam verificados como sugerem as figuras 11.237 a 11.239.

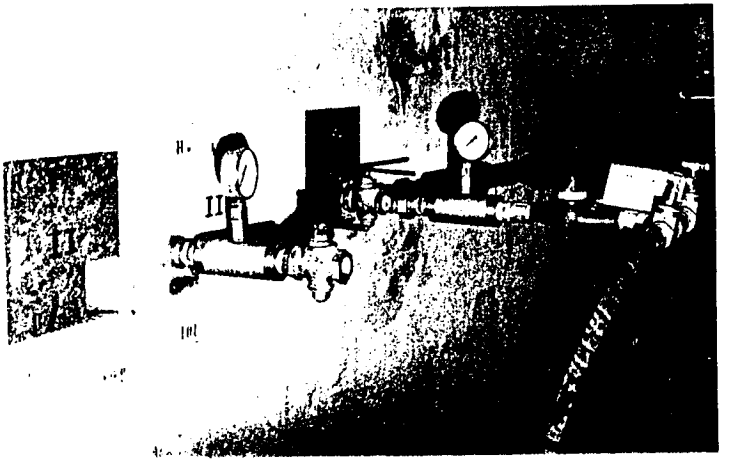


Figura 11.237 — Verificações de um sistema de injeção de junta de contração. Nota-se a identificação do sistema e a execução de ensaio de perda d'água

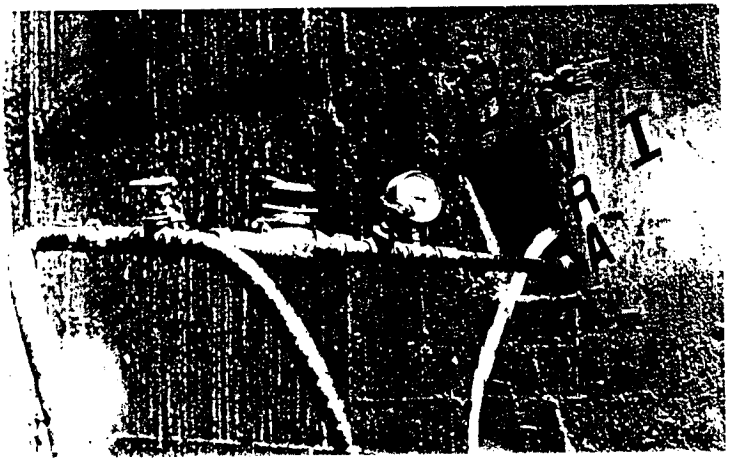


Figura 11.238 — Ensaio e lavagem de um sistema de injeção de de contração

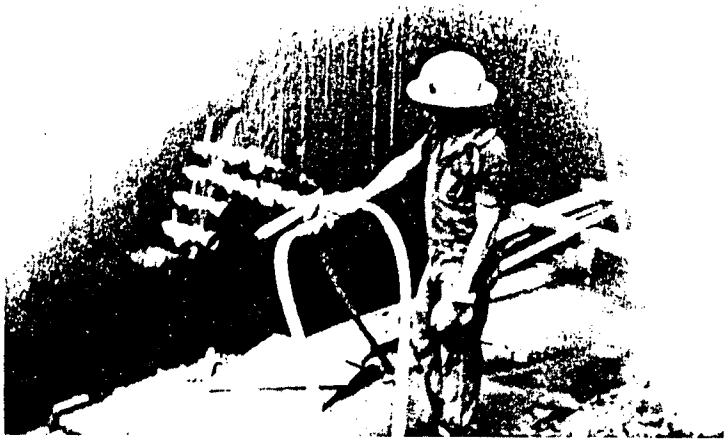


Figura 11.239 Execução da injeção com calda de cimento em uma junta de contração

A técnica da injeção aplicada para a proteção de cabos protendidos já foi abordada nos itens 11.2.3.8 e 11.2.3.9.

11.16.3.3 Injeções de resinas

As injeções com resinas requerem um cuidado suplementar no manuseio dos produtos, preparo e aplicação.

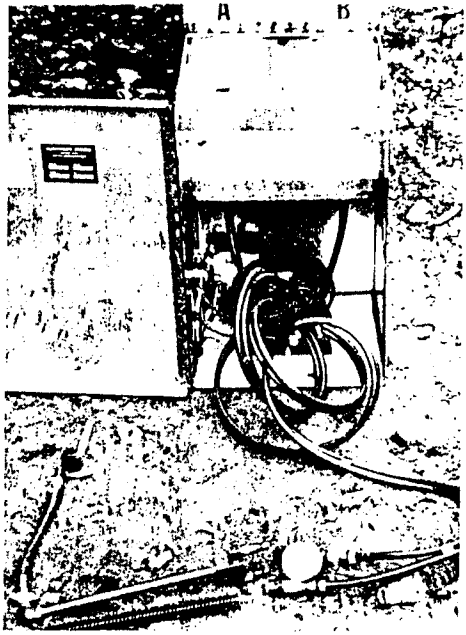


Figura 11.240 — Unidade — Injetomatic — completa de injeção automática, podendo ser visto: — reservatórios para os componentes da mistura, motor elétrico, botoeira de comando, bombas, mangueiras, manômetros e bico misturador.

O uso de injeções de resina é requerido para serviços específicos, tais como locais de pouca espessura, reparos e colagens.

Recentemente foi desenvolvido [33] um equipamento para injeção de epóxi, constituído por uma misturadora-injetora, denominada Injetomatic e que é vista nas figuras 11.240 e 11.241.

O sistema mostrado na figura 11.240 permite a dosagem, mistura e injeção das resinas. A dosagem é feita pelas próprias bombas que coletam os componentes dos tanques e mandam para as tubulações. A mistura é feita no próprio bico injetor através da escova girando em alta rotação.



Figura 11.241 — Detalhe da unidade de injeção vendo-se os reservatórios dos componentes "A" e "B", a graduação do reservatório "A", para efeitos de controle, ao fundo o motor elétrico que movimenta através de engrenagens, as duas bombas, e as mangueiras de entrada e saída dos materiais epoxídicos.

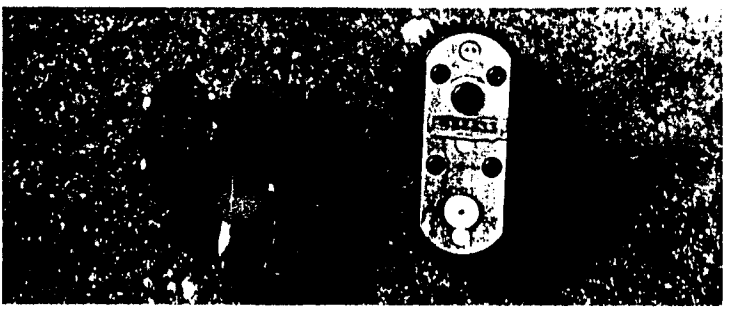


Figura 11.242 — Bomba dos componentes "A" e "B". A dosagem dos componentes é feita pela calibragem das engrenagens internas.

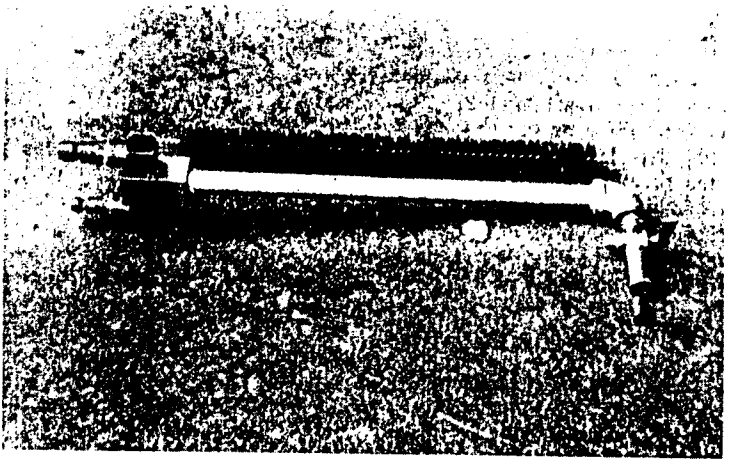


Figura 11.243 — Misturador dos componentes "A" e "B" de resina. A escova provoca a mistura dos componentes por turbulencia.

Com a utilização do sistema Injetomatic é possivel injetar regiões com aberturas maiores que 0,1 mm de espessura, à pressão de aproximadamente 20 kgf/cm² e resinas com:

Viscosidade — 25 a 45 PI
Pot-Life (vida útil) — 30 minutos
Injetabilidade (tack free time) — duas a quatro horas
Resistência à compressão — sete dias — 70,0 MPa a 90,0 MPa
Módulo de deformação — 14 dias — 2,0 x GPa a 6,0 x GPa.

Outros materiais, tais como silicato de sódio, aluminato de sódio e acetato de etila, podem ser usados em injeção, havendo como para os outros materiais, necessidade de um estudo criterioso.

11.17 Refrigeração do concreto

11.17.1 Introdução

A refrigeração do concreto é frequentemente usada para procurar minimizar os efeitos maléficos causados pelos climas quentes e/ou geração excessiva de calor.

Para uma compreensão global deve-se entender clima quente como sendo uma combinação de: elevada temperatura do ar, baixa umidade relativa e ventos em velocidades tais que prejudiquem o concreto. Essas condições podem ocorrer em qualquer época do ano em regiões de clima tropical, ou clima árido, e geralmente ocorrem durante a época de verão em outros climas.

Os climas quentes podem introduzir problemas durante a produção, transporte, colocação e cura dos concretos, de tal forma que afetem as propriedades do concreto. Os efeitos de concretagens em climas quentes podem incluir:

— aumento do teor de água, para uma determinada trabalhabilidade;
— dificuldades no controle de ar incorporado;
— evaporação rápida da água de mistura;
— rápida perda de trabalhabilidade;
— aceleração da pega;
— dificuldades para o manuseio, acabamento e cura;
— aumento da retração plástica;
— aumento da tendência ao fissuramento;

— redução da resistência;
— variação no aspecto superficial do concreto;
— redução da aderência concreto-aço;
— possibilidade de ocorrência de junta-fria;
— aumento da permeabilidade;
— aumento de risco de corrosão da armadura devido à possibilidade de trincas.

Com o objetivo de combater ou minimizar os problemas acima citados podem ser tomadas certas precauções tais como:

— utilização de aditivos retardadores e plastificantes;
— utilização de cimentos com pega retardada;
— utilização de pré-resfriamento do concreto.

A fissuração da estrutura de concreto é indesejável na medida em que ela afeta a estanqueidade, durabilidade, aspecto e a distribuição interna dos esforços da estrutura.

A fissuração no concreto-massa normalmente ocorre quando as tensões de tração desenvolvidas superam a resistência à tração do concreto. Essas tensões de tração podem ocorrer também em decorrência do carregamento imposto à estrutura, mas geralmente ocorrem devido à restrição à variação volumétrica. As maiores variações volumétricas no concreto-massa são resultantes da variação de temperatura.

A variação volumétrica aqui comentada refere-se à expansão e contração do concreto endurecido, causada pela variação de temperatura, pois outras variações de volume (como a de retração por secagem, autogema etc.) já foram abordadas.

Ao se efetuar a concretagem de qualquer estrutura de concreto, a reação de hidratação do cimento, sendo exotérmica, provoca a elevação da temperatura do concreto. Esta elevação atingirá um valor máximo e posteriormente cessada a reação, a temperatura sofre um abaixamento tendendo nas maiores idades à média do ambiente, como ilustra a figura 11.244.

A quantidade de calor gerada, a velocidade da reação, e a consequente evolução da temperatura podem ser determinadas em laboratório através de medidas obtidas de um corpo de prova do concreto, em reação num sistema adiabático (sem trocas térmicas entre o corpo de prova e o ambiente), para uma determinada temperatura inicial (ver item 5.10.6).

Dessa forma considerando-se dois corpos de prova ensaiados em temperaturas iniciais iguais à do ambiente e abaixo do ambiente, respectivamente, ambos irão gerar a mesma quantidade de calor, no entanto aquele ensaiado a temperatura ambiente sofrerá nas mesmas idades acréscimos maiores que o corpo ensaiado a menor temperatura. Esse comportamento é de acentuada importância dependendo do tipo de obra que se pretenda realizar.

No caso do lançamento do concreto em estruturas de consideráveis dimensões, como é o caso das grandes barragens, surgem problemas paralelos causados por essa reação, os quais se não forem minimizados podem causar colapsos parciais ou globais da estrutura.

Decorre dessas preocupações a definição de concreto-massa: um grande volume de concreto moldado "in situ", que devido às suas grandes dimensões exige medidas de compatibilização com a geração de calor e as variações volumétricas para minimizar a ocorrência de fissuras.

11.17.2 Generalidades

Antes de atingir determinada temperatura de equilíbrio, o desenvolvimento da temperatura do concreto está associado a vários fatores, tais como temperatura e velocidade de lançamento; as condições de exposição durante o lançamento, teor e tipo de aglomerante, material pozolânico e aditivos, e dos processos de controle da evolução das temperaturas.

A elevação da temperatura de um concreto será tanto maior quanto menos favoráveis as condições para dissipação da energia térmica.

Em obras de menor volume, como pontes, viadutos e edifícios, esse problema passa despercebido, pois os seus membros constituintes (vigas, pilares e lajes) envoltos pelo ambiente apresentam grande facilidade de dissipação dessa energia, e o calor gerado flui imediatamente para o ambiente não ocasionando elevações acentuadas de temperatura e nem efeitos paralelos.

Em estruturas do tipo das barragens de gravidade, devido às grandes massas envolvidas e dadas as grandes dimensões dos blocos são consideráveis as quantidades de calor geradas.

Nessas estruturas o calor não pode fluir livremente para o ambiente em direção horizontal, com exceção das regiões limites (paramentos). O fluxo de calor é então predominantemente vertical e em consequência a temperatura atinge valores elevados nas regiões centrais do maciço com excessivas quedas até a estabilização.

No processo de construção incremental de uma barragem, lançando-se uma camada de concreto, a temperatura de cada um de seus pontos eleva-se diferentemente dependendo do tipo de concreto, das condições do lançamento e da geometria da estrutura. Estas elevações são ainda afetadas pelos lançamentos das camadas sucessivas que além de alterar o fluxo do calor de camadas subjacentes para o ambiente, ainda fornecem a estas parte de seu próprio calor gerado.

Como as características físicas do concreto evoluem à medida que se processa a reação, simultaneamente desenvolvem-se tensões decorrentes das evoluções das temperaturas.

Inicialmente os aumentos de temperatura originam tensões de compressão, pois considerando-se um cubo no interior do maciço, este ao tender a se expandir é impedido pela massa de concreto que o envolve ficando consequentemente comprimido. Estas compressões iniciais estando associadas ao baixo valor do módulo de deformação e à maior deformação lenta, nas primeiras idades, não são acentuadas e atingirão valores máximos quando a temperatura atingir seu pico.

As quedas de temperatura subsequentes decorrentes do processo de estabilização térmica vão provocando uma descompressão gradativa (o cubo imaginado no interior do maciço vai retraindo-se sem restrição da massa circunjacente) e nas idades mais avançadas já com valores finais do módulo de deformação quando atingir as quedas máximas, os sucessivos acréscimos de descompressão superam a pré-compressão podendo surgir no maciço zonas localizadas com tração excessiva (nas faces do cubo), com consequências prejudiciais à segurança e durabilidade da estrutura.

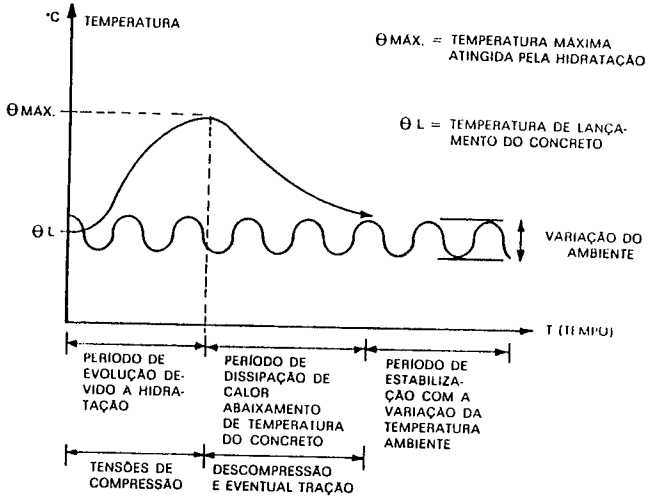


Figura 11.244 — História da temperatura do concreto.

A necessidade do controle da temperatura do concreto tem sido considerada já há muito tempo, desde quando se construiu a primeira obra com grande volume de concreto.

Durante a construção [34] das barragens de Gibson (1929-1930) e Ariel (1930) a evolução das temperaturas foi observada, dando informações sobre a geração de calor e a decorrente evolução da temperatura, às primeiras idades do concreto.

Um sistema experimental de resfriamento foi verificado na barragem de Ariel, onde blocos de fechamento eram refrigerados pela circulação de água através de furos (de diâmetro entre 125 mm e 300 mm) no concreto.

No início da década de 30 a barragem de Hoover estava na fase inicial de projeto e, devido às dimensões sem precedentes da estrutura, foram feitas investigações muito mais detalhadas do que as anteriormente executadas para outras obras. Foram feitas verificações sobre a finura, composição, calor de hidratação, resistência à compressão e outras propriedades de argamassas e concretos.

A quantidade de calor gerada em um volume unitário de concreto é função do tipo de cimento e da quantidade do mesmo no traço. A velocidade com que esta reação se processa depende das propriedades e proporções dos agregados e principalmente da temperatura na qual o concreto é preparado, sendo maior quanto maior for essa temperatura.

Os resultados dessas investigações indicaram a utilização de cimento de baixo calor de hidratação para a barragem de Hoover. As investigações forneceram, ainda, subsídios para o dimensionamento da tubulação do sistema de pós-resfriamento (ver mais adiante), empregado pela primeira vez na obra de Hoover.

Para a aplicação da nova tecnologia de cimento e das novas técnicas de (refrigeração) construção foram executadas experiências em escala natural em outras obras, para avaliação profunda das vantagens. Assim é que o cimento de baixo calor de hidratação foi usado pela primeira vez na construção da barragem de Morris, iniciada um ano antes que Hoover, perto de Passadena (Califórnia). O sistema de pós-resfriamento foi aplicado experimentalmente em algumas seções da barragem de Owyhee, tendo tubulações de diâmetro 25 mm, espaçadas horizontalmente de 1,20 m e a cada 200 mm na vertical, em camadas de 1,2 m. Os resultados desse pós-resfriamento, obtidos através de instrumentação, adaptaram a teoria matemática e provaram que as serpentinas para pós-resfriamento, embutidas no concreto, eram um meio eficiente para controle da temperatura do concreto.

No Brasil, com o desenvolvimento das grandes barragens, estudos sobre a tecnologia dos materiais e técnicas das construções tiveram momentos marcantes na década dos anos 60. Nessa oportunidade a Cesp, através de seus laboratórios de Jupiá e Ilha Solteira, juntamente com a Themag Engenharia (Projetista) desenvolveu estudos detalhados com apoio da equipe do prof. Roy W. Carlson (Universidade da Califórnia — Berkeley), levando, dentre outras providências (utilização de material pozolânico, incorporação de ar, cimento de baixo teor de álcalis etc.), à adoção de concreto pré-refrigerado na construção da obra da barragem de Ilha Solteira.

11.17.3 Providências para minimizar os efeitos térmicos

Um grande volume de concreto pode ficar livre de fissuração decorrente das variações de temperatura, se forem tomadas medidas adequadas para reduzi-las.

No caso de grandes barragens, várias técnicas construtivas podem ser aplicadas com o propósito de melhorar as condições de dissipação da energia térmica, tendo cada uma delas diferentes implicações econômicas.

Inicialmente seleciona-se um tipo de cimento que paralelamente a um baixo calor de hidratação, confira ao concreto resistências adequadas nas diversas idades. É aconselhável, inclusive, a substituição de parcela do cimento por material pozolânico.

A minimização das quantidades de cimento dos traços é, além de uma medida econômica, uma maneira eficiente de redução do efeito térmico, pois as temperaturas máximas alcançadas pelo concreto são proporcionais a essas quantidades. Através de moderna tecnologia de preparo e lançamento já se pode trabalhar com consumo ao

redor de 80 kg de aglomerante por metro cúbico de concreto.

A consequente diminuição da resistência pode ser contornada pela utilização de traços bem dosados e maiores tamanhos máximos de agregados.

Outra possibilidade seria escolher agregados de propriedades térmicas convenientes como a condutividade, o calor especifico e o coeficiente de dilatação. Por vezes este procedimento torna-se inviável pela indisponibilidade de materiais com essas propriedades, e pelo fato destas não variarem acentuadamente.

Dentre essas técnicas algumas ocasionam direta ou indiretamente o retardamento do ritmo de construção, tais como:

— a subdivisão dos blocos, ou a subdivisão das camadas em pequenos blocos, de modo a facilitar a dissipação inicial;
— a introdução de juntas verticais de resfriamento que podem ser vedadas, posteriormente;
— a execução de poços de resfriamento interligados com as galerias;
— o aumento do intervalo de tempo entre lançamentos consecutivos;
— a adoção da concretagem em lances de pequena espessura.

Se a concretagem de uma barragem for efetuada total ou parcialmente com concreto preparado a temperatura ambiente (de agora em diante chamado de concreto não refrigerado), as técnicas de redução das trações a serem adotadas implicam retardamentos do ritmo de construção.

Quando se efetua o lançamento do concreto não refrigerado, após iniciada a reação, o meio ambiente estará sempre em potencial (de temperatura) mais baixo que o maciço de concreto. O fluxo de calor se processará então no sentido do maciço para o ambiente. Neste caso, com a finalidade de reduzir a elevação das temperaturas internas, é necessário facilitar aquele fluxo, o que acarreta diminuições da espessura dos lances e aumentos do intervalo de lançamento.

Como a quantidade de calor gerado depende da massa de concreto lançada, uma diminuição da espessura do lance implicará menor quantidade de energia liberada e em redução das elevações de temperaturas.

Aumentando-se o intervalo de lançamento, o fluxo do maciço para o ambiente se fará durante maior tempo, e além disso durante esse período uma camada subjacente não receberá energia das camadas seguintes, dois fatos que também resultam em menor elevação de temperaturas.

Deve-se ressaltar que o concreto não refrigerado geralmente não é lançado na mesma temperatura que o ambiente, pois o tempo decorrido desde o seu preparo até o seu lançamento implica que sua temperatura esteja ligeiramente acima da ambiente pelo fato da reação exotérmica já se iniciar durante o seu preparo.

Duas alternativas, no entanto, ainda permitem reduções no intervalo do lançamento. A primeira seria a execução da obra a temperaturas ambientes médias baixas correspondendo a execução em época invernal; no entanto esta temporada não é de duração suficiente para a construção. A segunda seria a efetuação dos lançamentos no período noturno com temperaturas ambientes mais baixas.

Nos meses quentes o problema se agrava, pois com o ambiente em potencial térmico elevado há uma redução do fluxo do maciço para o mesmo, aliado ao fato de a temperatura de lançamento do concreto ser mais elevada. Nessas épocas é que a execução deve ser mais cuidadosa e deve ser dada uma atenção especial à determinação dos intervalos de lançamento.

Em resumo, o lançamento de concreto não refrigerado deve ser efetuado decidindo-se por uma combinação adequada, principalmente, do binômio altura de camada/intervalo de lançamento e se ainda se fizerem necessárias deve-se juntar a essas medidas a subdivisão dos blocos, a execução de juntas ou poços de aeração de forma que as quedas finais da temperatura não causem trações excessivas.

Outras técnicas exigem a implantação de equipamentos especiais, como sejam:

— o umedecimento das superfícies com água refrigerada;
— a produção do concreto a baixa temperatura;
— a instalação de uma rede de tubos nos quais se faz circular água refrigerada

durante determinados períodos de tempo; e
— o cobrimento das superfícies das camadas com materiais isolantes em determinadas épocas.

A concretagem da obra a temperaturas abaixo da ambiente é um procedimento que exige a implantação de equipamentos especiais.

Efetuando-se o lançamento nesta condição o fluxo de calor será inicialmente no sentido do meio ambiente para o maciço até que este atinja o potencial do meio externo, a seguir elevando-se ainda a temperatura do maciço o fluxo inverte-se, dissipando energia no meio ambiente processando-se o fenômeno de maneira semelhante ao lançamento a temperatura natural.

Quanto maior a diferença entre a temperatura externa e a do concreto lançado, mais intenso será o fluxo de calor inicial elevando-se mais rapidamente a temperatura do maciço.

O objetivo almejado, ao se lançar o concreto refrigerado, é aproveitar esta diferença de temperatura para absorver o calor liberado pela reação exotérmica de tal maneira que:
— as temperaturas subam mais lentamente enquanto que simultaneamente o concreto vai adquirindo pré-compressão durante maior período;
— as temperaturas máximas e as quedas até a estabilização sejam reduzidas;
— a pré-compressão seja suficiente para evitar excessivas tensões finais de tração.

Nas primeiras idades, para que a temperatura suba lentamente é de interesse diminuir o fluxo no sentido do maciço para o ambiente o que, para pontos internos das camadas, pode ser conseguido aumentando-se a espessura dos lances, e para pontos próximos à superfície este efeito pode ser conseguido ou por aspersão de água refrigerada ou por aplicação de material isolante a ser retirado em época oportuna, sobre as superfícies das camadas.

Um problema adicional que surge na utilização do concreto refrigerado é o choque térmico provocado pelo lançamento de uma camada a baixa temperatura sobre a camada anterior com sua temperatura já elevada. Em decorrência desse efeito surgem tensões de tração nos pontos da superfície da camada inferior podendo provocar fissuras. Sendo essas superfícies um caminho preferencial de percolação essa possibilidade merece atenção especial.

Esse problema pode ser minimizado com as mesmas medidas já mencionadas, ou seja, o aumento da espessura dos lances diminuindo o número de juntas, e a aspersão de água refrigerada, ou a utilização do isolante que vai manter a superfície da camada mais fria diminuindo a diferença de temperatura entre esta e a camada subsequente reduzindo o choque térmico.

A aplicação simultânea de algumas dessas técnicas desde que compatíveis, resulta em um controle indireto no mecanismo da dissipação da energia liberada e em reduções das tensões de tração finais.

11.17.4 Fatores de influência nas evoluções das temperaturas e das tensões no concreto-massa

Para que se possa solucionar os problemas decorrentes de geração de calor pelo cimento, deve-se ter conhecimento de todos os fatores que influenciam o estudo térmico nos grandes maciços de concreto.

Alguns desses fatores são mais importantes do que outros e seus efeitos, ora opondo-se, ora somando-se, constituem os dados do problema que deve ser solucionado.

Do ponto de vista térmico, sem dúvida, o cimento é o mais influente constituinte do concreto, pois ele é responsável pelo calor desenvolvido pelo concreto. Essa característica representa em cada idade, a quantidade total de calor desenvolvida até essa idade. Na realidade essa característica representa a soma das quantidades de calor desenvolvidas por cada um dos componentes do cimento (ver item 2) em reação com a água adicionada, e por sua vez essas quantidades dependem das proporções em que esses componentes entram na constituição da mistura.

A composição dos cimentos também tem contribuição na quantidade de calor como mostrado no item 2.1.8.5.

A velocidade da reação varia também com a finura, isto é, com o tamanho das partículas de cimento, sendo maior quanto maior for a área específica, como comentado no item 2.1.

A quantidade de cimento na mistura também afeta a evolução da temperatura como citado no item 5.10.6 pois, entre dois concretos com mesmos tipos de constituintes, porém com quantidades de aglomerantes diferentes, o de maior consumo apresenta maior temperatura que o de menor consumo.

A reposição de parcela de cimento por material pozolânico tem sido usual em obras hidráulicas. Na proporção entre 15% e 40% ela retarda a reação exotérmica do cimento, diminuindo também a tendência para a exsudação, como citado no item 2.2.5.

Na proporção acima indicada provoca, também, uma diminuição na velocidade de ganho de resistência e de consequente rigidez o que na fase de aumento de temperatura deve ser adequadamente dosado para evitar a perda de pré-compressão.

A contribuição da pozolana para o calor gerado foi comentada nos itens 2.2.5.6 e 5.10.6.

A influência das propriedades dos agregados do ponto de vista térmico pode ser traduzida pela difusividade térmica que é dada pela expressão:

$h^2 = k/c\varrho$

onde:

k = condutibilidade (ou condutividade) térmica;
c = calor específico;
ϱ = massa específica.

Quanto maior a difusividade maior a facilidade de transmissão e dissipação do calor.

Para o lançamento do concreto não refrigerado deve-se facilitar essa dissipação, o que implica escolher agregados com alta condutividade e baixo calor específico e massa específica, e portanto com maior difusividade.

Em oposição, no caso do lançamento de concreto refrigerado necessita-se de concretos de baixa difusividade, pois nas primeiras idades é de interesse que a transmissão de calor seja lenta e a temperatura máxima seja atingida em tempos maiores, para que o concreto adquira maiores pré-compressões.

Como exemplo da influência desse coeficiente, tomando-se um concreto com mesmo teor de cimento (146 kg/m³) e para as mesmas condições de lançamento a influência da substituição dos agregados (basalto e cascalho) por quartzito obteve-se:

AGREGADO NO CONCRETO	CONDUTIVIDADE kJ/mh°C	CALOR ESPECIFICO (kcal/g °C) J/g°C	MASSA ESPECIFICA kg/m³	DIFUSIDADE (cm²/s)	TEMP. MAX (°C)
Basalto e cascalho	7720	(205) 857	2500	100 x 10^{-4}	35,50
Quartzito	14417	(199) 832	2617	190 x 10^{-4}	34,75

A influência do módulo de deformação, coeficiente linear de expansão térmica e coeficiente de Poisson do concreto podem ser avaliados pela expressão adiante.

O acréscimo de tensão no concreto devido a uma diferença de temperatura entre dois instantes t_0 e t_1 ($t_1 > t_0$) pode ser estimado pela expressão:

$$\Delta\sigma\ (t) = K_p.E(t).\ \alpha(t)\ .\ \Delta\Theta/(1 - \nu(t))$$

onde:

t = tempo (valor médio entre os instantes t_0 e t_1)
E(t) = valor médio do módulo de deformação entre t_0 e t_1
$\alpha(t)$ = valor médio do coeficiente de expansão térmica entre t_0 e t_1
$\nu(t)$ = valor médio do coeficiente de Poisson entre t_0 e t_1
$\Delta\Theta$ = diferença de temperatura entre t_0 e t_1

— um aumento de temperatura corresponde a um acréscimo de compressão;
— uma diminuição de temperatura corresponde a um acréscimo de tração.

K_p = coeficiente de restrição, variável com as condições de vinculação da região analisada.

Quanto maiores os valores de E, α, ν maiores são os acréscimos de tensão.

Estendendo o raciocínio para a evolução das tensões:

$$\sigma(t) = \Sigma^{t}_{t=t_0} \qquad \Delta\sigma(t) = \Sigma^{t}_{t=t_0} [K_p.E(t) . \Delta\Theta/(1-\nu(t))]$$

Observa-se que os concretos cujas evoluções dessas propriedades no tempo apresentem os maiores valores, são submetidos a maiores tensões.

Em particular, o módulo de deformação tem maior influência pois pode apresentar variações mais acentuadas que as outras propriedades.

Nas estruturas de concreto-massa, os concretos cujos valores finais do módulo de deformação são elevados apresentam tensões de trações excessivas quando ocorrem as quedas de temperatura no processo de estabilização térmica.

Atualmente a evolução das tensões é corrigida pelos efeitos da relaxação, devidos à fluência do concreto como descrito no item 5.7.4.

Os materiais habitualmente utilizados na confecção das fôrmas são a madeira e o aço. As propriedades térmicas desses materiais são bem distintas e não é indiferente usar-se um ou outro.

A condutividade térmica de madeira é 1/10 da do concreto e sua difusividade é 1/7, a condutividade térmica do aço é 19 vezes maior que a do concreto e sua difusividade é 13 vezes maior.

As fôrmas de madeira por suas propriedades térmicas e por necessitarem de espessuras maiores que as de aço funcionam como isolantes. Essa característica pode ser inconveniente no caso de concretagens com concreto não refrigerado, pois ela evita a dissipação do calor, e nesse caso seria mais adequado a utilização de fôrmas metálicas.

No caso da execução da obra com concreto refrigerado é de interesse nas primeiras idades evitar o fluxo de calor no sentido ambiente concreto, sendo então adequado a utilização de fôrmas de madeira.

Como hoje se usam, normalmente, os processos de fôrmas deslizantes, estas devem ser removidas em épocas anteriores ao instante em que o fluxo de calor inverta-se, processando-se no sentido concreto-ambiente, quando então interessa uma dissipação mais rápida.

Para o concreto refrigerado, por vezes, é necessário o cobrimento das superfícies superiores das camadas com materiais isolantes com o objetivo de impedir o fluxo de calor no sentido concreto-ambiente nas primeiras idades, devendo esses materiais serem removidos na época da inversão do sentido desse fluxo.

A cortiça, por suas propriedades térmicas, é um isolante muito mais eficiente que a madeira. Utilizando-se os dois materiais para cobrimentos necessitar-se-ia de uma espessura de madeira 13 vezes maior do que a de cortiça para que ambas cumprissem as mesmas finalidades.

A aspersão de água refrigerada sobre a superfície das camadas permite a manutenção da superfície em temperaturas abaixo da ambiente e esse efeito se reflete nas vizinhanças da superfície. É uma técnica aplicável ao lançamento do concreto não refrigerado mas apresenta as dificuldades de o processo precisar ser repetido seguidamente, pois a água aspergida logo atinge a temperatura ambiente, e além disso necessita-se de uma aparelhagem especial.

Também no caso do lançamento do concreto não refrigerado, a manutenção da película de água de cura sobre as superfícies da camada durante maior tempo, ou até que se necessite efetuar o jateamento para o lançamento de nova camada, é favorável e retarda os tempos nos quais as temperaturas máximas são atingidas, pelo menos nas vizinhanças de superfície.

O sistema de tubos de refrigeração é constituído por uma rede de serpentinas horizontais colocadas em geral no topo de cada camada. Os tubos devem ser metá-

licos de parede fina, para facilitar as trocas de calor com o concreto e sua distribuição deve ser feita de forma a assegurar um arrefecimento uniforme. Os diâmetros dos tubos geralmente são de 20 mm a 30 mm e seu espaçamento de 1,5 m a 3 m.

A água que deve circular no tubo vai resfriar o concreto, e por seu lado, aquecer-se, tendo temperaturas crescentes desde a entrada até a saída do tubo.

O cálculo da elevação das temperaturas e das dimensões em uma barragem de concreto pode ser feito considerando-se um fluxo de calor unidirecional, bidirecional ou tridirecional, dependendo das dimensões dos blocos das estruturas e das condições de dissipação do calor.

Se esses blocos tiverem grandes dimensões longitudinais e transversais a dissipação do calor se processa pela face superior da camada e o fluxo será predominantemente unidirecional, visto que a perda de calor através das fôrmas afeta apenas as regiões dos paramentos.

Se as dimensões longitudinais e transversais da barragem forem pequenas, da ordem de 15 m ou menos, deve-se considerar o fluxo bidirecional ou tridirecional.

Em barragens de grandes dimensões, como por exemplo a de Itaipu, por vezes executa-se a concretagem subdividindo-a em blocos longitudinal e transversalmente.

A concretagem é feita por blocos alternados, por exemplo, blocos 1, 3, 5... e posteriormente executam os blocos intermediários 2, 4, 6...

O calor pode fluir livremente pelas faces laterais e superior do bloco mas em geral não são eliminados os problemas térmicos nas regiões centrais dada a ordem de grandeza de dimensão longitudinal do bloco (comprimento de 25 m a 40 m).

Além da subdivisão longitudinal pode-se também subdividir o bloco transversalmente facilitando o fluxo de calor. No lançamento do concreto-massa, dados os grandes volumes, normalmente, efetua-se o lançamento das camadas por sublances, como mostrado no item 10.

A ordem de execução das subcamadas permite, inicialmente, uma rápida dissipação pelas formas, e faces superiores e lateral, e genericamente uma dissipação pela superfície do último sublance lançado. Essa forma de execução apresenta vantagens para o lançamento do concreto não refrigerado e desvantagens para o lançamento do concreto refrigerado pelos aspectos já mencionados.

O recurso de utilizar poços ou septos juntos, para acelerar a refrigeração natural é bastante comum na Europa. O efeito desses poços e septos é explicado pelo fato de aumentarem a área exposta reduzindo consequentemente o tempo de resfriamento do bloco. Este tempo cresce na proporção do quadrado das dimensões do bloco.

Tendo-se optado pelo tipo de cimento e pela composição dos concretos a serem utilizados em uma obra, as condições do lançamento vão ser impostas basicamente por uma combinação adequada da altura da camada e do intervalo de lançamento.

À medida que os estudos se desenvolvem podem aparecer as necessidades de se recorrer a outras técnicas de minimização do efeito térmico como se segue.

No lançamento do concreto não refrigerado, as camadas devem ter altura reduzida para que se possa manter as tensões em níveis admissíveis.

Em alguns gráficos ilustrativos, figuras 11.245 a 11.247 são mostradas as influências dessa combinação. Os resultados apresentados (Nota 31) referem-se a um concreto de D máx. = 152 mm com 83 kg/m³ de cimento e 33 kg/m³ de pozolana. Nos estudos realizados mantiveram-se sempre as mesmas propriedades, sendo a temperatura ambiente variável conforme dados da região da localização da barragem de Ilha Solteira (25°C a 27°C).

Fixando-se como intervalos mínimos e máximos de lançamento respectivamente três e 14 dias e estudando-se três alturas de camada: 0,75 m, 1,125 m e 2,25 m (alturas de camadas submúltiplas da altura das fôrmas de 2,25 m, normalmente utilizadas nessa obra) os gráficos evidenciam que: — nas figuras 11.245 e 11.246, observa-se que qualquer que seja a altura da camada as elevações máximas de temperatura e

Nota 31: Dados extraídos do "Controle das Tensões Térmicas em Concreto-Massa de Grandes Barragens pelo Método dos Elementos Finitos e suas Repercussões sobre as Modernas Tecnologias de Construções" — Themag Engenharia Ltda.

as quedas máximas de temperatura (diferença entre as temperaturas máximas no concreto e a temperatura média anual do ambiente) decrescem com o aumento do intervalo de lançamento e pode-se concluir que haverá um certo valor desse intervalo a partir do qual qualquer aumento do mesmo não implica redução das temperaturas e quedas máximas.

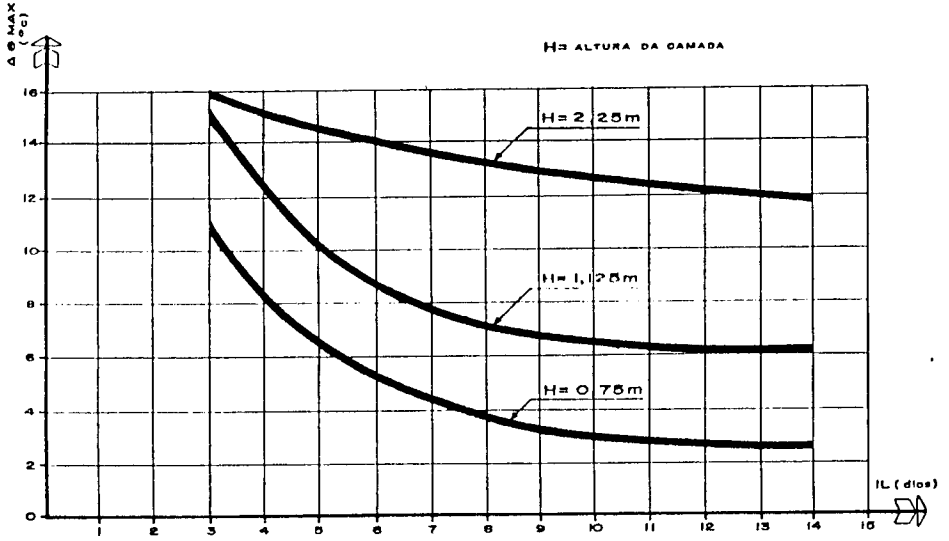


Figura 11.245 — Elevações máximas de temperatura ($\Delta\theta$ max.) em função do intervalo de lançamento (IL) — (para H constante) — concreto não refrigerado.

na figura 11.247 observa-se para uma mesma altura de camadas que as tensões máximas de tração decrescem com o aumento do intervalo de lançamento. O comportamento das tensões segue paralelamente o das temperaturas e quedas máximas.

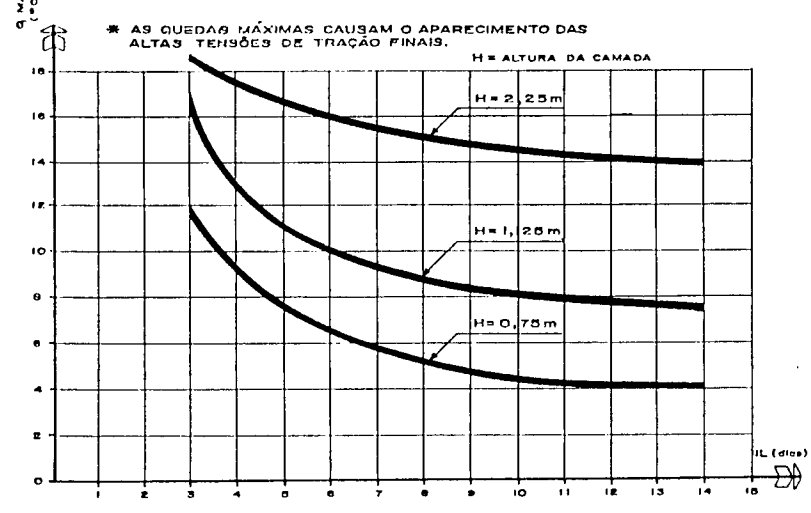


Figura 11.246 - Queda máxima de temperatura (θ max.) em função do intervalo de lançamento (IL) (para H constante) concreto não refrigerado

Aumentando-se a altura da camada, maiores são as elevações e quedas de temperatura e as tensões máximas de tração.

O intervalo de lançamento deve variar entre uma faixa de valores que vai desde o tempo mínimo necessário para o preparo das fôrmas e das superfícies para o lançamento de cada camada, até um valor para o qual qualquer aumento no mesmo não implique alterações das temperaturas, quedas de temperatura e tensões máximas.

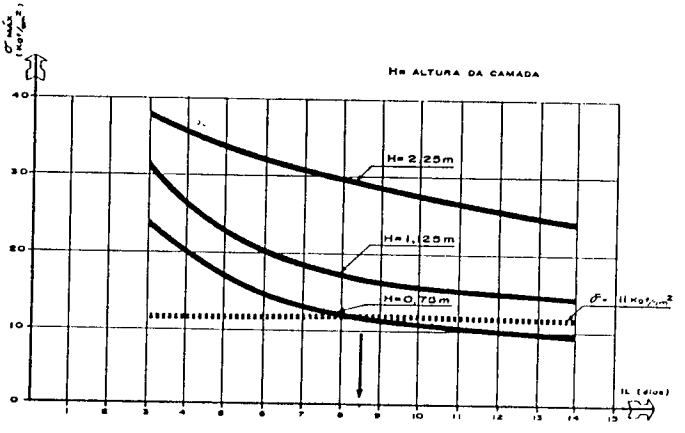


Figura 11.247 — Tensões máximas de tração (σ max.) em função do intervalo de lançamento (IL) — (para H constante) — concreto não refrigerado

Uma condição viável de lançamento seria aquela na qual as tensões máximas não ultrapassem as tensões admissíveis. Na figura 11.247 considerando-se como exemplo uma tensão admissível à tração de 11 kgf/cm², a concretagem poderia ser efetuada nas condições: altura de camada de 0,75 m, com intervalos iguais ou maiores que 8,5 dias.

Para o concreto refrigerado, a altura da camada deve ser aumentada e o intervalo de lançamento depende da quantidade de cimento do traço. As figuras 11.248 a 11.250 evidenciam os resultados obtidos para concretos com consumo de 146 kg/m³ e 260 kg/m³ de aglomerante para camadas com 2,25 m lançados a 7°C.

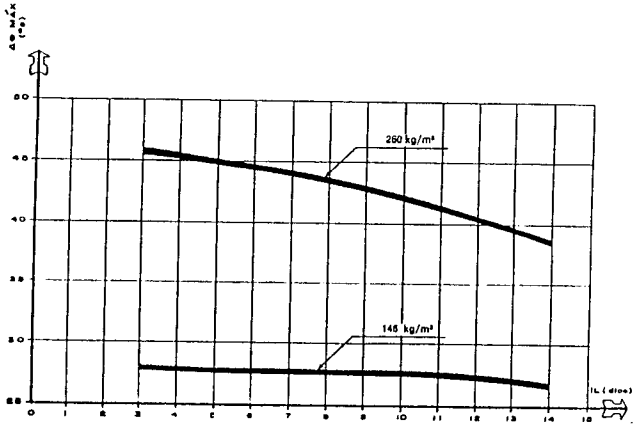


Figura 11.248 — Elevações máximas de temperatura (Δθmáx.) em função do intervalo de lançamento (IL) — (para H = 2,25 m) — concreto refrigerado.

Para a mistura com 260 kg/m³ de cimento equivalente observa-se que as elevações e quedas máximas de temperaturas e as tensões finais máximas de tração diminuem com o aumento do intervalo de lançamento, sendo estes valores, no entanto, muito maiores que para a mistura com 146 kg/m³.

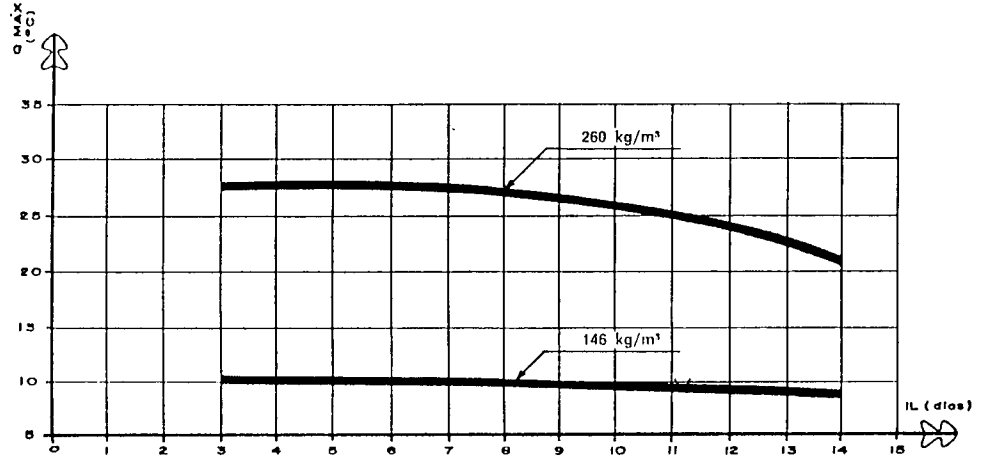


Figura 11.249 — Quedas máximas de temperatura (θ máx.) em função do intervalo de lançamento (IL) — (para H 2,25 m) — concreto refrigerado.

Para a mistura com 146 kg/m³ de cimento o comportamento das elevações e quedas máximas de temperatura é análogo, estas, no entanto, diminuem muito pouco com o aumento do intervalo de lançamento. Ao passo que as tensões finais máximas de tração aumentam com o intervalo de lançamento.

Esse comportamento se deve ao fato de que para intervalos de lançamento menores cada camada de concreto adquire pré-compressão durante maior tempo, pois as temperaturas sobem mais lentamente.

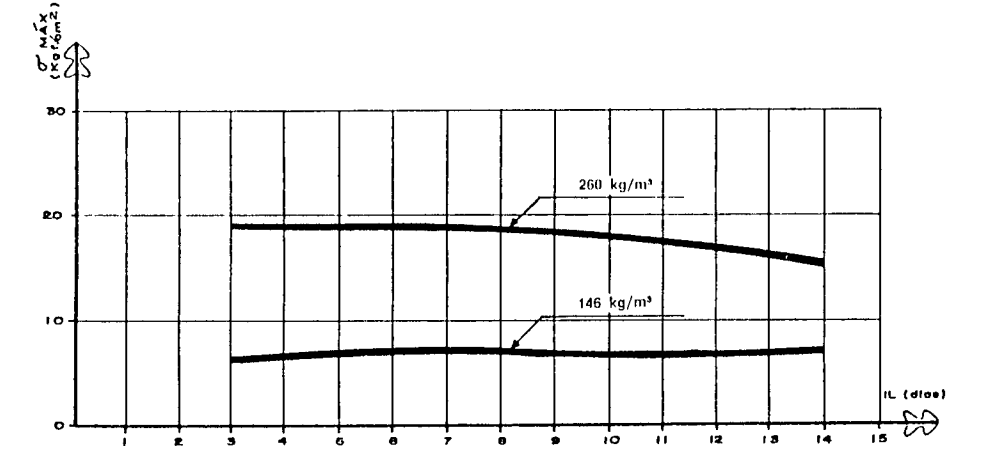


Figura 11.250 — Tensões finais máximas (σ máx.) em função do intervalo de lançamento (IL) — (para H 2,25) — concreto refrigerado.

Os gráficos evidenciam que reduzindo-se os intervalos de lançamento as evoluções são muito pouco desfavoráveis para concretos com alta quantidade de cimento e tornam-se favoráveis para concretos com pouco cimento.

A temperatura ambiente também apresenta influência no comportamento térmico, como evidenciado a seguir.

No caso do lançamento do concreto não refrigerado, por ocasião do lançamento sua temperatura está ligeiramente acima da do ambiente. Quanto maior for esta temperatura maior é a temperatura de lançamento e consequentemente maiores as temperaturas máximas atingidas e as quedas até a estabilização.

Para o concreto refrigerado, aliado a esses fatos, o lançamento em épocas cujas temperaturas ambientes são elevadas faz com que o maciço atinja mais rapidamente o potencial do ambiente reduzindo o tempo durante o qual há um acúmulo das pré-compressões.

Os resultados das tabelas seguintes evidenciam a influência da temperatura, sendo:

h = altura da camada;
IL = intervalo de lançamento;
θA = temperatura ambiente;
θ L = temperatura de lançamento;
θ MÁX. = temperatura máxima atingida pelo concreto;
θ MÁX. = tensão máxima de tração no concreto.

— Concreto não refrigerado com 116 kg/m de aglomerante (83 kg/m³ e 33 kg/m³ de cimento e pozolana respectivamente).

CASO	h (m)	I.L dias	θ.A (°C)	θ.L (°C)	θMÁX (°C)	σMÁX MPa	OBSERVAÇÃO
1	0,75	7	23,0	25,0	30,6	1,2	meses frios
2	0,75	11	27,0	29,0	34,4	2,2	meses quentes

Observa-se que mesmo aumentando consideravelmente o intervalo de lançamento para o segundo caso a temperatura e a tensão máxima são substancialmente maiores.

— Concreto refrigerado (concreto com 146 kg/m³, de aglomerante).

CASO	h (m)	I.L dias	θ.A (°C)	θ.L (°C)	θMÁX (°C)	σMÁX MPa	OBSERVAÇÃO
1	2,25	7	18,0	11,0	30,7	– 1,05	compressão na superfície da camada
2	2,25	7	24,0	11,0	32,7	0,13	tração na superfície da camada

11.17.5 Métodos de análise dos efeitos térmicos

Para se avaliar os efeitos da reação de hidratação do cimento exige-se a consideração simultânea de inúmeros fatores variáveis no tempo e ainda a evolução do processo construtivo, a fim de se obter as histórias de temperaturas no maciço e suas consequências.

O método dos elementos finitos constitui hoje, no processo numérico mais adequado à solução de problemas de tal espécie. Aplicando este método ao problema

da transferência de calor num domínio bidimensional e ao problema de determinação das tensões pode-se formular e pesquisar, facilmente, as condições do lançamento do concreto a qualquer temperatura em uma estrutura de forma qualquer constituída por um número arbitrário de materiais com diferentes propriedades, levando-se em conta a evolução, no tempo, das características físicas dos materiais, das condições de contorno referentes a vinculações da estrutura e condições de dissipação do calor, e do andamento da obra. Deste modo torna-se possível simular, razoavelmente, as situações reais.

A formulação de tal método, bem como exemplos de sua aplicação já estão amplamente divulgados no meio técnico e é ampla a bibliografia sobre o assunto.

Atualmente dispõe-se para a realização de tais análises de eficientes programas para computador, utilizando o método dos elementos finitos, que permitem a consideração de todos os fatores que interferem no fenômeno.

Com o auxílio de computadores digitais de grande porte, que possibilitam efetuar em tempos reduzidos um número praticamente ilimitado de operações, dispondo de memória suficiente para armazenar todos os resultados e imprimi-los em ordem conveniente, conforme a necessidade do analista, torna-se possível refinar as hipóteses de cálculos e ainda estudar simultaneamente diversas alternativas.

A consideração de geometria da estrutura permite reproduzir no modelo matemático suas condições de vinculação e dissipação de calor, bem como o peso próprio dos materiais.

Conhecida a geometria da estrutura lança-se sobre a mesma uma rede de pequenos elementos, por exemplo quadriláteros, que devem cobrir toda a estrutura, ou em casos particulares somente a região que interessa analisar.

Cada um dos quadriláteros (definidos por quatro pontos nodais com coordenadas referidas a um sistema de eixos ortogonais) constitui um elemento finito ao qual está associado um tipo de material.

As temperaturas são calculadas em cada instante para todos os nós, e as tensões resultantes são calculadas no centro geométrico de cada elemento.

O fluxo de calor através da estrutura pode ser considerado plano ou unidirecional, dependendo das relações de dimensões da mesma e de suas condições de dissipação de calor.

Função das dimensões e condições de vinculação do maciço, tanto no estado plano de tensões como no estado plano de deformações, ambos em regime elástico, podem servir como alternativas para o estudo.

É de relevante importância, não apenas a evolução da temperatura com o tempo, como também o instante inicial da concretagem. Nestes estudos tal evolução é considerada através de uma tabela ao longo do tempo de análise.

Por vezes, para estudos de caráter geral admitem-se temperaturas altas ou baixas procurando-se determinar os intervalos de lançamento em meses quentes e frios respectivamente. Nos meses frios consegue-se um considerável aumento do ritmo de execução da obra mediante reduções no intervalo de lançamento. Pode-se ainda refinar as análises de tal modo que esses intervalos sejam variáveis em função da temperatura ambiente, assim a execução não tem seu curso em ritmo uniforme mas em compensação terá sua conclusão em tempo acentuadamente reduzido.

Permite-se considerar as condições reais de dissipação do calor através da aplicação localizada de fôrmas, materiais isolantes ou mesmo uma rede de tubos de refrigeração todos com suas características físicas determinadas.

Pode-se determinar o período adequado de permanência das fôrmas isolantes, água de cura, ou água refrigerada sobre a superfície das camadas, e ainda os períodos ótimos da circulação da água na rede de tubos em cada camada.

A composição dos diversos concretos obriga a diferenciá-los, podendo-se considerar tantos materiais quantos forem necessários, todos com suas características físicas determinadas. Inclui-se também os materiais da fundação (rocha) que no entanto não apresentam geração de calor.

Se se dispuser de diferentes tipos de cimento a análise permite selecionar aquele

considerar as variações no tempo das características físicas dos materiais, a saber:
— a fluência e a variação autógena;
— o módulo de deformação;
— o coeficiente de expansão térmica;
— o coeficiente de Poisson;
— as resistências à tração e compressão determinadas através de ensaios de laboratórios; e
— capacidade de alongamento por tração.

O calor gerado espontaneamente pela reação de hidratação do cimento é levado em conta através de uma curva de temperatura em função do tempo, denominada curva de elevação adiabática determinada experimentalmente através de medidas de um corpo de prova, em reação, em um sistema adiabático (ver item 5.10.6).

A descrição do processo construtivo é feita em detalhes através de caracterização dos seguintes itens:
— espessura de cada camada e o modo como são lançadas (lançamento instantâneo ou em blocos, ou em subcamadas);
— intervalos de tempo entre cada lançamento;
— temperatura do material no instante do lançamento;
— tempo de permanência das fôrmas;
— localização da serpentina de refrigeração e período de funcionamento;
— aplicação e remoção de materiais isolantes;
— período de duração da aplicação da água de cura sobre as camadas.

Resumidamente, os dados necessários à realização de um estudo são:
— condutividade térmica;
— calor específico;
— massa específica;
— evolução adiabática da temperatura;
— evolução com o tempo do módulo de deformação;
— evolução com o tempo do coeficiente de Poisson;
— evolução com o tempo do coeficiente de expansão térmica;
— evolução com o tempo das resistências à compressão e à tração;
— evolução com o tempo da deformação por fluência e da retração;
— estimativa estatística da evolução da temperatura ambiente referente ao período a ser estudado;
— coeficientes de transmissão superficial (que refletem a quantidade de calor que pode fluir através da superfície por unidade de área, tempo e diferença de temperatura entre o material isolante ou forma e o ambiente);
— constante característica (que reflete a quantidade de calor retirado do material pela água e circulação pelo sistema de pós-resfriamento);
— temperatura da água de refrigeração.

Fixadas as condições do processo construtivo a análise dos resultados permite dizer se as mesmas não trazem riscos à estrutura. Se essas condições não forem satisfatórias, pode-se alterar cada uma delas independentemente das outras ou variar algumas das condições, ou todas, criteriosamente, de forma que as evoluções das temperaturas e tensões não apresentem valores críticos.

Pode-se chegar, então, a condições de lançamento viáveis, e executá-las sem risco à segurança da obra.

A análise permite selecionar dentre os diversos concretos de composição variável, aqueles que causem evoluções de temperaturas e tensões mais favoráveis, e recomendar a sua adoção na execução da obra.

Nestes estudos, pode-se chegar à determinação de alturas máximas de camadas e intervalos de lançamento mínimos, e recomendá-los, visando reduzir o tempo de execução da obra.

Figura 11.252 — Vista de uma máquina de gelo utilizada no sistema de refrigeração da obra de Tucuruí, com capacidade de 600 kg/h.

11.17.6 Sistemas de refrigeração e isolamento de concreto-massa

A escolha do sistema de refrigeração e isolamento normalmente é função das condições particulares de cada obra sob os pontos de vista de: dimensões, técnicas construtivas, condições ambientais e tipo de materiais disponíveis.

Basicamente podem ser identificados por:

— sistemas de refrigeração prévia (pré-resfriamento);
— sistemas de refrigeração posterior (pós-resfriamento);
— isolamentos de superfície, que são descritos a seguir.

11.17.6.1 Sistemas de pré-resfriamento

Uma das influências preponderantes para evitar a fissuração térmica é o controle da temperatura de lançamento do concreto. De modo geral, quanto menor a temperatura do concreto, quando passar do estado plástico, ao ser lançado, para o estado elástico, ao endurecer, menor será a tendência a fissurar. A temperatura de lançamento (θ_L) pode ser escolhida de tal forma que a deformação de tensão potencial, resultante da queda de temperatura do valor do pico para uma temperatura final estável, não exceda a capacidade de alongamento (ver item 5.5) por tração do concreto, e que pode ser estimada por:

$$\theta_L = \theta_A + \frac{100 \times \varepsilon}{\alpha_t \times k_p} - \Delta\theta \text{ sendo}$$

θ_L = temperatura de lançamento do concreto (°C);
θ_A = temperatura de estabilização (ambiente) (°C);
ε = capacidade de alongamento à tração;
α_t = coeficiente linear de expansão térmica ($°C^{-1}$);
k_p = grau de restrição (%).

Fixando ou determinando a temperatura de lançamento (θ_L) do concreto, resta fazer um balanço térmico dos materiais, para que se possa, a partir de suas propriedades, determinar a temperatura dos ingredientes.

O balanceamento térmico pode ser feito como descrito em 3.1.7. Através desse balanceamento podem ser previstas as temperaturas e as quantidades dos materiais, para determinada temperatura do concreto.

Os componentes do concreto podem ser refrigerados previamente de diversas maneiras.

A água de mistura pode ser esfriada, parcialmente ou totalmente substituída por gelo. As pilhas dos agregados podem ficar à sombra. Os agregados miúdos podem ser processados em classificador, usando água gelada.

Os métodos para refrigerar os agregados graúdos, que produzem o maior potencial para remover o calor da mistura, podem ser desde aspersão de água nas pilhas de estoque, aspersão de água gelada sobre agregados em correia transportadora, imersão de agregados graúdos em tanques de água gelada, ar frio forçado através dos silos nas centrais de concreto. Em vários casos tem-se usado uma combinação de diversas destas práticas.

Um quilo de gelo absorve 335 kJ quando o gelo passa do estado sólido para água. Desta forma o uso do gelo é um dos métodos básicos para se baixar as temperaturas de lançamento do concreto.

O método mais primitivo fazia uso de blocos de gelo que eram moídos antes de serem pesados e misturados. Métodos mais recentes e atuais utilizam equipamentos de produção de flocos de gelo, onde o gelo se forma e é raspado de um tambor refrigerado que gira e recebe a água aspergida.



g 11.251 — Correia para refrigeração de agregados, por aspersão de água gelada.



g 11.252 — Vista de uma máquina de gelo utilizada no sistema de refrigeração da obra de Tucuruí. apacidade de 600 kg h.

A fim de produzir um concreto homogêneo é importante que todo gelo esteja derretido antes que se termine a mistura do concreto.

Embora a maioria dos minerais de rocha possuam um calor específico relativamente baixo, pelo fato de comporem a maior parte dos concretos, a temperatura dos agregados exerce a maior influência sobre a temperatura dos concretos. Desta forma, sob as condições mais severas de temperatura de construção os objetivos de um programa de controle não podem ser alcançados sem a refrigeração dos agregados do concreto.

Provavelmente o processo mais eficiente para refrigerar agregado miúdo é o uso de água gelada na classificação das areias. A água corrente do classificador é dirigida a um tanque de sedimentação e a água volta para o refrigerador e daí para o classificador.

A aspersão de água sobre pilhas de agregados graúdos é um processo econômico, mas limitado, pois depende do efeito de resfriamento pela evaporação natural, que por sua vez depende das condições da temperatura, do vento e da umidade relativa do meio ambiente. Sob a pilha deve haver uma drenagem eficiente.

Uma das maneiras mais efetivas de refrigerar agregados graúdos é a submersão em tanques com água fria. Esse processo foi utilizado, no Brasil, na obra de Ilha Solteira-Cesp. Os tanques são abertos no topo com fundo cônico que se dirige para uma comporta de descarga à prova de água. O ciclo de refrigeração consiste em encher o tanque com água gelada, carregando o agregado graúdo para dentro do tanque, circulando a água através do agregado, retirada da água, e descarga do agregado. Há necessidade de um desaguamento do agregado.

A refrigeração do agregado graúdo pode ser feita por aspersão de água gelada sobre os agregados durante o transporte por uma correia transportadora, havendo também a inundação do material na correia. A velocidade da correia é um elemento importante no dimensionamento desse sistema. Aqui também se faz necessário o uso de peneiras desaguadoras.

O sistema de refrigeração por vácuo utiliza o baixo ponto de ebulição da água quando esta estiver submetida a uma pressão inferior à da atmosfera, e a grande capacidade de absorção de calor da água na passagem do estado líquido para o de vapor. Esse método utiliza a umidade livre nos agregados para refrigeração por evaporação. Os agregados úmidos são levados a um tanque de pressão que possa ser hermeticamente fechado na entrada e na saída. O vácuo é aplicado por uma câmara adjacente por bombas de difusão alimentadas a vapor.

O ar frio forçado através do agregado é também um processo de refrigeração do agregado graúdo. Exige, entretanto, controle cuidadoso para evitar o congelamento da água livre, principalmente para agregados com pequeno tamanho máximo.

Outro método para refrigeração de água de mistura é o que emprega nitrogênio líquido, líquido criogênico inerte. De um tanque criogênico o nitrogênio líquido é injetado para um tanque de água, especialmente projetado.

Os aglomerantes usados no concreto são materiais hidráulicos, e de tal forma, o controle de qualidade exige que sejam manuseados e misturados a seco. Se a temperatura do cimento for reduzida abaixo do "ponto de orvalho" da atmosfera local, a umidade pode condensar e afetar a qualidade do cimento. As atividades normais de manuseio do cimento — descarga por meio de bombas pneumáticas e o manuseio por calhas a ar — provocam uma certa refrigeração.

Um amplo e completo método de pré-resfriamento do concreto foi adotado para a obra de Ilha Solteira, pela primeira vez no Brasil, no final dos anos 60.

Para a construção da obra de Itaipu, adotou-se esquema semelhante ao de Ilha Solteira, com a diferença de que os agregados graúdos eram refrigerados por aspersão em correia transportadora e não em silos. O sistema adotado em Itaipu é mostado esquematicamente na figura 11.253.

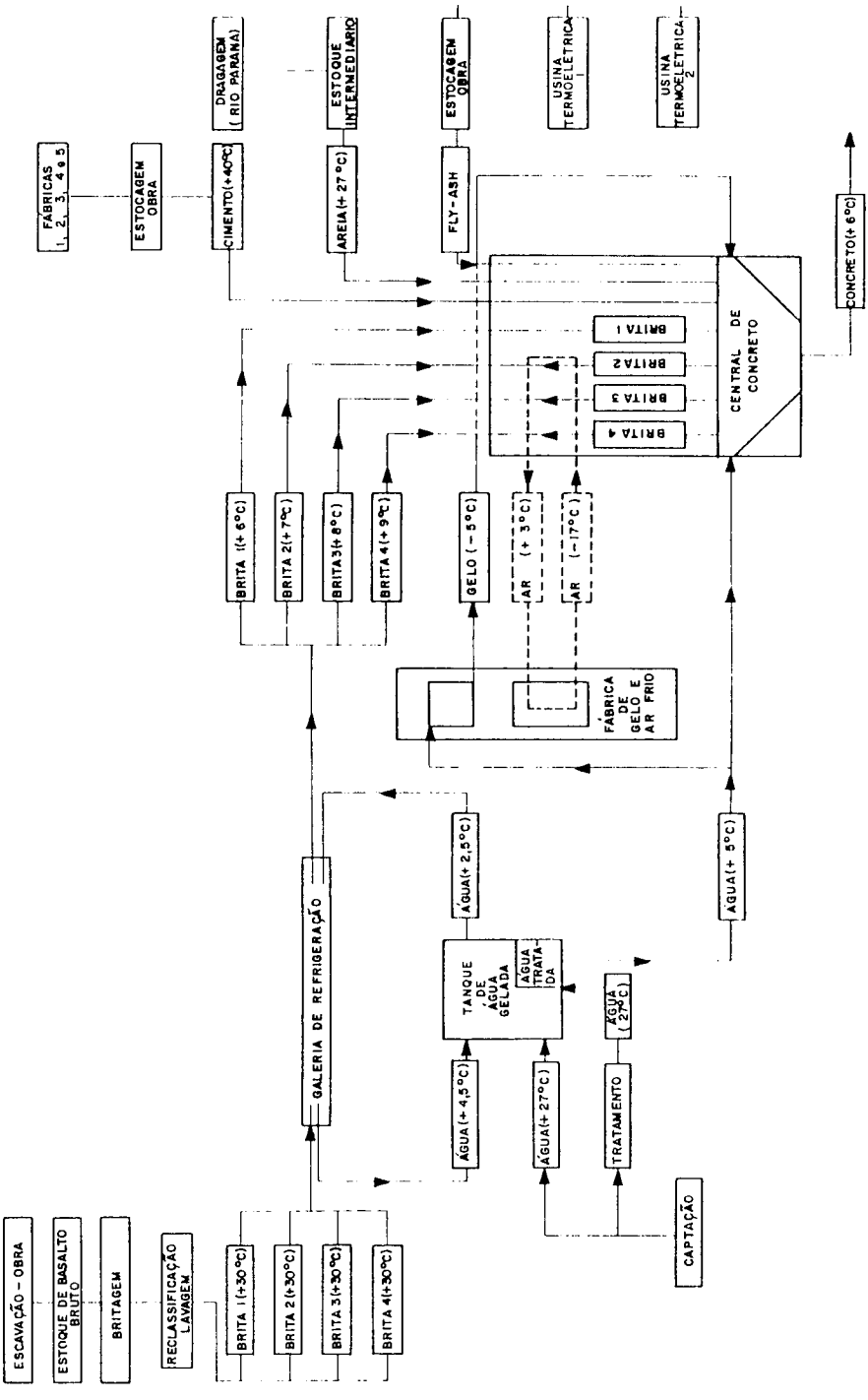
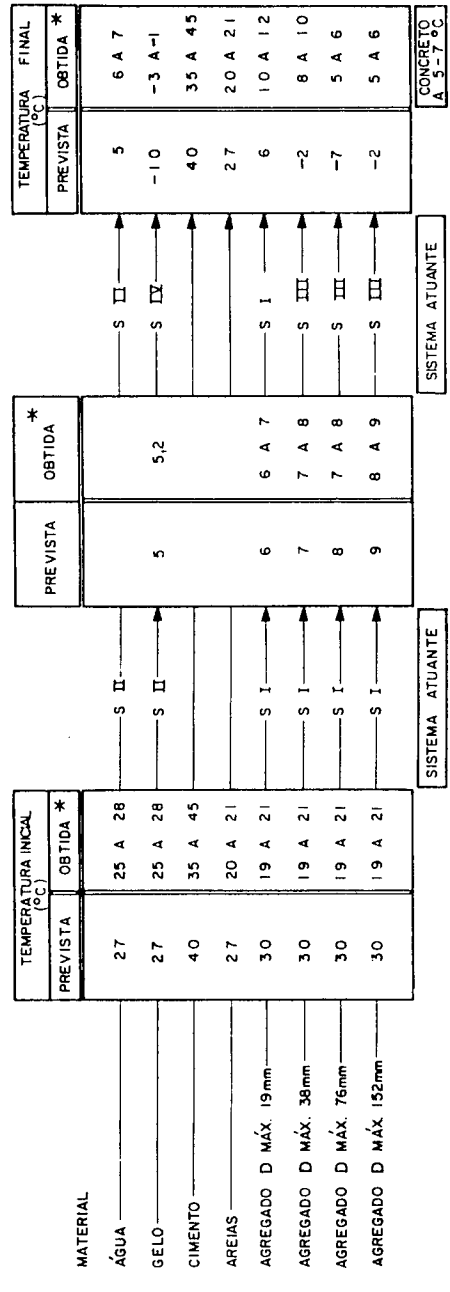


Figura 11.253 — Esquema de refrigeração de concreto, adotado em Itaipu.

Para atender à temperatura de lançamento do concreto a 7°C, em Itaipu os sistemas operavam de acordo com o mostrado na figura 11.254.



LEGENDA

S I — ASPERSÃO DE ÁGUA GELADA A 2,5 °C - OBTIDA ENTRE 1 e 2 °C
S II — REFRIGERAÇÃO DE ÁGUA TRATADA A 5°C — OBTIDA 5,2 °C
S III — INSUFLAÇÃO DE AR FRIO A -17°C — OBTIDA ENTRE -11 e -12 °C
S IV — FABRICAÇÃO DE GELO EM ESCAMAS A -10°C — OBTIDO ENTRE -10 e - 12 °C
* — VALORES MÉDIOS OBTIDOS NO PERÍODO — SETEMBRO-DEZEMBRO 1979

Figura 11.254 — Esquema de variação das temperaturas dos materiais.

As figuras 11.255 e 11.256 mostram os circuitos de água e de amoníaco do sistema de pré-resfriamento de Itaipu.

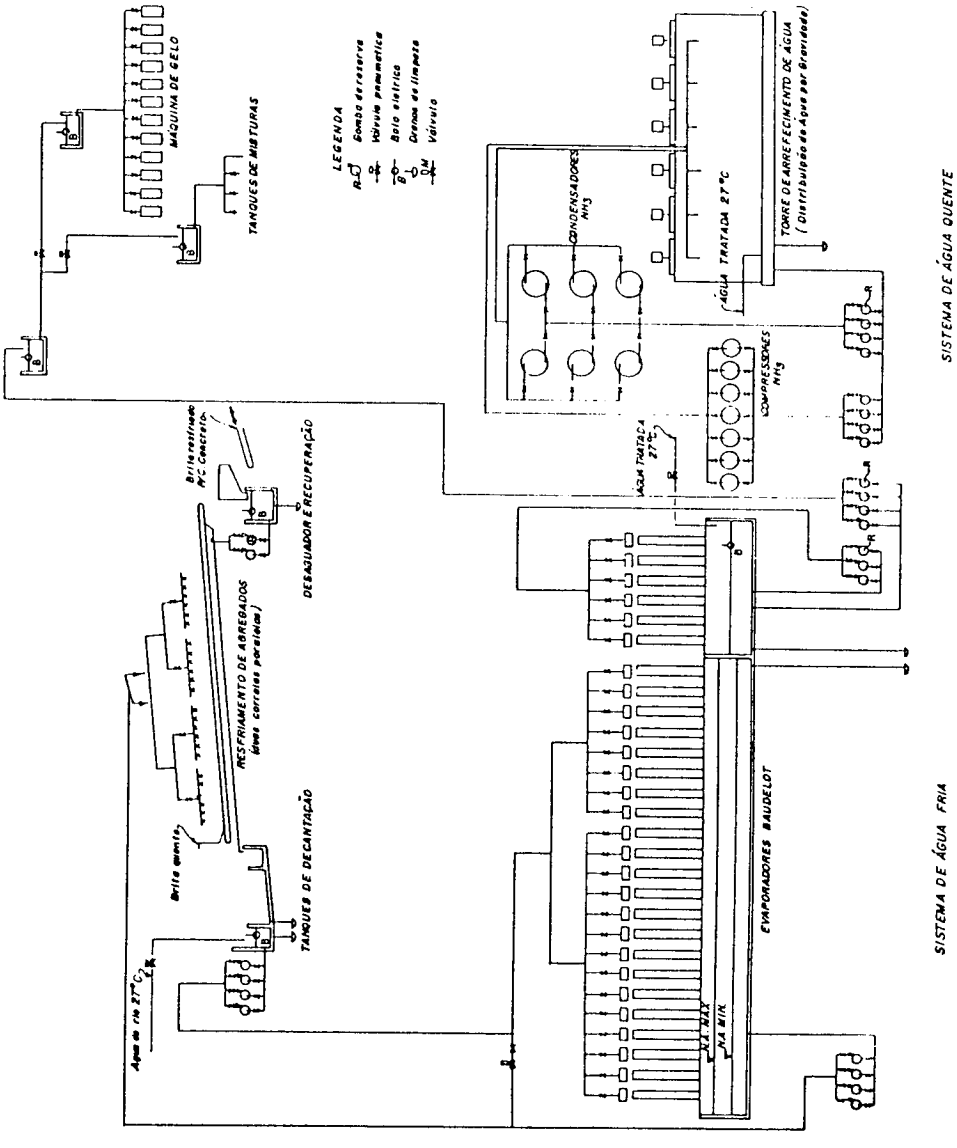


Figura 11.255 — Circuito de água do sistema de pré-resfriamento da obra de Itaipu.

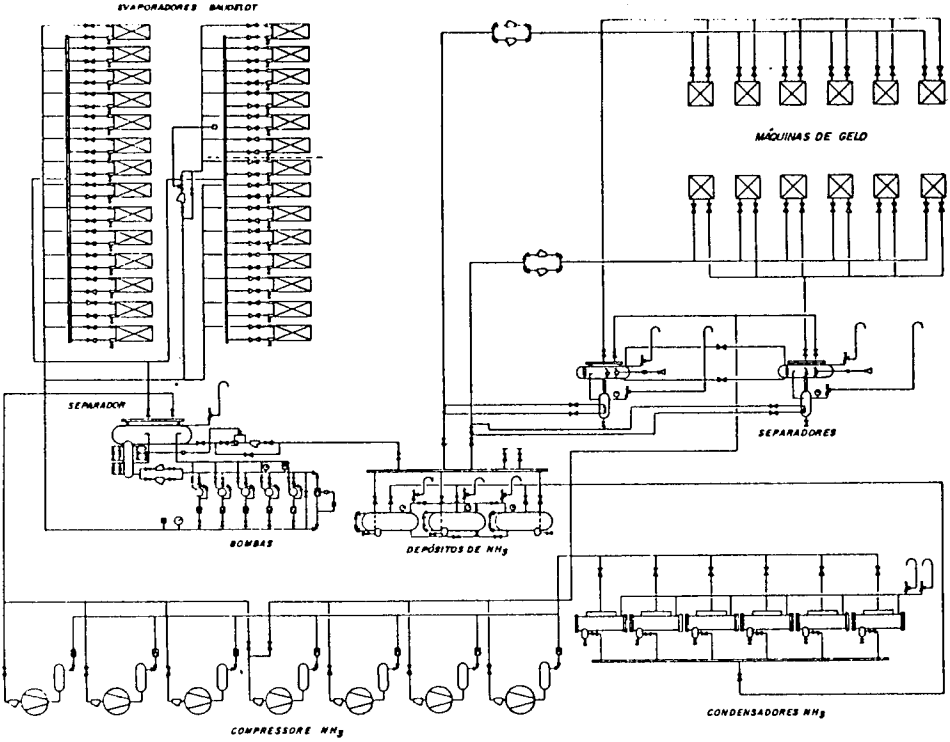


Figura 11.256 — Circuito de amoníaco do sistema de pré-resfriamento do concreto da obra de Itaipu.

Através da tomada das temperaturas dos materiais no sistema adotado em Itaipu, pode ser montado o gráfico da figura 11.257, que mostra o fluxo dos agregados e as temperaturas nos diversos pontos, dando uma visão da eficiência dos vários processos do sistema.

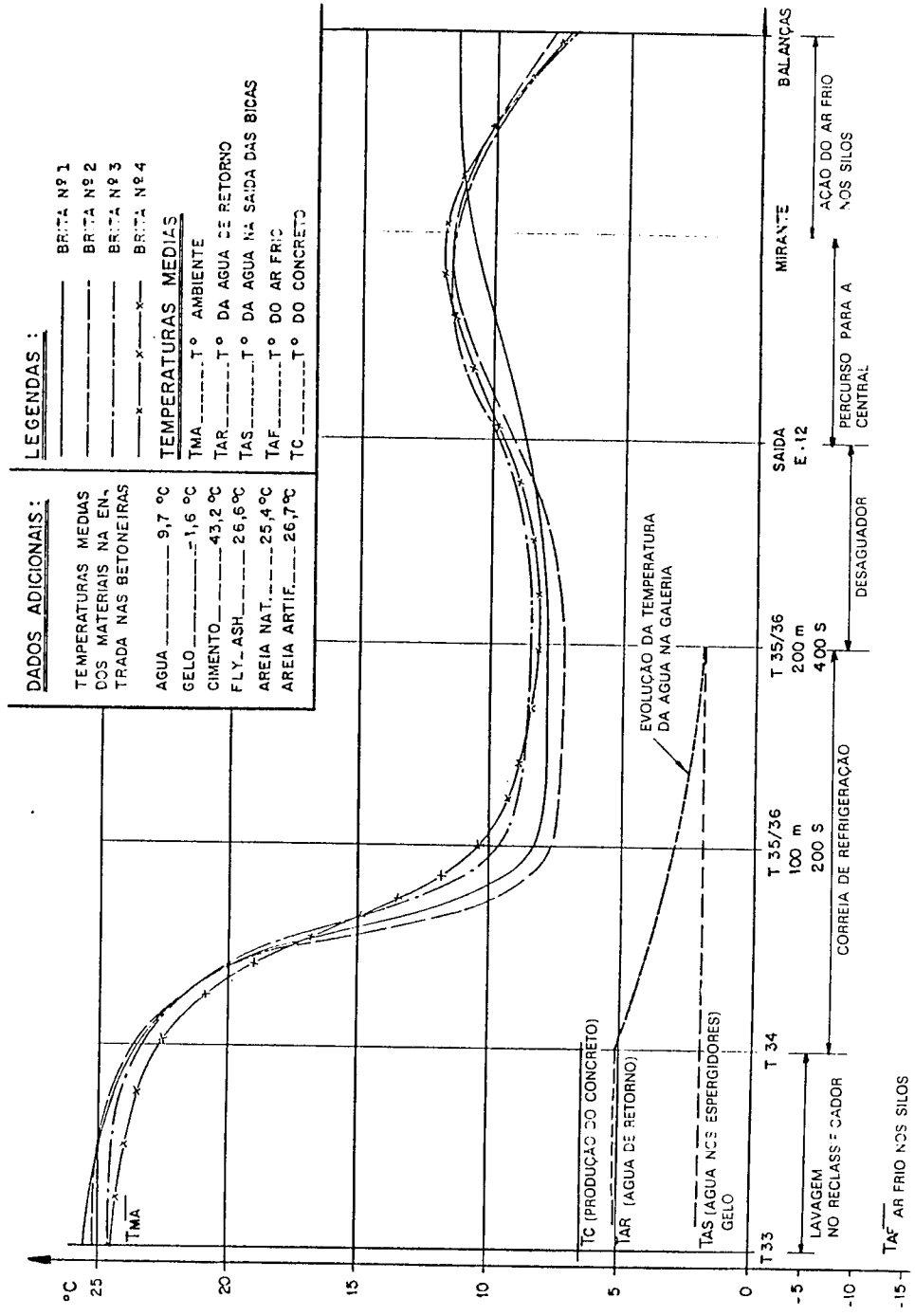


Figura 11.257 — Desenvolvimento das temperaturas dos materiais sob a açao dos diversos processos no sistema adotado em Itaipu.

As considerações e cálculos de temperatura não devem perder de vista os ganhos (ou perdas) de calor do concreto ou dos componentes, durante as fases de mistura, transbordo, transporte e lançamento.

A energia requerida para misturar o concreto deve ser considerada no balanceamento térmico. Estudos efetuados pelo laboratório de concreto de Tucuruí [36], permitiram determinar os ganhos térmicos devido às operações de mistura, dos concretos mais utilizados na obra, para a temperatura de lançamento (θ_L) do concreto de 12°C. Para o período diurno (mais quente) foram obtidos os seguintes valores:

Tamanho Máximo do Concreto (mm)	Ganho Médio de Calor (kJ) devido à betonagem - G -
19	11,79
38	10,07
76	6,63
152	4,74

A capacidade do sistema de refrigeração é normalmente expressa em toneladas de refrigeração e é função da produção de concreto e a quantidade de calor a ser removida.

11.17.6.2 Sistemas de pós-resfriamento

O controle das temperaturas do concreto pode ser feito eficazmente pela circulação de um líquido frio (geralmente água) por meio de serpentinas constituídas por tubos de paredes finas que são embutidos no concreto. O calor removido durante os primeiros dias, após o lançamento, vai reduzir o pico inicial de temperatura. O sistema acelera a remoção subsequente de calor (e a consequente variação volumétrica) durante as primeiras idades, quando o módulo de elasticidade (de deformação) é, ainda, relativamente baixo.

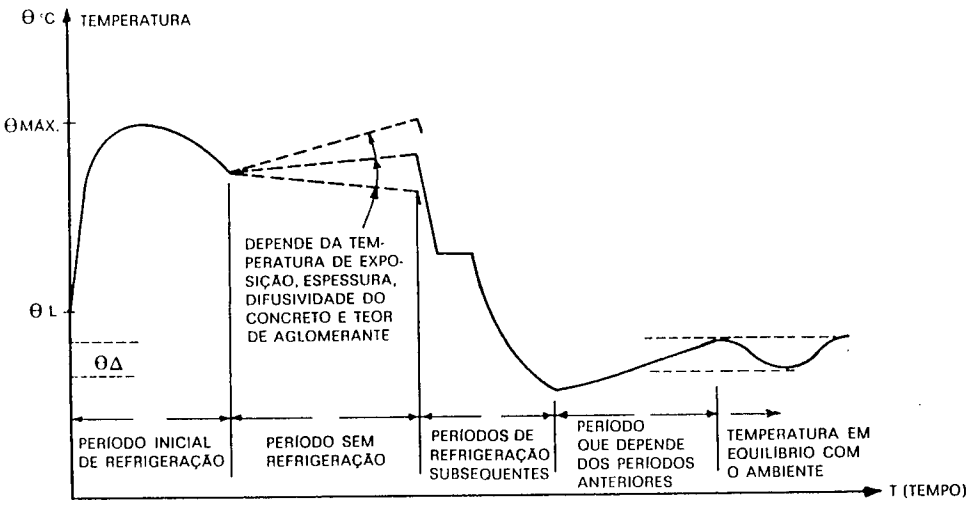


Figura 11 258 — Desenvolvimento da temperatura com sistema de pós-resfriamento.

A duração do período inicial de refrigeração, normalmente, é de duas a seis semanas. Depois disso o concreto vai sofrer novamente elevação da temperatura, podendo necessitar de um ou mais períodos adicionais de refrigeração. A velocidade de refrigeração (em graus/hora ou graus/dia) deve ser menor nos períodos suplementares, do que no inicial, devido ao módulo de deformação ser maior nas idades maiores.

Outros métodos, tais como refrigeração por evaporação por aspersão de água, água fria (refrigerada) para a cura, e o sombreamento, podem trazer benefícios na superfície, mas no interior da massa do concreto os resultados não são muito significativos.

A figura 11.258 ilustra o processo de pós-resfriamento.

A tubulação a ser usada para as serpentinas deve ser metálica (alumínio ou aço) ou outro material que permita troca rápida de calor.

Por razões práticas, as serpentinas têm sido colocadas sobre as juntas de construção, o distanciamento vertical corresponde então à altura da camada.

O espaçamento horizontal e o comprimento da tubulação são resultantes de um dimensionamento em que se consideram também a temperatura e a vazão do líquido refrigerante, que pode ser obtido pelos ábacos das figuras 5.4.1 e 5.4.2 das referências [37] e [34].

As instalações de bombeamento e refrigeração são dimensionadas da mesma forma que as de um sistema de pré-resfriamento, possuindo circuitos semelhantes aos mostrados nas figuras 11.255 e 11.256.

11.17.6.3 Isolamento da superfície

Quando o concreto é colocado nas fôrmas, sua temperatura começa a elevar-se. Em camadas maiores, com espessuras superiores a 1,5 m, a elevação da temperatura é fundamentalmente adiabática na parte central da massa do concreto. Na superfície exposta (com ou sem fôrma) o calor gerado é dissipado para o ambiente a uma velocidade que depende do diferencial de temperatura, sendo que a elevação da temperatura do concreto adjacente à superfície é menor do que no interior da massa. Isto causa um grande gradiente de temperatura, crescente da superfície para o interior. Enquanto o concreto possui baixa rigidez (poucas horas após moldagem) este gradiente de temperatura, ou mudança, não causa nem tensões nem deformações preocupantes. À medida que o concreto começa ter resistência e elasticidade as variações de temperatura vão causar mudanças inconvenientes, resultando em deformações e tensões na superfície exposta.

O grau de proteção exigido para evitar ou reduzir significativamente as deformações e tensões térmicas em superfícies de concreto é estabelecido através de ensaios. Atualmente têm sido empregados materiais sintéticos, como mantas de poliuretano expandido, que com uma estrutura celular fechada constituem-se em um processo eficaz para isolamento.

11.17.7 Custos

A determinação dos custos decorrentes da refrigeração é relativamente simples. A avaliação do reflexo sobre o custo final do concreto lançado já é mais complexa devido a combinações de diversos fatores paralelos.

O custo da instalação, sua manutenção e operação têm oscilado em torno de 3% do custo do concreto.

Estes 3% podem, porém, ser totalmente absorvidos ou se tornar negativos por uma série de vantagens decorrentes que são:

— maior velocidade de concretagem devido a maiores lances (de até 3 m), com redução do número de juntas a tratar;

— economia de aditivos plastificantes e retardadores, visto que o concreto refrigerado é mais plástico e tem o início de pega retardado em mais de duas horas em relação ao concreto quente.

Apenas esta economia pode representar até 2% do custo do concreto.

- menor consumo de aglomerante (ao redor de 0,3% a cada redução de 1°C na temperatura do concreto como visto no item 3).
- concreto de maior uniformidade pela redução de tensões térmicas, as quais reduzem a permeabilidade e aumentam a durabilidade.

11.18 Concreto adensado com rolo vibratório

11.18.1 Introdução

A construção de obras de grande porte, principalmente hidrelétricas, tem levado os tecnologistas à pesquisa de materiais e processos de construção que permitam o lançamento de grandes volumes de concreto em curtos espaços de tempo.

São, porém, notórias as limitações de volumes e velocidades de aplicação de grandes massas de concreto, em função, principalmente, dos problemas decorrentes das reações exotérmicas de hidratação do cimento.

A fim de minimizar ou contornar os efeitos desse fenômeno foram feitas pesquisas para desenvolvimento de materiais tais como cimentos de baixo calor de hidratação, uso de agregados de grande bitola, com intuito de diminuir o consumo de cimento, uso de material pozolânico, bem como técnicas de pré e pós-resfriamento do concreto. Recentemente foi dada grande atenção às pesquisas e algumas aplicações de uma nova técnica de proporcionamento de misturas, de tal forma a adaptar o proceso executivo de construção de barragens de enrocamento e terra à construção de obras de caráter massivo de concreto.

A este conjunto (proporcionamento e lançamento) chamou-se de "Concreto Adensado com Rolo Vibratório", ou simplemente concreto rolado, do inglês Roller Compacted Concrete — "Rollcrete".

Esta técnica, onde é usada uma mistura sem trabalhabilidade com aspecto arenoso, permite, com o uso de equipamentos de construção de enrocamentos, um lançamento contínuo e pode possibilitar economia de tempo e custo, na construção de barragens de concreto, do tipo gravidade.

11.18.2 Aspectos históricos

O conceito do Rollcrete provavelmente teve origem nas conferências de Asilomar — Califórnia — EUA, em março 1970 [39]. Nessas conferências foram apresentados trabalhos comentando a aplicação dos equipamentos de enrocamento nas construções em concreto e reportando alguns ensaios efetuados.

O primeiro modelo em escala natural, para aplicação do Rollcrete, foi efetuado [40] em 1971 na Barragem de Tims Ford, pela TVA (Tennessee Valley Authority). Na mesma oportunidade foi sugerido o uso de um concreto pobre e seco (consistência) semelhante a determinado material usado como base de estradas no Reino Unido, desde 1940, para o núcleo de barragens.

Os estudos seguintes, que incluíram além de aterros-modelo, outros ensaios em laboratório, foram efetuados pelo Corps of Engineers [41] nos anos 1972 e 1973 para a barragem de Elk Creek. Em maio de 1973, um amplo estudo [42] foi executado também pelo Corps of Engineers, para a barragem de Lost Creek.

Em 1965 uma barragem protótipo (Manicouagan 1) foi construída pela Hydro-Quebec, no Canadá, usando o lançamento horizontal [43]. O conceito dessa técnica era de que uma barragem do tipo gravidade poderia ser considerada em três partes:

— uma a montante contendo uma região de concreto impermeável;
— uma a jusante com blocos de concreto pré-moldado e
— a parte central contendo o concreto rolado, como ilustra a figura 11.259.

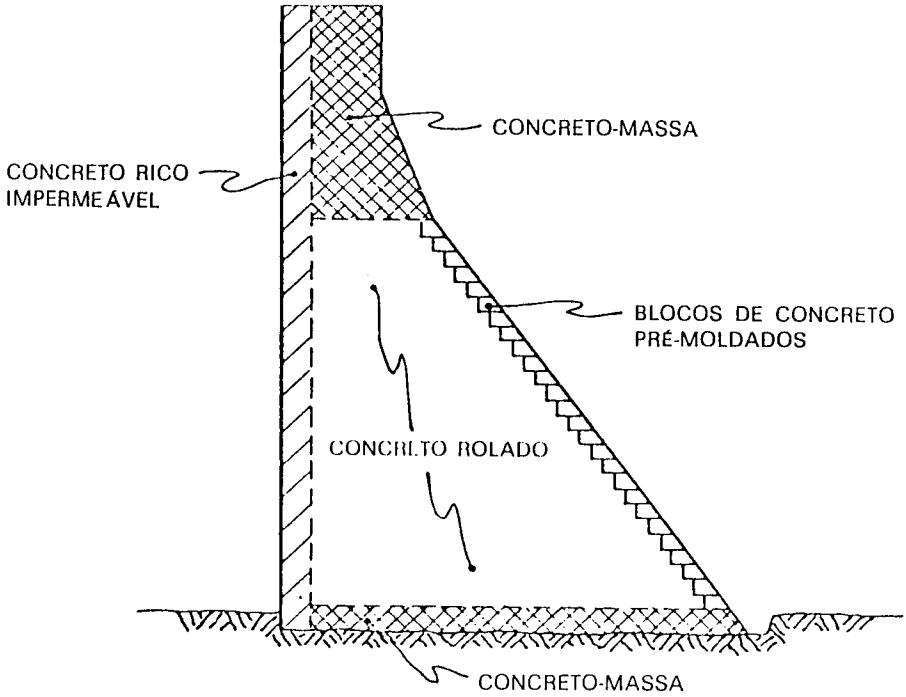


Figura 11.259 — Protótipo — Manicouagan 1.

Esse conceito foi desenvolvido em 1973, com a inclusão de drenos na região do concreto rolado, pois foi considerado que o Rollcrete não era suficientemente impermeável e poderia ocorrer a lixiviação [44].

Um amplo estudo foi efetuado na universidade de Newcastle [45] confirmando que o material poderia estar sujeito à lixiviação e que a aderência entre as subcamadas poderia não ser assegurada. Ao final dos estudos foram propostos perfis contendo uma rede de drenos [46] e [47].

Em 1974 o Ministério das Construções do Japão iniciou um programa de pesquisas com o objetivo de redução de custos das barragens de concreto. Considerou-se na época a situação de riscos sísmicos.

Em 1976 a ensecadeira de montante da barragem de Okawa foi utilizada [48] como modelo (1:1) para avaliação do método proposto. As faces da barragem foram moldadas contra fôrmas usando concreto convencional adensado por vibradores de imersão, e o núcleo foi executado em conjunto, com concreto rolado. As juntas foram moldadas (cortadas) no concreto fresco e folhas plásticas foram colocadas para vedá-las (mata-juntas). Essas pesquisas foram seguidas por outras com execuções de "aterros" experimentais e ensaios de laboratório [49].

Em 1981 noticiou-se no Ciria (Construction Industry Research and Information Association) — Londres que a barragem de Shimajigawa e parte da barragem de Okawa foram executadas [50] [51] com concreto rolado.

Em 1976 o concreto rolado foi usado na fundação em Tamar — Treatment Works in Cornwall — Reino Unido [52]. Na mesma época o TVA usou o concreto rolado para praças experimentais e na fundação da Bellefonte Nuclear Power Station in Alabama — EUA — [53] [54] [55] [56].

Em 1978 o U.S. Army Corps of Engineers utilizou 7.500 m^3 de concreto rolado no projeto do rio Chena — Alasca [57].

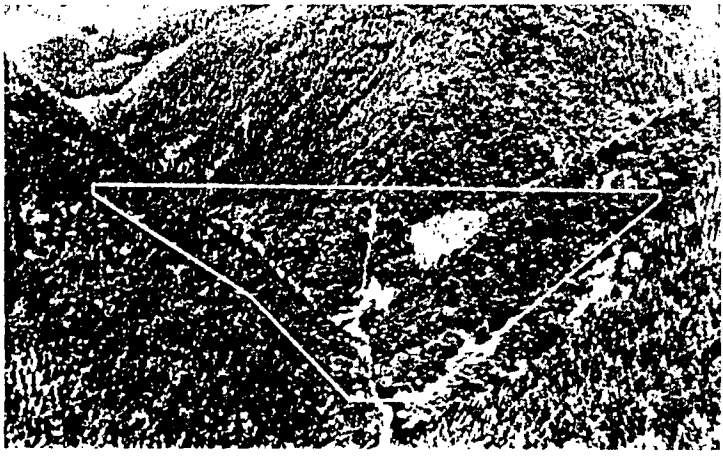


Figura 11.260 — Vale do rio Shimaji onde foi implantada a barragem de Shimajigawa



Figura 11.261 — Vista de uma fase de construção da barragem de Shimajigawa.
Início — 05/09/1978. Início do concreto rolado — 25/10/78. Término do concreto rolado — 28/04/80. Término do concreto — 09/08/80. Volume total de concreto: 317 mil m³. Volume total de concreto rolado: 165 mil m³.

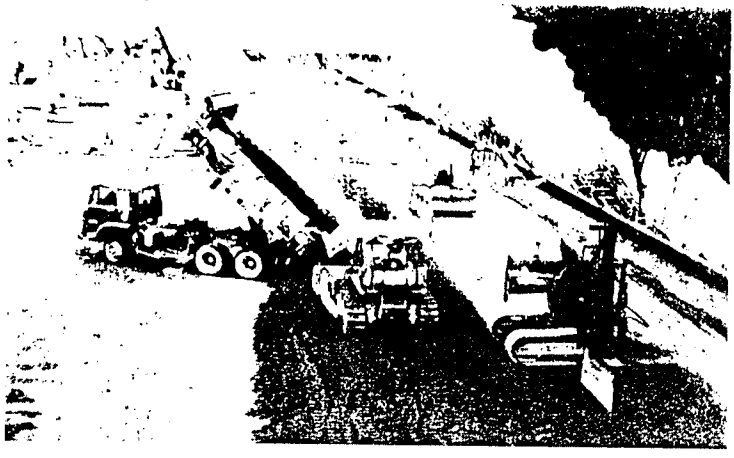


Figura 11.262 — Lançamento do concreto rolado na obra de Shimajigawa, mostrando a descarga, o espalhamento (com bulldozer) a compactação com rolo (ao fundo) e a máquina para fazer a junta.

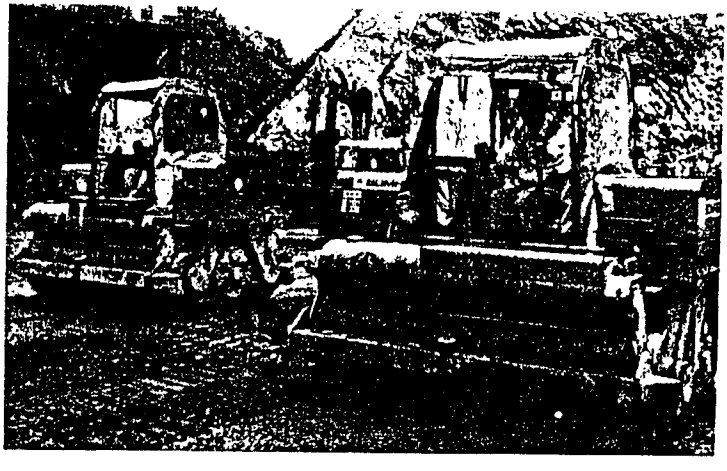


Figura 11 263 — Rolos compactadores efetuando o adensamento do concreto rolado.

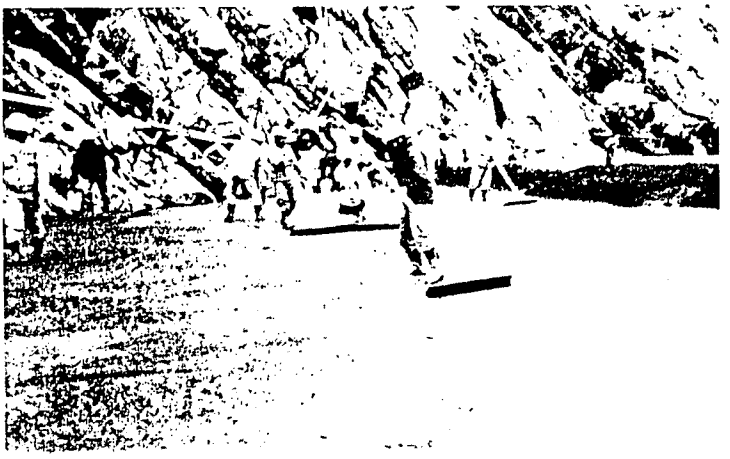


Figura 11 264 — Argamassa colocada entre "juntas" de construção para garantir a aderência e impedir a lixiviação.

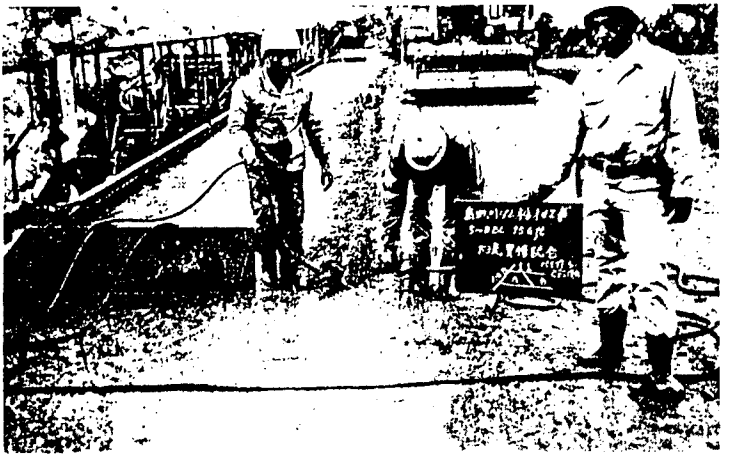


Figura 11 265 — Foto mostrando o conceito da figura 11 259, com a face de montante moldada com concreto convencional (adensado com vibradores de imersão) garantindo uma zona impermeável e o concreto rolado imediatamente a jusante.

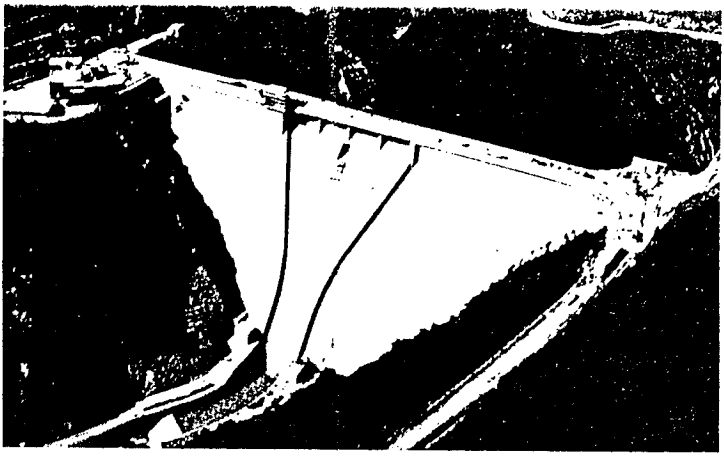


Figura 11 266 — Barragem de Shimajigawa pronta.

Desde 1975 um grande volume de concreto rolado foi aplicado em Tarbela — Paquistão [58] e [59].

No Brasil, sabe-se da aplicação do concreto rolado na obra de Sao Simão por volta de setembro-outubro, 1977 [60], para enchimento das aberturas de desvio da Tomada Baixa.

Em 1976, foi feita uma aplicação do concreto rolado na construção de contrapiso de almoxarifados no canteiro de obra de Itaipu.

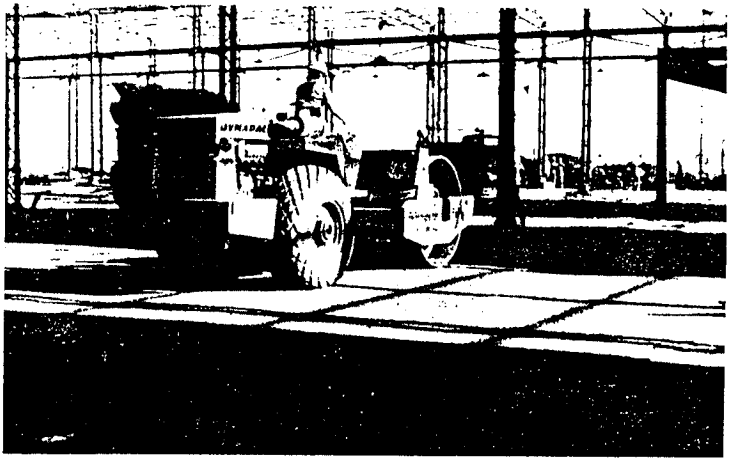


Figura 11.267 — Aplicação de concreto adensado por rolo vibratório, em contrapiso de almoxarifado — Itaipu, 1976.

Em abril/maio de 1978 houve outra aplicação de Rollcrete na obra de Itaipu, para enchimento de uma rampa de acesso (às fundações da estrutura de desvio). O volume utilizado foi de aproximadamente 26 mil m^3 [61].

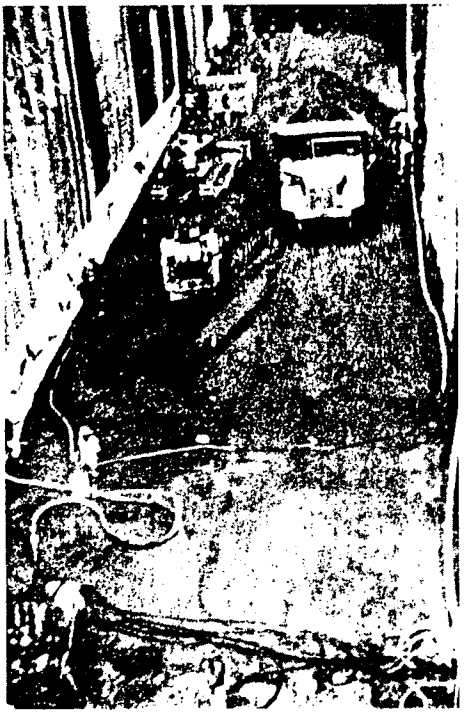


Figura 11.268 — Vista geral da aplicação do concreto rolado na rampa de acesso às fundações da estrutura de desvio de Itaipu, abril-maio, 1978.

Em uma outra etapa foi executada uma rampa de acesso à area de montagem central da usina de Itaipu, quando então os processos de lançamento e controle foram melhorados.



Figura 11.269 — Rampa de acesso à área de montagem central (Itaipu) sendo executada com Rollcrete. Volume aproximado 2 mil m³.

A partir de 1979 estudos e aterros-modelo foram executados em Tucuruí, com vistas à eventual aplicação em estruturas na obra da barragem de Tucuruí [62].

Em abril/1982 o concreto adensado com rolo vibratório foi aplicado pela primeira vez, no Brasil, em construção de estrutura permanente, em partes da cabeça de montante das eclusas de Tucuruí (ver figura 11.270).



Figura 11 270 — Aplicação do concreto adensado com rolo vibratório, em estrutura permanente, pela primeira vez no Brasil — abril/1982.

11.18.3 Materiais e proporcionamento das misturas

11.18.3.1 Generalidades

O concreto adensado com rolo vibratório é um concreto seco que é consolidado por vibração externa através de rolo vibratório. Difere do concreto convencional principalmente devido à consistência. Para que possa ser consolidado o concreto rolado deve ser suficientemente seco para suportar o peso do equipamento de vibração, mas o convenientemente úmido para permitir a adequada distribuição da pasta ligante na massa do concreto, durante as operações de mistura e adensamento. A consistência tem uma ação direta nos parâmetros de dosagem.

Quanto mais seca for a mistura, de Rollcrete, particularmente aquela com agregados maiores que 38 mm, mais problemas podem ocorrer na ligação do concreto fresco ao endurecido. Entretanto as observações de campo e laboratório têm indicado que o uso de uma camada de berço, com concreto de maior plasticidade ao se iniciar o processo, reduz a segregação.

11.18.3.2 Consistência

O aspecto do concreto fresco, para ser adensado com rolo vibratório, difere bastante do concreto convencional cuja trabalhabilidade é medida pelo abatimento do tronco de cone. Qualquer mistura granular deste tipo, provavelmente possa ser adensada até atingir sua máxima densidade sob uma adequada vibração, entretanto a energia de vibração é maior que a requerida para compactação do concreto convencional.

O tempo de adensamento pode ser usado como medida de consistência do concreto e da eficiência do equipamento de compactação. Atualmente tem sido desenvolvida uma série de pesquisas procurando padronizar um procedimento aceitável para a medida

da consistência.

A referência [42] "Roller Compacted Concrete Studies at Lost Creek Dam" — June/1974 — delineia um método utilizando um Vebe modificado, através da colocação de peso adicional de assentamento do aparelho Vebe. A consistência era definida como o tempo (em segundos) para consolidar um volume de concreto.

Em estudos efetuados em Itaipu [61] procurou-se adotar a mesa vibratória do aparelho Vebe para determinar a consistência através do tempo necessário para a compactação de um determinado volume de concreto.

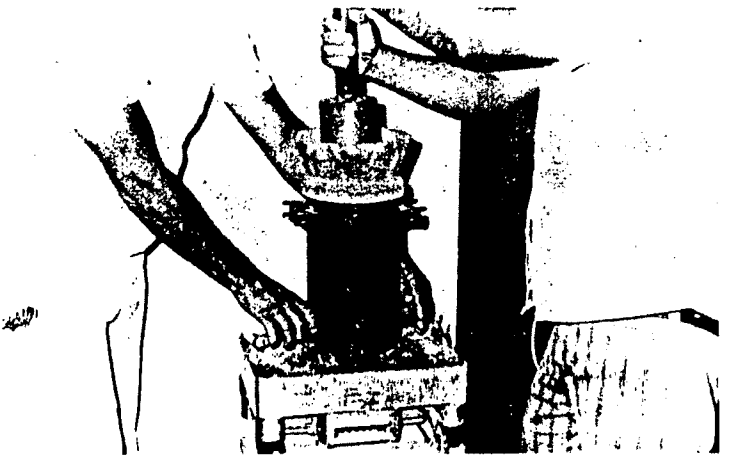


Figura 11 271 — Determinação da consistência, através de moldes com ⌀ 150 mm x 300 mm sobre a mesa vibratória do Vebe, com a utilização de uma massa de 15 kg.

Observou-se entretanto que a avaliação da compacidade e do peso específico, obtidos dessa maneira, apresentou dispersões razoáveis.

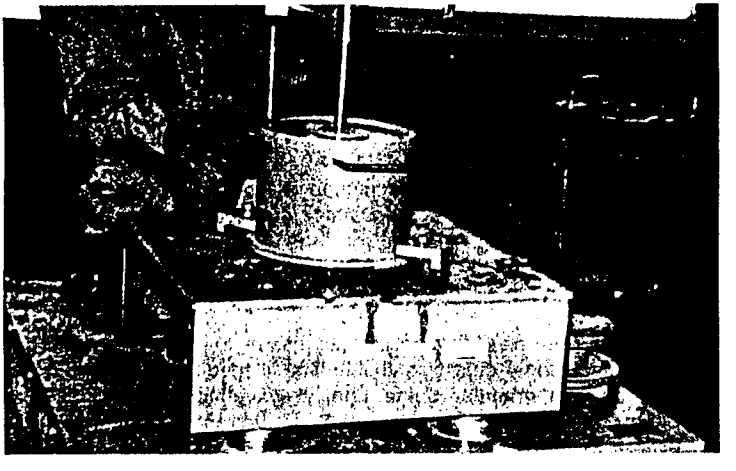


Figura 11.272 — Aparelho para medida do valor de compactação por vibração, através de uma mesa vibratória à frequência de 4 mil rpm, amplitude de 1 mm, e uma massa de 20 kg, em um molde de ⌀ 240 mm x 200 mm.

Nos estudos para uso do Rollcrete na barragem de Shimajigawa [50], determinou-se o valor de compactação por vibração expressa em termos do tempo necessário para a surgência de argamassa na superfície quando um molde contendo concreto é colocado em uma mesa vibratória. Os valores obtidos estiveram entre 10 s e 20 s, utilizando-se o equipamento da figura 11.272.

11.18.3.3 Agregados

A escolha dos agregados e seu controle são fatores que influenciam na qualidade e propriedades do concreto rolado. Embora o uso de agregados uniformemente graduados, como as especificações de agregados para concreto convencional seja desejável para obtenção de bons resultados, a graduação não é tão fundamental para obtenção do desejado adensamento do concreto rolado do que para o concreto convencional, devido à diferença dos tipos de equipamentos usados para o adensamento nos dois tipos de concreto. A graduação dos agregados afeta, entretanto, a compacidade relativa do concreto e pode afetar o número de passadas necessárias para a compactação total de uma determinada espessura do concreto rolado. Afeta também os teores, de água e aglomerante, necessários para preencher os vazios entre os agregados e para envolver as partículas de agregados. A graduação ideal para um mínimo de pasta deve ser aquela que produza o máximo peso específico, com a menor superfície específica. Essa graduação pode ser determinada de acordo com o citado no item 3.1.3.3 e nas figuras 3.9 e 3.10. A graduação do agregado miúdo tem grande influência na determinação do teor de pasta.

Rolos vibratórios de grande dimensões são capazes de adensar camadas de rocha de até 600 mm de espessura em enrocamentos, mas isso não é uma condição para se determinar a dimensão do agregado a ser usado, pois que, para agregados britados, não se observa sensíveis vantagens econômicas ao se aumentar o tamanho máximo do agregado acima de 76 mm para o concreto rolado, devido aos custos de manuseio e aumento da segregação. Entretanto, para materiais provenientes diretamente de uma jazida, tal como usado em Tarbela [59] (com Ø máx. até 230 mm) não há economia em se processar o material.

Quando a espessura da camada é superior a três vezes o tamanho máximo do agregado, a bitola tem pouca influência na compactação com um determinado rolo vibratório. O tamanho máximo do agregado tem importância quando se utiliza compactadores de pequenas dimensões.

O proporcionamento do agregado graúdo depende, contudo, da combinação dos efeitos dos vazios entre os agregados, área específica e forma das partículas. A compacidade aumenta com o teor de partículas cúbicas e arredondadas e diminui com o teor de partículas lamelares e alongadas. Granulometrias descontínuas não são aconselháveis para o concreto rolado pois tendem a aumentar a segregação das frações mais grossas.

11.18.3.4 Cimento e material pozolânico

O concreto rolado pode ser dosado com qualquer tipo de cimento e material pozolânico, que atendam aos requisitos para uso no concreto convencional.

Tendo em vista que o teor de finos no concreto rolado é de extrema importância, a escolha do material pozolânico reveste-se de grande importância, pois uma das principais funções do material pozolânico é ocupar os espaços que deveriam ser ocupados por água e cimento, nas dosagens para um teor mínimo de pasta. Para ocupar esses espaços, pode haver uma redução na resistência do concreto rolado, havendo desta forma necessidade de se tomar cuidado na escolha e determinação do teor de material pozolânico.

11.18.3.5 Aditivos

O uso de aditivos com intuito de melhorar a consistência e retardar a pega para manter a subcamada adensada de concreto rolado, sem juntas frias, particularmente

nos climas quentes, tem sido uma prática recomendada. Entretanto o uso de aditivos incorporadores de ar não tem apresentado vantagens significativas.

11.18.3.6 Proporcionamento das misturas

O proporcionamento das misturas de Rollcrete não tem ainda uma rotina plenamente estabelecida e padronizada. O método alternativo que se tem adotado a partir do recomendado pelo Comitê 207 do ACI [57] e que foi usado pelos laboratórios de concreto de Itaipu e Tucuruí é o que se segue:

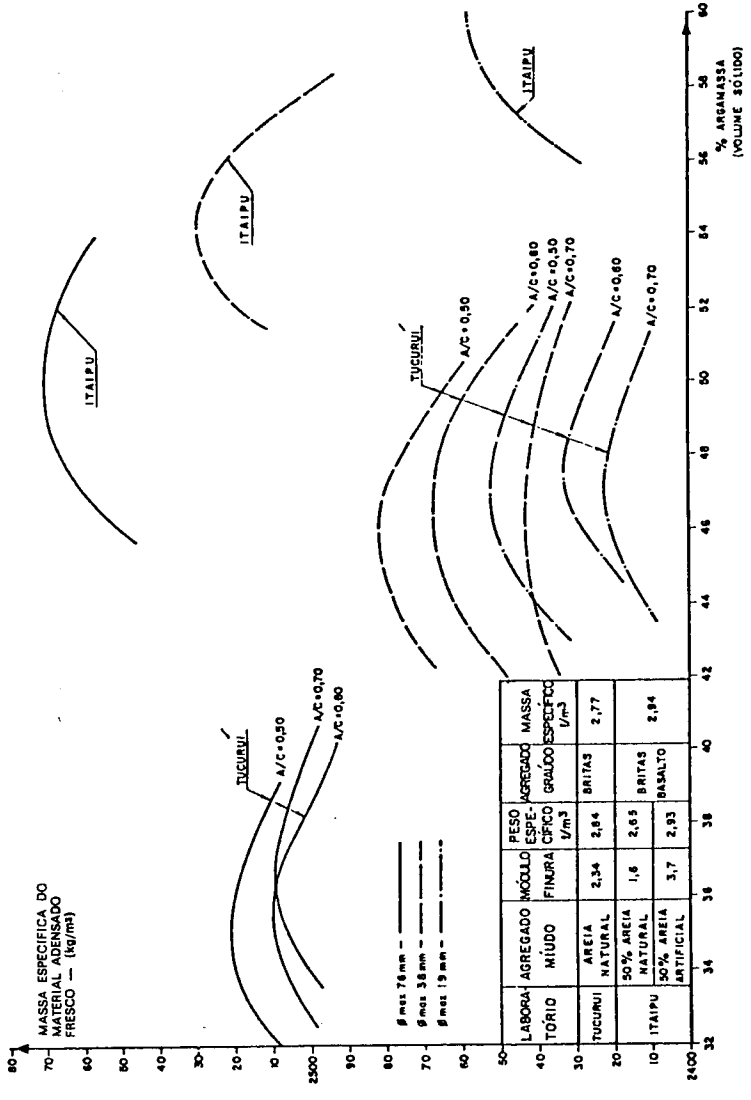


Figura 11.273 — Curvas de correlação massa especifica (concreto rolado compactado fresco) e teor de argamassa.

— determinar a composição das várias faixas granulométricas, para o menor índice de vazios, como descrito em 3.1.3.3;

— determinar o teor de argamassa para se obter a massa específica máxima, através de um determinado método de adensamento;

— determinar o teor de pasta (aglomerante + água) para massa específica máxima a partir da porcentagem ideal de argamassa;

— estabelecer as adequadas relações cimento/material pozolânico e água/aglomerante (cimento equivalente) para atender às propriedades requeridas.

A referência [57] recomenda os volumes (sólidos) de agregados graúdos, citados na figura 11.274 e que foram comparados com os obtidos da figura 11.273, dos estudos executados nos laboratórios de Itaipu e Tucuruí.

D máx (mm)	Referência	76	38	19
Porcentagem do volume absoluto do agregado graúdo em relação ao volume de concreto	[57] ACI-207	57-61	52-56	46-52
	Tucuruí	63-66	52-56	50-54
	Itaipu	48-52	44-47	38-42

Figura 11.274 — Percentuais de volume sólido de agregado graúdo em relação ao volume de concreto.

Pelas figuras 11.273 e 11.274, observa-se a grande influência do agregado miúdo no proporcionamento do concreto rolado, quando se comparam os valores de Tucuruí (areia natural — módulo de finura 2,34) e de Itaipu (agregado miúdo composto por areia natural — módulo de finura 1,6 e areia britada — módulo de finura 3,7).

O teor de pasta nas misturas estudadas em Itaipu e Tucuruí estiveram ao redor de:

D máx (mm)	Referência	76	38	19
Percentual do volume sólido de pasta em relação ao volume de concreto	Tucuruí	10	13	15
	Itaipu	15	17	19

O teor de água recomendado pela referência [57] é mostrado na figura 11.275, e comparado com os valores obtidos em Tucuruí e Itaipu.

D máx (mm)	Referência	76	38	19
Teor aproximado de água — kg/m³	ACI-207 [57]	86	98	107
	Tucuruí	65	80	90
	Itaipu	70	90	100

Figura 11.275 — Teores de água (aproximados) na composição do Rollcrete.

Pela figura 11.275 evidencia-se, outra vez, a participação do agregado miúdo na composição do concreto adensado com rolo vibratório.

11.18.4 Propriedades

As propriedades de importância no concreto convencional são também fundamentais no concreto rolado. Os valores obtidos para as diversas propriedades têm mostrado grande semelhança para os dois tipos de concreto. Algumas diferenças são atribuídas, em sua maior parte, à diferença das dosagens, pois o concreto adensado com rolo vibratório possui menos água (ao redor de 60% a 70% do que a do concreto-massa convencional) e menos pasta (ao redor de 70% daquela do concreto-massa convencional).

11.18.4.1 Resistência à compressão axial simples

A resistência à compressão do concreto adensado com rolo vibratório normalmente é determinada através de corpos de prova obtidos através de extração por meio de sonda rotativa.

A figura 11.276 mostra alguns valores de propriedades do concreto rolado.

Origem	D Máx	Cimento kg/m³	Mat. Poz. kg/m³	N (Eficiência) MPa/kg/m³	Idade Dias	Módulo de Deformação GPa
[57] ACI-207	76 mm	56	77	0,17	138	—
		139	—	0,17	72	—
		139	—	0,14	66	—
	38 mm	75	164	0,12	90	—
		45	178	0,09	90	—
		116	139	0,16	90	—
	76 mm	59	—	0,13	90	15,1
[61] Itaipu	76 mm	91	26	0,13	110	31,9
	76 mm	91	26	0,15	180	27,4
	38 mm	88	25	0,12	119	24,0
Tucuruí	76 mm	70,3	15,5	0,14	90	—
		60	13	0,15	90	—
		88	51	0,17	90	—
		66	39	0,15	90	—
		53	31	0,13	90	—
		69	60	0,15	90	—
		55	48	0,13	90	—
		59	77	0,14	90	—
		44	58	0,13	90	—

Figura 11.276 — Valores de propriedades do concreto rolado.

11.18.4.2 Módulo de deformação

O módulo de deformação do concreto adensado com rolo vibratório apresenta-se com valores similares aos do concreto-massa convencional, com os mesmos tipos de agregados, nas idades elevadas.

11.18.4.3 Deformação lenta (fluência)

Como a fluência é diretamente proporcional ao teor de pasta na mistura, é esperado que o concreto adensado com rolo vibratório possua deformação lenta equivalente ao concreto-massa convencional com os mesmos tipos de agregados. Os resultados [57] dessa propriedade bem como os de capacidade de deformação à tração e variação autógena são, ainda, poucos.

11.18.4.4 Permeabilidade

A permeabilidade do concreto rolado é maior do que a do concreto-massa convencional.

Enquanto que o concreto-massa convencional apresenta coeficiente de permeabilidade "k", inferior a 10^{-11} e 10^{-12} m/s, o Rollcrete apresenta coeficiente de permeabilidade entre 10^{-9} e 10^{-7} m/s.

11.18.5 Construção

11.18.5.1 Mistura

O dimensionamento da capacidade da central dosadora e misturadora pode ser feito de acordo com o item 6, e que, entretanto levará a necessidade de produção maior do

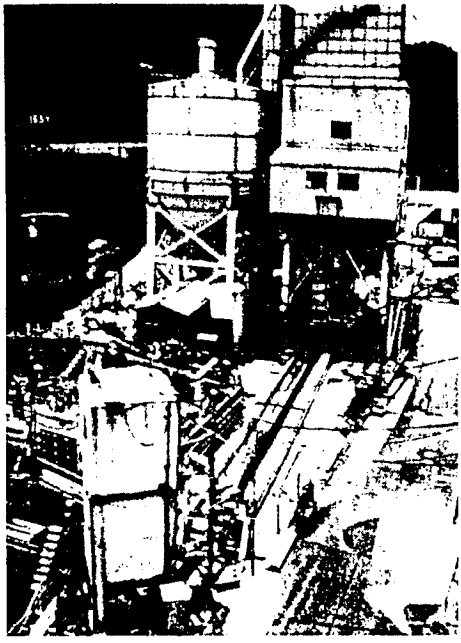


Figura 11.277 — Central de concreto utilizada na construção da barragem de Shimajigawa (Japão) [50] com betoneira de mistura forçada com capacidade de 1,5 m³.

que aquela encontrada para concreto-massa convencional, visto que o prazo para não ocorrência de junta fria não deve ser superior a aproximadamente três a quatro horas.

Centrais com capacidade e condições técnicas para produzir concreto-massa convencional (ver item 6) atendem às condições para produção do concreto rolado.

Os concretos adensados com rolo vibratório produzidos em Itaipu e Tucuruí foram dosados e misturados em centrais com quatro betoneiras basculantes com capacidade para 3 m³, como visto na figura 6.10.

Misturadores contínuos também podem ser usados para misturas com diâmetro máximo não superior a 152 mm. O concreto rolado utilizado nos contrapisos de almoxarifados no canteiro da obra de Itaipu foram misturados em caminhão-betoneira (ver figura 11.267).

11.18.5.2 Transporte

A maioria dos equipamentos e processos usuais para transporte do concreto-massa convencional pode ser utilizada para o tranporte do concreto rolado. Entretanto deve-se salientar que devido à característica de abatimento zero desse concreto devem ser tomados cuidados para evitar a segregação. A capacidade do sistema de transporte, como citado para o dimensionamento dos misturadores, requer atenção especial.

Concretos rolados com tamanho máximo menor do que 76 mm também, podem ser transportados, por caminhões-betoneira.

É comum para esse tipo de concreto fazer o transporte com caminhões tipo fora-de-estrada, com grande capacidade de carga (200 kN a 700 kN).

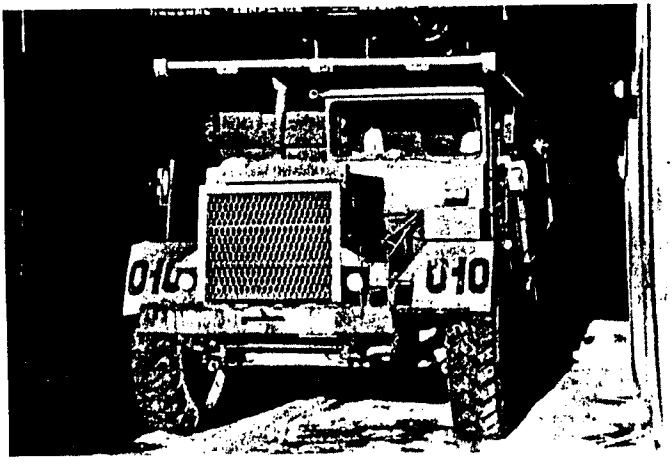


Figura 11.278 — Caminhão fora-de-estrada (Terex R-35) sendo carregado para transporte de concreto rolado.

O transporte com caçambas individualizadas também pode ser aplicado ao concreto rolado.

O concreto rolado deve ser transportado da betoneira para os locais de lançamento o mais rápido possível por métodos que evitem a segregação, a perda de componentes, ou o aumento excessivo de temperatura.

Devem ser tomados cuidados no sentido de evitar a perda d'água por evaporação, principalmente nos concretos com tamanho máximo de 76 mm, como por exemplo: evitar esperas prolongadas para lançamento do concreto, proteção contra a incidência direta do sol etc.

11.18.5.3 Preparo para lançamento

— Preparo da fundação

Nos locais onde for lançado o concreto rolado devem ser realizados os tratamentos indicados no item 10.

— Preparo das juntas de construção

As juntas de construção podem ser programadas ou não programadas. A superfície da junta deve ser convenientemente tratada de maneira a eliminar toda carbonatação, elementos residuais da cura, materiais não resistentes, graxa, sujeira ou outros materiais estranhos ao concreto, de maneira a deixá-la limpa e com aparência de concreto recém-fraturado.

O equipamento utilizado no tratamento das juntas pode ser a "espingarda" de água e ar com pressão de 6 a 7 kgf/cm².

A retomada da concretagem pode ser feita lançando-se uma subcamada de concreto com tamanho máximo de agregado de 38 mm sobre a junta de construção já tratada, usando argamassa para assegurar a permeabilidade especificada na junta de construção.

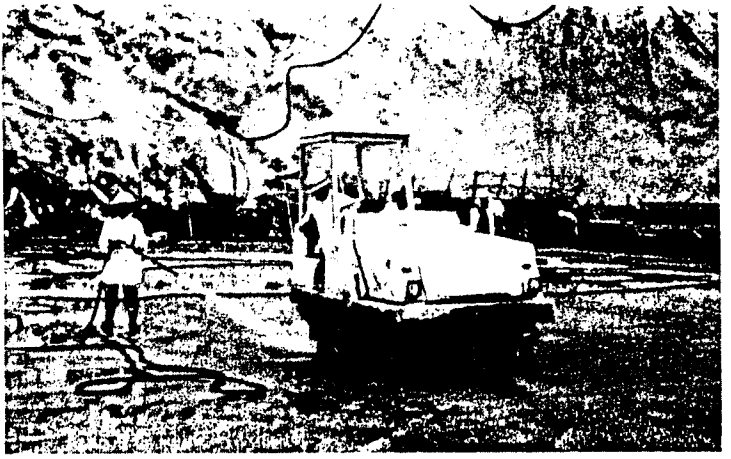


Figura 11 279 — Máquina com escova para remover argamassa e material solto, operando juntamente com "espingarda" — equipamento usado em Shimajigawa [50].

11.18.5.4 Lançamento e espalhamento

As condições de lançamento decorrem da estratégia construtiva adotada.

A descarga deve ser feita o mais próximo possível do local de espalhamento.

— Camada de berço

Após terem sido limpas, as superfícies de rocha devem ser cobertas com camadas de concreto convencional, que além de permitir o acesso dos equipamentos, servem para receber a primeira subcamada de concreto rolado.

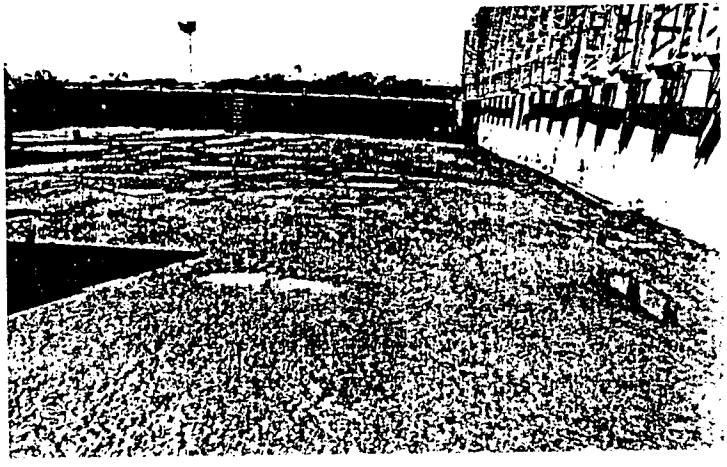


Figura 11 280 — Vista de uma superfície em preparo para lançamento do concreto rolado (obra de Tucuruí). Observa-se a textura da superfície da camada anterior, executada com concreto rolado (D máx. de 38 mm — subcamada de topo).

Quando essas reentrâncias forem de pequena extensão e profundidade, pode ser lançada preliminarmente sobre a rocha uma argamassa, para preenchimento destas reentrâncias. Essa argamassa deve apresentar resistência mecânica não inferior à exigida para o concreto rolado e uma plasticidade adequada ao fim a que se destina.

— Espalhamento do concreto

O concreto rolado deve ser descarregado o mais diretamente possível, em sua posição definitiva.

A altura do lançamento do concreto rolado do equipamento para o local de aplicação não deve provocar a segregação do concreto.

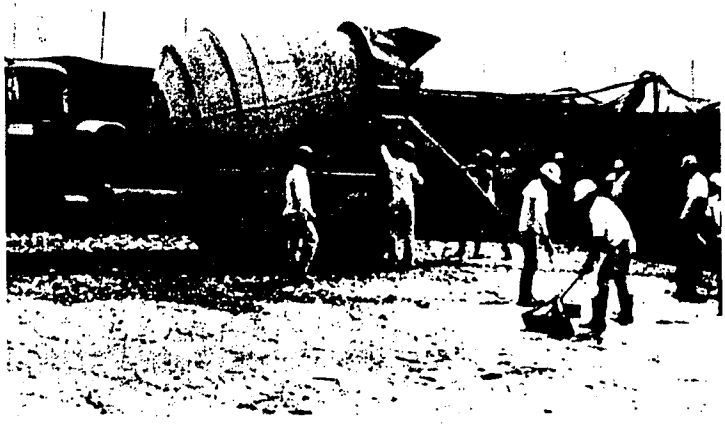


Figura 11.281 — Aplicação e espalhamento de argamassa sobre a junta de construção, preparada para a retomada com concreto rolado.

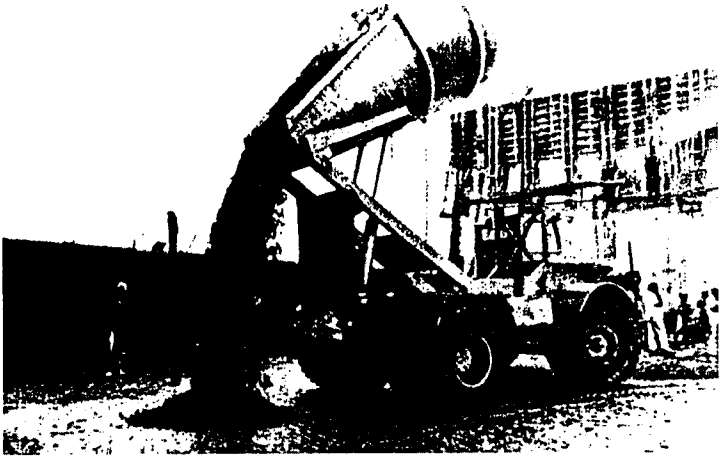


Figura 11.282 — Lançamento da camada de berço de concreto rolado (D máx. de 38 mm) sobre a argamassa recém-lançada.

Após a descarga do concreto o mesmo deve ser espalhado em camadas aproximadamente horizontais por meio de trator de lâminas.



Figura 11.283 — Vista de uma frente de trabalho, notando-se o acesso à praça de lançamento.

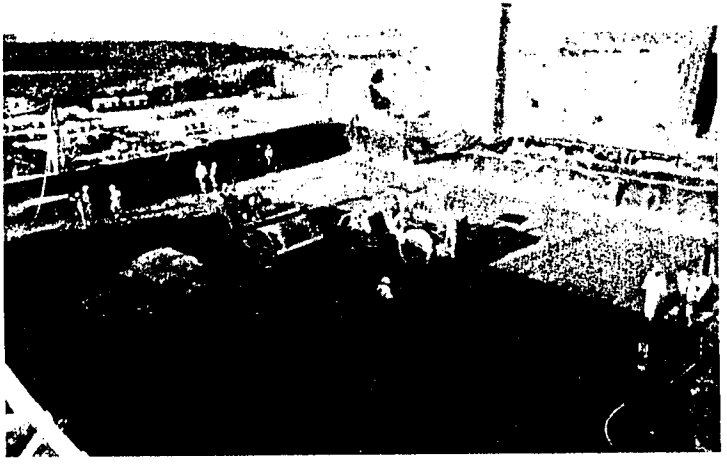


Figura 11.284 — Vista geral de uma frente de trabalho durante a aplicação do concreto rolado, em Tucuruí.

Eventuais ninhos de pedras decorrentes de segregação observados na superfície da camada espalhada devem ser eliminados com o emprego de enxadas ou pás antes de ser iniciada a compactação da camada.

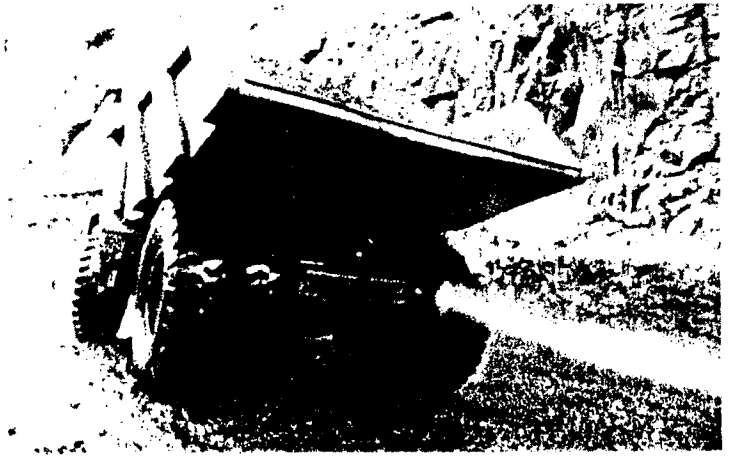


Figura 11.285 — Lavagem dos pneus do caminhão fora-de-estrada antes de entrar na área de trabalho.

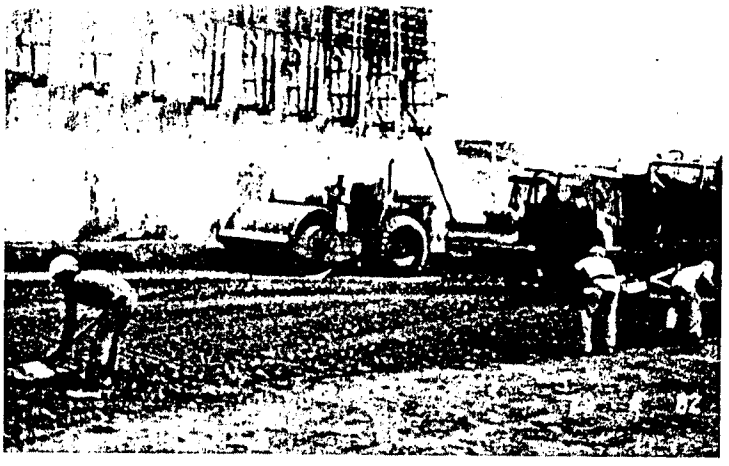


Figura 11.286 — Ninhos de pedras sendo desfeitos por operários, com pás.

— Camada de concreto rolado

A espessura da camada de concreto está condicionada à capacidade de produção, transporte e lançamento do concreto e do tempo de pega.

A espessura das subcamadas quando espalhadas deve estar ao redor de 250 mm (para concretos com agregado de tamanho máximo igual ou inferior a 76 mm). Isso tem sido adotado até o momento.

As superfícies de concreto rolado em que o lançamento for interrompido, devido as chuvas inesperadas, defeitos de equipamentos ou outra situação anormal, devem ser protegidas com lonas plásticas até o lançamento de outra subcamada. O tempo máximo de exposição, desde a paralisação da concretagem até o lançamento de outra subcamada deve ser fixado, através de ensaios preliminares em função do tempo de início de pega do concreto.

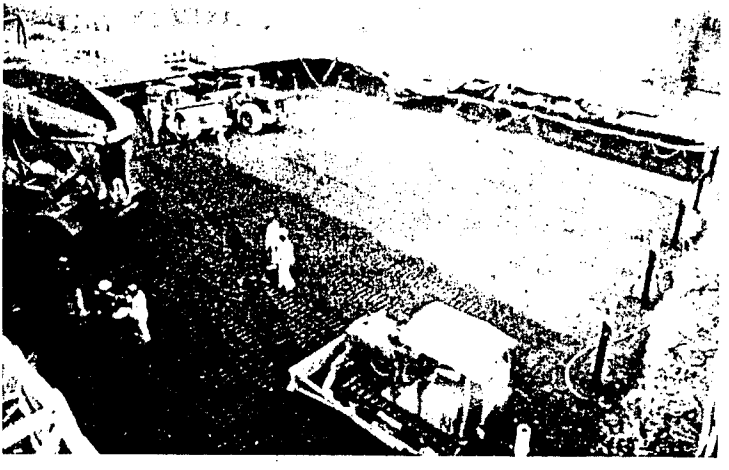


Figura 11 287 — Lançamento do concreto rolado transportado com "dumpcrete" de 6 m³ em frente de trabalho.



Figura 11.288 — Espalhamento do concreto rolado, através do uso de trator de lâmina. Nota-se a textura do concreto e a espessura de aproximadamente 250 mm.

No caso de o tempo de exposição exceder o prazo máximo fixado, caracterizando uma junta de construção não programada a retomada da concretagem deve ser procedida conforme citado anteriormente.

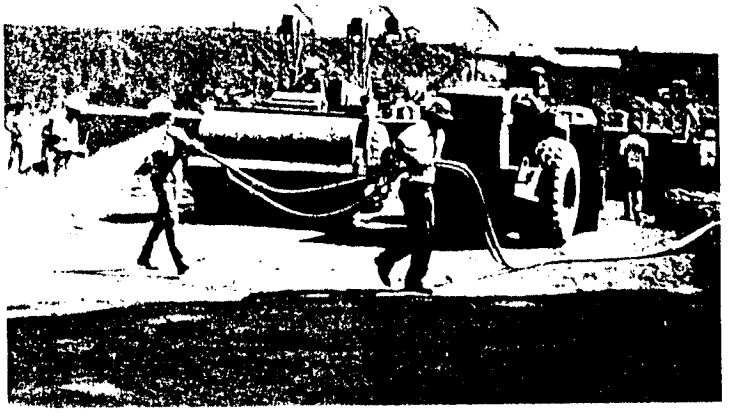


Figura 11 289 — Proteção da subcamada em lançamento pelo uso do nebulizador, minimizando a evaporação e a secagem prematura.

11.18.5.5 Adensamento

O concreto rolado deve ser adensado por compactação até que seja obtida a massa específica máxima.

O adensamento deve ser efetuado por meio de rolos vibratórios lisos, com impacto dinâmico e frequência de vibração de aproximadamente 1.700 rpm, com baixa velocidade de translação. Cada subcamada de concreto rolado deve ser adensada completamente antes que sobre ela seja lançada a seguinte.

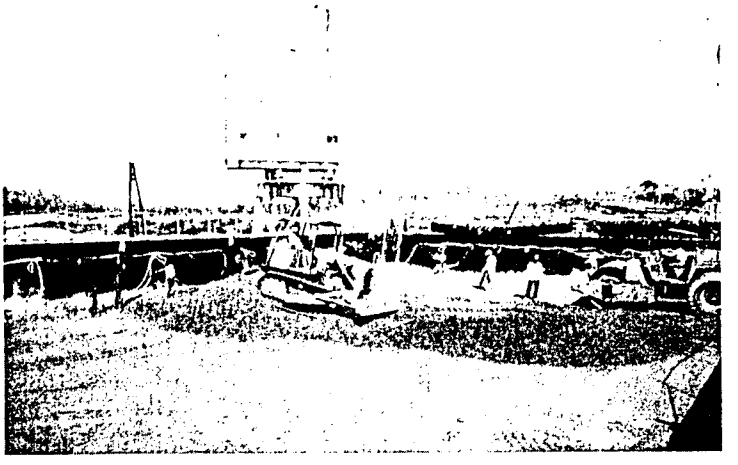


Figura 11.290 — Espalhamento e compactação do concreto rolado. A compactação está sendo feita com rolo vibratório liso CA-25-Dynapac.

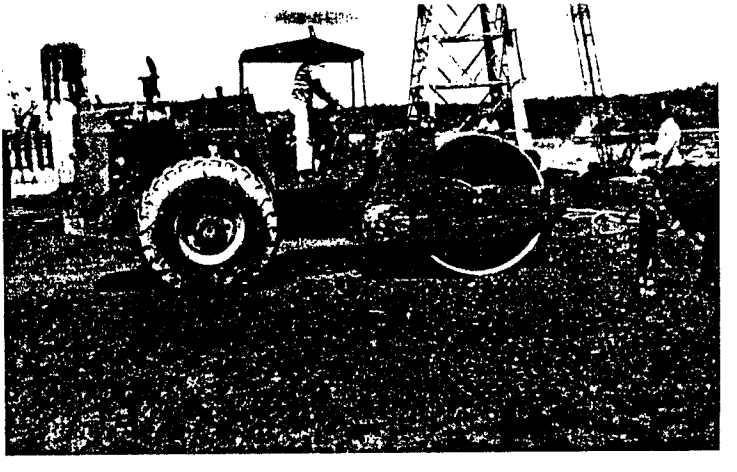


Figura 11.291 — Adensamento do Rollcrete com uso de rolo vibratório liso CA-25-Dynapac.

O número mínimo de passadas para a compactação de uma subcamada deve ser fixado em função do equipamento e traços utilizados, sendo o número mínimo aquele para o qual o concreto atingir máxima massa específica. Essa determinação deve ser feita, de preferência, em aterro experimental.

O controle do adensamento deve ser feito topograficamente, medindo-se a cota de topo da subcamada após cada passada de rolo vibratório. A subcamada atinge a massa específica máxima quando não houver variação de cota após duas passadas sucessivas do rolo vibratório.



Figura 11.292 — Determinação da variação da cota após a passagem do rolo vibratório, para estabelecimento do número mínimo de passadas.

Nas regiões de difícil manobra para o rolo compactador, caso seja possível, poderá ser executado o concreto rolado adensado por meio de compactadores manuais do tipo "perereca", "sapo mecânico" ou similar.

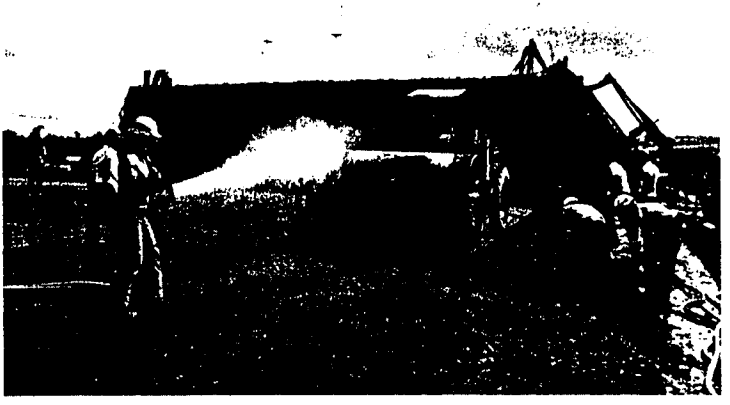


Figura 11.293 — Adensamento do concreto rolado com rolo vibratório liso e ação do nebulizador.



Figura 11.294 — Uso de compactador pneumático manual em região de difícil acesso.

11.18.5.6 Juntas de contração

As juntas de contração entre blocos podem ser executadas de modo convencional (com utilização de fôrmas) ou através de "corte" do concreto já adensado, após a execução de cada subcamada, conforme mostra a figura 11.295.

No caso de se optar pela construção de juntas com fôrmas, deve ser idealizado sistema de deslocamento das máquinas entre os blocos.



Figura 11.295 — Máquina retrovibratória com lâmina para executar uma junta de contração, desenvolvida na obra de Shimajigawa [50].

11.18.5.7 Cura e proteção

A cura e proteção requeridas pelo concreto rolado são semelhantes à indicada para o concreto convencional, onde o concreto deve ser mantido numa condição de umidade e temperatura favoráveis à hidratação do aglomerante.

A superfície do concreto rolado recém-lançado deverá ser protegida de chuvas fortes e de água corrente.



Figura 11.296 — Proteção da camada de concreto rolado recém-aplicada, usando-se lona plástica.

É conveniente que nas primeiras idades o concreto rolado seja curado sob ação de nebulizadores para evitar a excessiva absorção de água. Posteriormente a cura deve prosseguir, utilizando-se processos citados no item 10.5.

11.18.6 Controle de qualidade

O controle de qualidade do Rollcrete envolve as seguintes atividades:

— Controle do funcionamento das instalações de produção de concreto, assegurando a uniformidade do concreto produzido. Esse controle deve ser feito de acordo com o citado no item 4.

— Controle de umidade dos agregados

Feito nas centrais de concreto de acordo com o procedimento citado no item 4. A quantidade de água de mistura deve ser modificada, se necessário, a fim de corrigir a variação do teor de umidade dos agregados.

— Uniformidade do concreto

O concreto deve apresentar mistura uniforme, teor de argamassa e de água corretos, devendo ser rejeitados os concretos com excesso de água ou excessivamente secos;

— Amostragem do concreto e ensaios

Os ensaios a serem realizados na fase inicial e normal de produção são os seguintes:

. consistência (Vebe modificada);
. determinação da temperatura;
. massa específica;
. compressão axial;
. compressão diametral;
. módulo de deformação;
. permeabilidade.

— Moldagem de corpos de prova

Os corpos de prova destinados aos ensaios de resistência à compressão axial e diametral e módulo de deformação devem ser cilíndricos, com diâmetro maior ou igual a três vezes o tamanho máximo do agregado e relação altura/diâmetro igual a 2. Os corpos de prova destinados ao ensaio de permeabilidade devem ser cilíndricos, com 250 mm de diâmetro e 250 mm de altura.

— Controle de adensamento no campo

O controle de adensamento no campo deve ser feito topograficamente conforme indicado no item 11.18.5.5. O número de passadas do rolo vibratório por subcamadas deve ser fixado a partir de critério experimental a ser obtido por ocasião da execução das primeiras camadas levando em consideração os equipamentos e mistura utilizados. Para tanto, deve ser elaborado diagrama que correlacione o número de passadas do rolo vibratório com o adensamento obtido.

11.19 Impermeabilização

11.19.1 Apresentação

A impermeabilização é uma etapa de construção que de uma forma quase que rotineira é colocada em uma posição secundária ou de menor importância. Por ser uma das últimas operações de uma construção, não raras vezes, é executada às pressas ou sem a devida atenção ou cuidado.

Como consequência desse procedimento são comuns as reclamações dos proprietários ou usuários quanto à deficiência da construção, causada pela impermeabilização mal executada ou não executada. Resulta daí a necessidade de execução de reparos, normalmente onerosos e que às vezes têm de ser executados com a obra já em uso, causando desconforto e aborrecimentos aos usuários ou proprietário.

Neste item procurar-se-á deixar uma série de recomendações, sem entrar no detalhe dos materiais disponíveis para a execução das impermeabilizações visto que o desenvolvimento técnico-industrial tem colocado no mercado, nos últimos anos, uma grande variedade de produtos sintéticos que se prestam para esses serviços. A citação de produtos ora em uso pode fazer com que o objetivo deste trabalho caia em desatualização por uma falha dinâmica de acompanhamento na evolução da oferta de materiais.

11.19.2 Fundamentos para impermeabilizações

A escolha do sistema de impermeabilização mais adequado para uma dada construção é função de vários itens, tais como: forma da estrutura, deformações aceitáveis pela estrutura, condições ambientais (temperatura, umidade, incidência de raios solares) efeitos estéticos e custo.

Os materiais usados nas impermeabilizações devem ter a sua durabilidade e qualidade avaliados através de ensaios específicos.

Para a escolha dos materiais devem ser consideradas as seguintes características e condições:

11.19.2.1 Permeabilidade dos materiais

O conceito de permeabilidade já foi abordado no item 5.8 e está associado à porosidade, e por consequência à absorção dos materiais.

No conjunto de materiais, tem sido observado que os sintéticos (mantas butílicas, mantas de PVC e outras) apresentam elevado grau de impermeabilização.

11.19.2.2 Fadiga dos materiais

A deformação das peças estruturais, quer decorrentes dos carregamentos bem como as dos efeitos térmicos provocam solicitações no sistema de impermeabilização. Estas solicitações normalmente são cíclicas com efeitos alternados de tração e compressão e às vezes cisalhantes.

Os materiais usados nas impermeabilizações devem, então, resistir à fadiga imposta por esse processo de solicitação.

Novamente, aqui, tem se notado que os materiais sintéticos têm apresentado grande resistência à fadiga visto mostrarem pequena deformação permanente.

11.19.2.3 Durabilidade da impermeabilização

Este é um dos itens mais subjetivos dentro do conjunto de requisitos para a impermeabilização, por estar na dependência do local da aplicação.

A durabilidade está intimamente associada aos efeitos de permeabilidade e fadiga. Dentre os materiais disponíveis, os materiais sintéticos têm apresentado vantagens consideráveis.

11.19.2.4 Proteção mecânica e isolamento térmico

Com exceção dos locais onde a impermeabilização deva ficar exposta, é comum que se aplique uma proteção mecânica para impedir danos ao material impermeabilizante, por tráfego de pessoas ou equipamentos, ou pela ação de isolação.

O isolamento térmico tem grande importância na vida útil de uma impermeabilização, especialmente para reduzir os diferenciais de temperatura sobre o sistema e estrutura, propiciando uma redução das tensões provocadas, dando também um maior conforto.

Várias são as isolações térmicas, como visto no item 11.12.

A proteção mecânica usual é feita pela aplicação de argamassa, alvenaria ou material granular (pedra britada, argila expandida etc.).

11.19.2.5 Custos

Os custos, não resta dúvida, são compostos em função dos materiais, mão-de-obra e taxas incidentes, usados no sistema.

Na análise dos custos deve ser considerado o fator durabilidade de difícil conceituação e comparação, visto que um sistema de pouca durabilidade, resultará no reparo, iniciando a formação do ciclo citado na apresentação (item 11.19.1).

12 Reparos-manutenção e conservação

12.1 Generalidades

O termo reparo refere-se a qualquer reposição, rejuvenescimento, manutenção ou conservação do concreto ou da superfície do concreto, após a sua colocação inicial.

A necessidade de reparos pode estar condicionada tanto a pequenas imperfeições, como buracos de parafusos e chumbadores como a grandes defeitos ocasionados por colocação de concreto de baixa qualidade, processo inadequado, condições adversas, deficiências de projeto, solicitações imprevistas ou até mesmo em situações esperadas, como ocorre na manutenção de superfícies de escoamento, submetidas à alta velocidade.

A qualidade do reparo é resultante da escolha correta do método e execução cuidadosa das técnicas adotadas.

12.2 Programa básico para execução dos reparos

Um programa de reparos deve se constituir basicamente de:

— diagnóstico;
— viabilidade de execução do reparo;
— sequência de operações;
— escolha do método ou processo e dos materiais;
— preparo para execução do reparo;
— execução do reparo.

12.2.1 Diagnóstico

Inicia-se o diagnóstico, ou avaliação do problema, com a inspeção do local para identificar e caracterizar o dano.

Essa inspeção preliminar possibilita a determinação das causas básicas do dano e seus efeitos.

A figura 12.1 apresenta uma listagem genérica de causas e sintomas de danos em estruturas.

ORIGENS			
MATERIAIS INADEQUADOS	USO IMPRÓPRIO	EXPOSIÇÃO	ESTRUTURAL
Agregados Reativos — insanos — contaminados Cimento — tipo inadequado — falha de fabricação — contaminado Aditivo — tipo inadequado — fora do padrão — contaminado Água — contaminação orgânica — contaminação química — suja Armação — tipo inadequado — bitola incorreta	Falha de projeto erro de dosagem — baixo teor de cimento — alto teor de água — teor incorreto de aditivo — erros de mistura Alta trabalhabilidade Forma e escoramento instáveis Falha de armação Manuseio e lançamento do concreto — segregação — descuido no lançamento — falta de adensamento — excesso de vibração — acabamento incorreto Cura incompleta — falta de proteção	Meio agressivo — solo alcalino — água marinha — ácidos — industrial — químico Gelo e degelo Erosão Abrasão Exposição da armação	Solicitações além das previstas Acidentes Terremotos Subsequência
SINTOMAS			
Fissuração, descoloração, expansão, superfície porosa ou mole, erosão, lasqueamento, vazamento em juntas, desintegração, desalinhamento.			

Figura 12.1 — Origens e sintomas de danos às estruturas de concreto [64].

Defeitos sérios, especialmente aqueles que se manifestam meses ou anos após a construção (ver figuras 2.12, 2.13 e de 5.35 a 5.49), requerem uma detalhada análise dos fatos que possam ter dado origem ao problema. Essa análise pode incluir além de uma inspeção física da estrutura, a retirada de amostras para ensaios em laboratório, ensaios "in situ", incluindo ensaios de frequência de ressonância, e de velocidade de pulsação, até provas de carga, e ainda, revisão dos documentos — especificações — planos de trabalho — resultados de laboratório — desenhos executivos e executados — condições climáticas e até entrevista com operários ou participantes do trabalho.

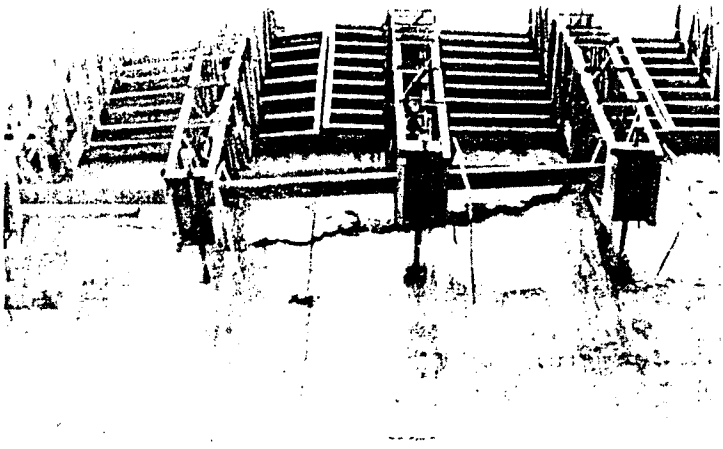


Figura 12.2 — Falha de fixaçao da fôrma, resultando na ruptura do concreto.

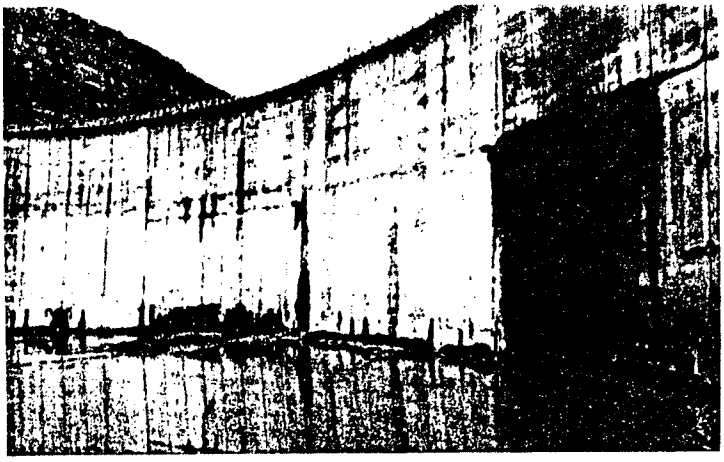


Figura 12.3 — Falha no preparo da junta de construçao (origem) causando vazamento (sintoma).



Figura 12.4 — Falha na operação de sistema de fôrma deslizante (origem) causando fissuração e desmoronamento (sintoma) do concreto.

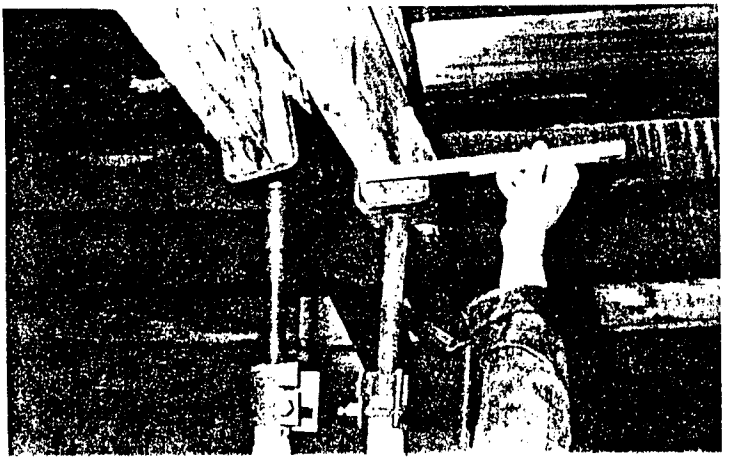


Figura 12.5 — Braçadeira pivotante frouxa (origem).



Figura 12.6 — Sequência causada pela falha mostrada na figura 12.5, dando excentricidade no escoramento.



Figura 12.7 — Sequencia causada pelas falhas mostradas nas figuras 12.6 e 12.5 causando, em sequencia, ruptura do concreto sobre o cimbramento.

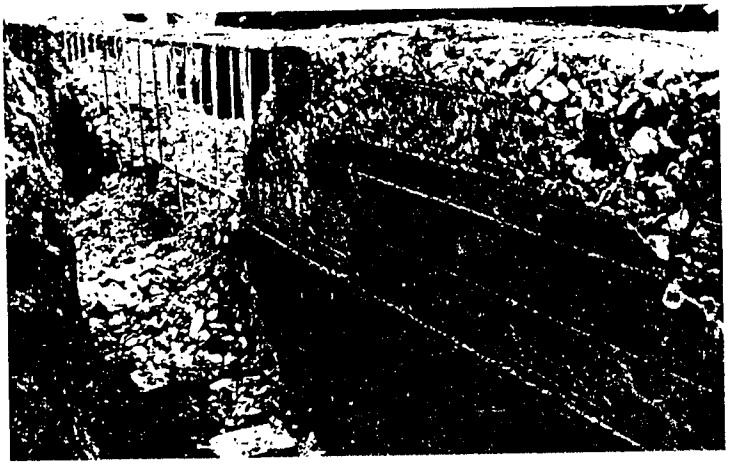


Figura 12.8 — Bicheiras causadas por segregação e falta de adensamento do concreto.

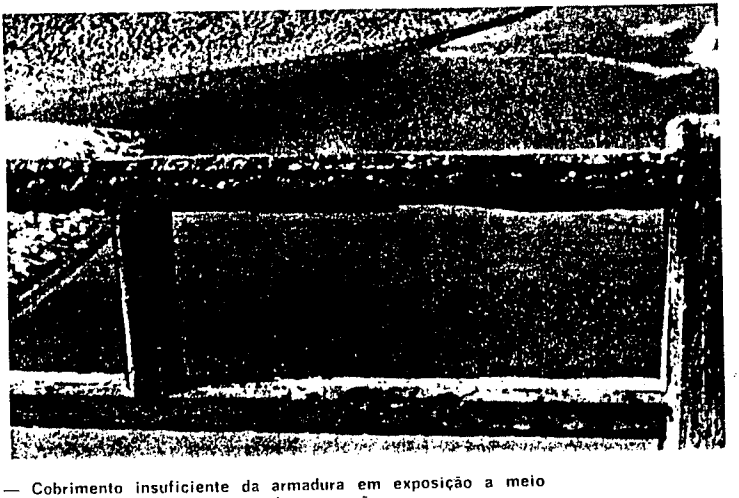


Figura 12.9 — Cobrimento insuficiente da armadura em exposição a meio agressivo (marítimo) causando expansão e desagregação.



Figura 12.10 — Início de desintegração por expansão devido ao cobrimento insuficiente da armadura em meio marítimo.



Figura 12.11 — Fissura em apoio, causada pela deformação na ocasião da protensão de viga.

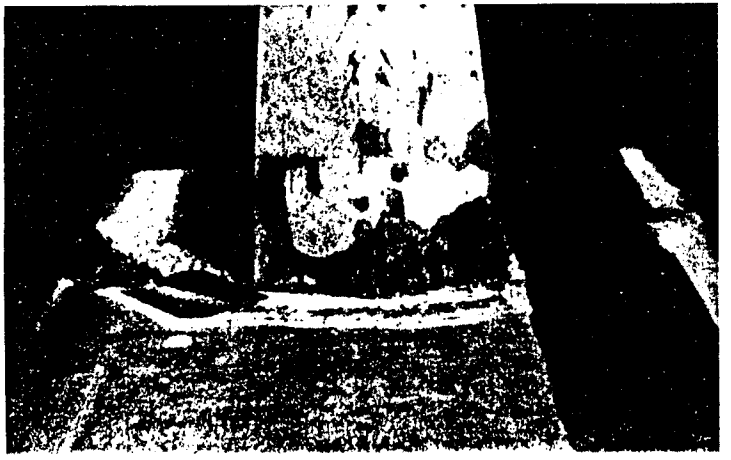


Figura 12.12 — Cavitação decorrente da energia hidráulica.

12.2.2 Viabilidade de execução do reparo

A viabilidade sucede ao diagnóstico. É a oportunidade de se verificar a possibilidade de execução do reparo. Isto porque o defeito nem sempre pode ser reparado a custo razoável ou que se tenha segurança de sua permanência. Porém, isto raramente ocorre.

12.2.3 Sequência de operações

A sequência de operações engloba prioridades, referentes a:
— condições atmosféricas;
— etapas da obra;
— urgência de colocar a estrutura apta ao trabalho.

Os defeitos que ocorrem durante a construção devem ser reparados o mais rápido possível.

12.2.4 Escolha do método ou processo e dos materiais

A escolha do método, ou processo, e dos materiais depende da natureza do defeito, da adaptabilidade do método, disponibilidade de materiais, custo, aspecto e da condição de o reparo ser provisório ou definitivo.

Os métodos usuais, que estão descritos no item 12.3, se constituem em:
— reparo com argamassa seca;
— reparo com concreto;
— reparo com concreto com agregado pré-colocado;
— reparo com argamassa;
— reparo com materiais químicos.

12.2.5 Preparo para execução do reparo

Todo o concreto danificado, poroso, ou solto, deve ser retirado através de rompedores, marteletes ou punções, após o que a superfície deve ser jateada, lavada com jatos de água e ar e deixada secar (SSS) totalmente. Caso haja mata-juntas danificadas, estas devem ser recondicionadas como mostra a figura 12.14. Durante essa preparação deve-se evitar o corte excessivo. Algumas vezes os concretos velhos, que aparentemente estavam sãos, podem, após alguns dias se desprender. Por isso é aconselhável fazer um exame detalhado da região para verificar a sanidade do concreto.



Figura 12.13 — Mata-junta danificado, devendo ser reparado.



Figura 12.14 — Execução de emenda para reparo de um mata-junta danificado.

Após as superfícies terem sido preparadas e estarem totalmente limpas e secas, deverão ser mantidas assim (saturada superfície seca) até que o lançamento tenha terminado.

A superfície de concreto que deve receber argamassa de epóxi deve ser preparada como indicado mais adiante devendo, entretanto, ser seca através de jatos de ar.

Algumas citações sobre o preparo para execução dos reparos serão vistas no item 12.3.

12.2.6 Execução do reparo

Os procedimentos para execução de reparos englobam o proporcionamento dos materiais, selecionamento das ferramentas e equipamentos necessários à perfeita execução do reparo segue-se, então, a execução.

Deve ser dada atenção especial quando o aspecto estético for importante. Nessas oportunidades é comum se utilizarem painéis para efeitos comparativos.

A cura e proteção são aqui também medidas fundamentais para assegurar os benefícios na execução do reparo.

12.3 Métodos para reparo

12.3.1 Reparo com argamassa seca

A argamassa seca é usada para enchimento de furos de tirantes e de parafusos de fixação de fôrmas. Não é comum ser usada para depressões pouco profundas, onde não há condições para um bom confinamento, embora algumas aplicações em reparos superficiais tenham mostrado bom comportamento.

A aplicação de argamassa seca deve ser precedida de uma cuidadosa inspeção, verificando-se a limpeza, materiais soltos e a secagem. Em determinadas ocasiões pode ser vantajoso umedecer a superfície antes da aplicação da argamassa seca. Ao usar esse expediente, deve-se evitar que fique água livre na superfície, quando a argamassa de ligação for aplicada. Para aplicar a argamassa de ligação as superfícies devem ser escovadas com argamassa plástica, ou calda, após o que se aplica a argamassa seca. A camada de ligação não pode em hipótese alguma estar muito úmida.

Quando não for possível se proceder como acima, as cavidades devem ser mantidas, antes da aplicação da argamassa seca, na condição de saturada superfície seca (SSS).

A argamassa seca é uma mistura, normalmente, composta de uma parte de cimento para 2,5 a 3,5 partes de areia (em massa) passante pela peneira n.° 16 (1,2 mm). A água deve ser suficiente para produzir uma argamassa consistente e plástica, sem exsudar água quando trabalhada com as mãos. Esse tipo de argamassa desenvolve elevadas resistências (ao redor de 50,0 a 60,0 MPa aos 28 dias) e baixa retração hidráulica devido à baixa relação A/C e baixo teor de água.



Figura 12.15 — Adensamento de argamassa seca por apiloamento.

A argamassa seca deve ser colocada e adensada em camadas de altura de aproximadamente 10 mm. Cada camada deve ser colocada imediatamente após a anterior, a menos que ao se compactar se observe a situação de borrachudos (argamassa está mais úmida do que o ideal, e não oferece adequada resistência ao socamento). Quando isto ocorrer deve-se aguardar certos intervalos de tempo (30 min a 40 min) para prosseguir os trabalhos. As camadas devem ser compactadas com soquetes, como na moldagem de corpos de prova de argamassa para ensaios. A cavidade não deve ser preenchida com argamassa em excesso (deve ser adotado, aqui também, o critério para preenchimento de corpos de prova para ensaio), sendo que ao se atingir a superfície o acabamento deve ser feito com desempenadeira.

Tendo em vista que o volume do reparo é quase sempre relativamente pequeno e a tendência do concreto velho em absorver a umidade contida no material do reparo, é conveniente que a cura se processe pelo menos nas primeiras 24 horas. Quando forem usadas fôrmas para os reparos, logo após a sua retirada podem-se aplicar sacos de aniagem (ou outro material adequado) para continuar a cura.

12.3.2 Reparo com concreto

12.3.2.1 Superfícies enformadas

A construção, colocação e fixação das fôrmas constituem um passo importante para se efetuar um reparo adequado. É conveniente que os comentários citados nos itens 8 e 10 sejam lembrados com maior acuracidade. As fôrmas devem ser estanques, resistentes como mostra a figura 12.16 e quando conveniente, deverão possuir janelas como mostra a figura 12.17.

As superfícies do concreto velho, a serem reparadas, devem ser preparadas como uma junta de construção.



Figura 12.16 — Forma utilizada para reparo, devidamente ancorada no concreto velho.

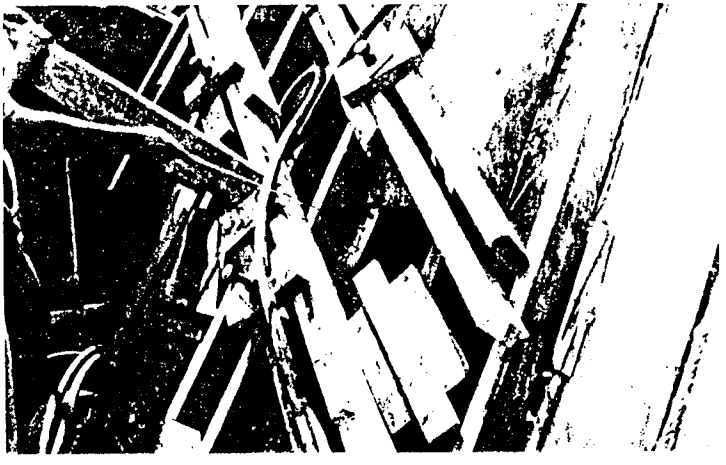


Figura 12.17 — As fôrmas para reparos devem possuir janelas convenientemente dispostas. Essas aberturas permitem melhor adensamento do concreto.



Figura 12.18 — Cachimbo para permitir um melhor acesso do concreto, à região do reparo.

O concreto para reparo, não deve ter relação A/C superior a 0,47 — 0,50 (massa) com a trabalhabilidade e o tamanho máximo, compatíveis com as características e

dimensões da área a ser reparada. Esses concretos devem ser um pouco mais argamassados do que os concretos anteriormente lançados. A fim de minimizar a retração, é preferível que o concreto, para reparo seja pré-refrigerado. Em áreas onde a cor do concreto for importante, é conveniente que se escolha o cimento ou mistura de cimentos, a fim de se obter os efeitos desejados. Quanto menor for o intervalo de tempo entre a execução do reparo e o lançamento do concreto velho, menor será a distorção de coloração.

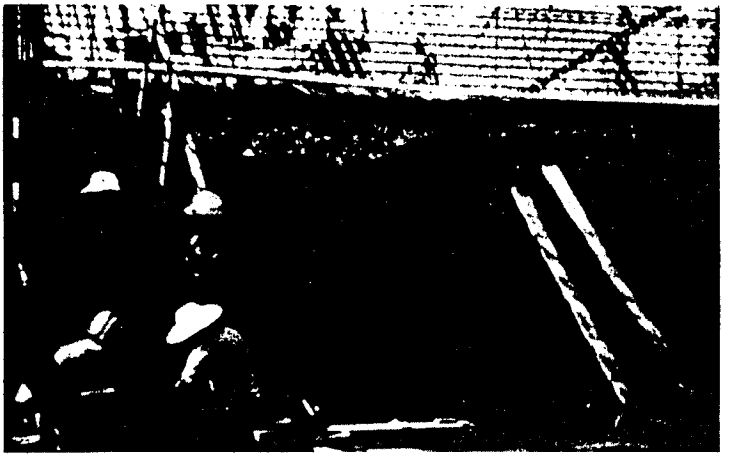


Figura 12.19 — Região concretada com deficiência de cimento (origem) não possibilitando o endurecimento do concreto (sintoma).



Figura 12.20 — Fase de preparo para realização do reparo na região mostrada na figura 12.19. A área foi inicialmente delineada por corte com disco rotativo.

Para se obter um melhor contato entre os concretos velho e novo (reparo), nas regiões com armadura, deve-se depassar a malha da armadura de modo ao concreto novo envolver toda a armadura como ilustram as figuras 12.19 a 12.23.



Figura 12.21 — Retirada de material da área a ser reparada usando-se (escalafate) equipamento pneumático.

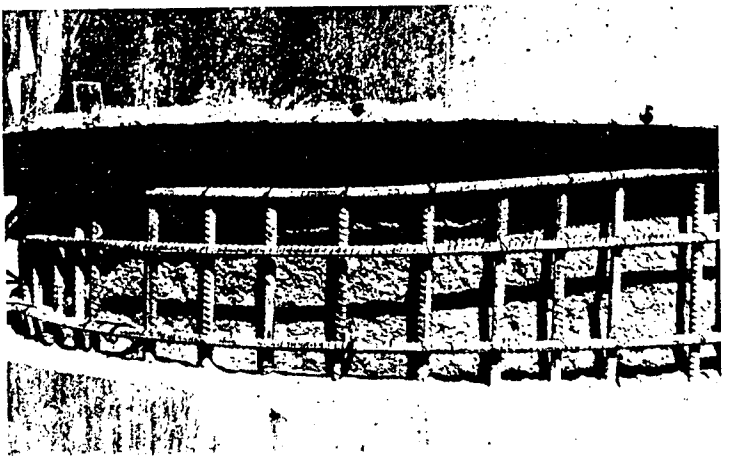


Figura 12.22 — Detalhe da região em preparo para o reparo. Vê-se que o material defeituoso foi retirado deixando livre a armadura. Nota-se também a parte superior chanfrada.

Quando o reparo se localizar em superfícies inclinadas, o corte deve ser feito abatido, de modo a facilitar a saída de ar quando do adensamento do concreto. O fundo e laterais da cavidade, devem ficar em esquadro com a face principal. Os cantos internos devem ser arredondados com raio mínimo de 30 mm.

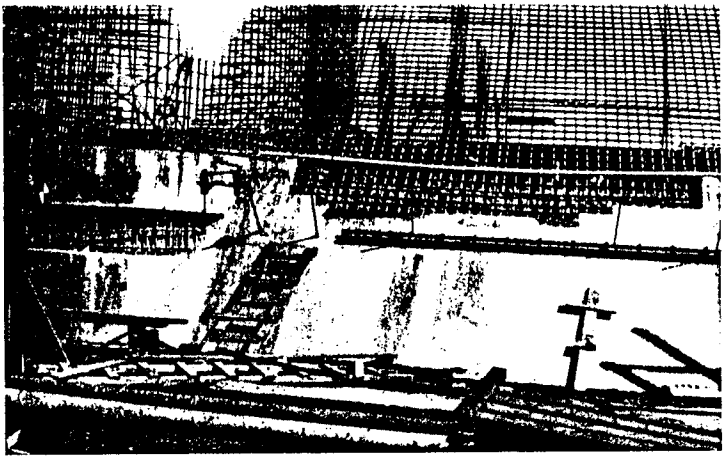


Figura 12.23 — Vista geral da regiao preparada para reparo (referência figura 12.19).

O adensamento do concreto pode ser feito por um dos processos citados no item 10.3, assegurando-se logicamente, a compactação adequada.

É conveniente que, nos reparos em superfícies inclinadas, sejam deixadas sobrecargas (cachimbos) de concreto, a fim de auxiliar no adensamento do topo superior do reparo. Esse excesso, posteriormente, é cortado e acabado (quando o concreto ainda estiver verde). Em alguns casos, podem ser usados expansores (ver item 11.5) para facilitar o preenchimento da parte superior do reparo.

A cura deve ser feita como descrito no item 10.5.

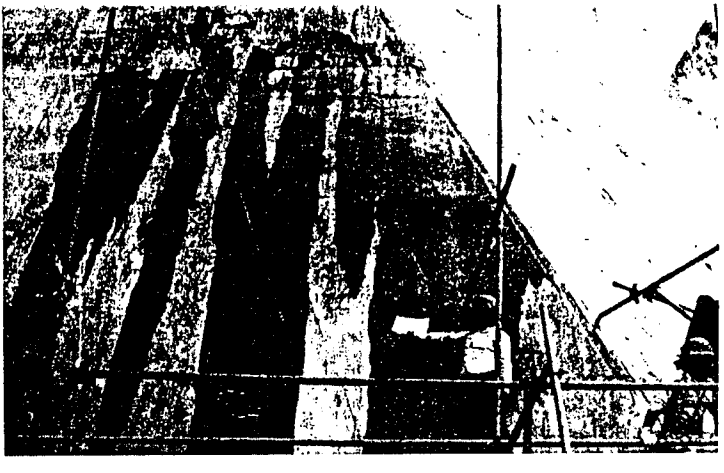


Figura 12.24 — Vista geral de um paramento de concreto-massa com vazamentos (ensaiada por drenos de cabeça), causada pelo tratamento inadequado de junta de construçao.

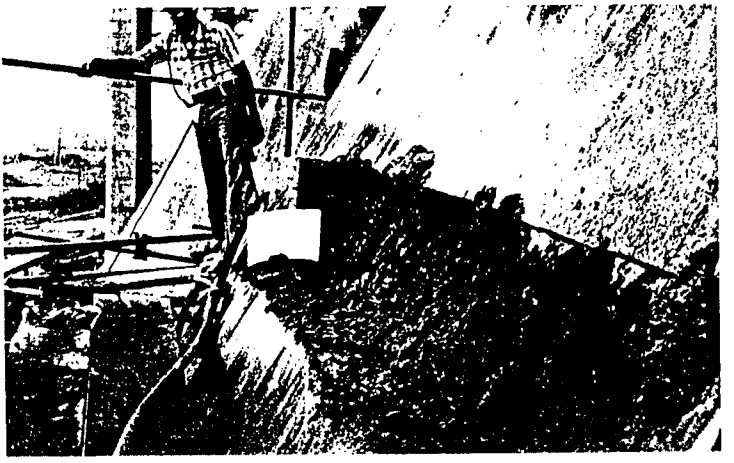


Figura 12.25 — Preparo da superfície a ser reparada (referência figura 12.24).

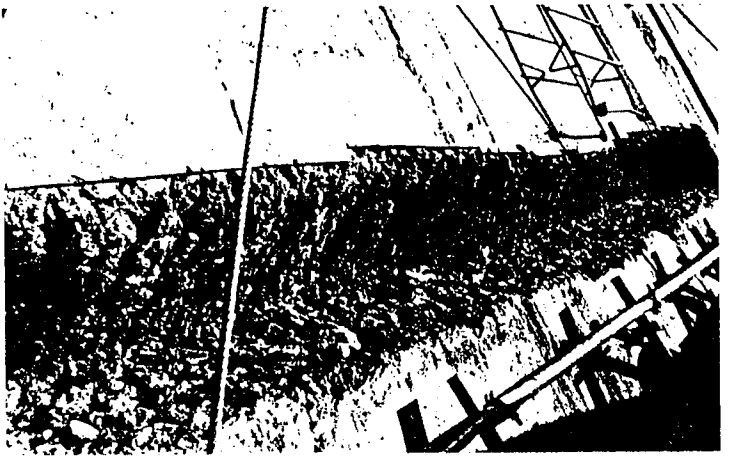


Figura 12.26 — Fase do preparo da região com vazamento. Nota-se a delimitação da área pelo corte com disco abrasivo.

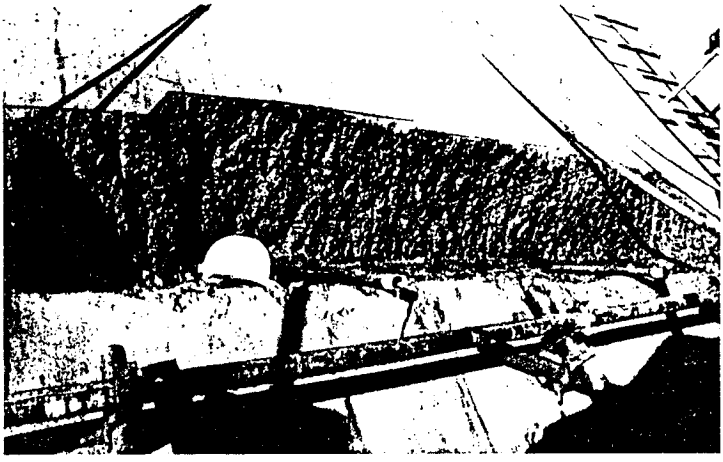


Figura 12.27 — Colocaçao de tubos-dreno, na regiao a ser preparada, para retirada da agua do vazamento.

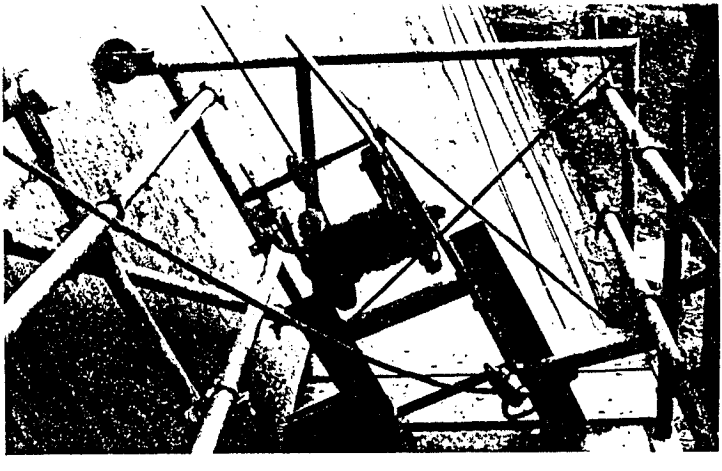


Figura 12.28 — Equipamento (andaime) usado para execução dos reparos, dando a adequada segurança aos funcionarios.



Figura 12.29 — Reparo parcialmente executado, faltando efetuar a injeção dos drenos, bloqueando a entrada d'água.

12.3.2.2 Superfícies não enformadas

O lançamento de concreto para reparos em áreas não enformadas deve ser precedido e seguido pelo mesmo critério adotado para o concreto convencional, lembrando-se, todavia, que as características do concreto a ser lançado, devem ser como citado anteriormente e que quando a profundidade for inferior a 120 mm e 150 mm, os buracos devem ser preenchidos com argamassa ou ainda com argamassa epoxídica.



Figura 12.30 — Vista de uma superfície a ser reparada sem fôrma.



Figura 12.31 — Retirada de todo material poroso ou duvidoso através da ação de rompedores.

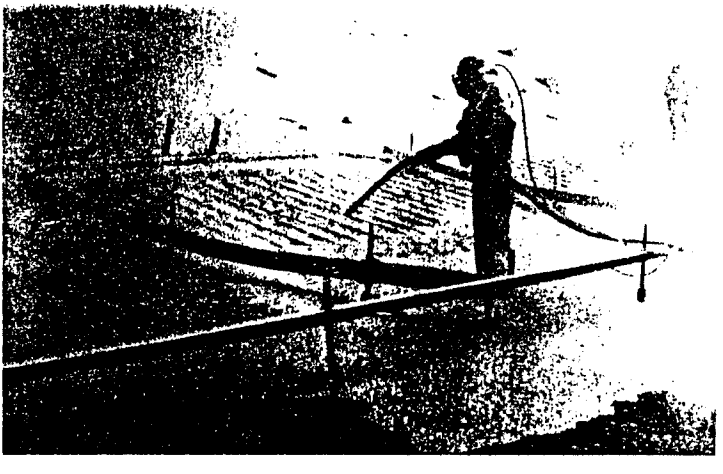


Figura 12.32 — Preparo da superfície pelo corte com jato de areia.



Figura 12.33 — Corte com disco abrasivo, delimitando a regiao do reparo.

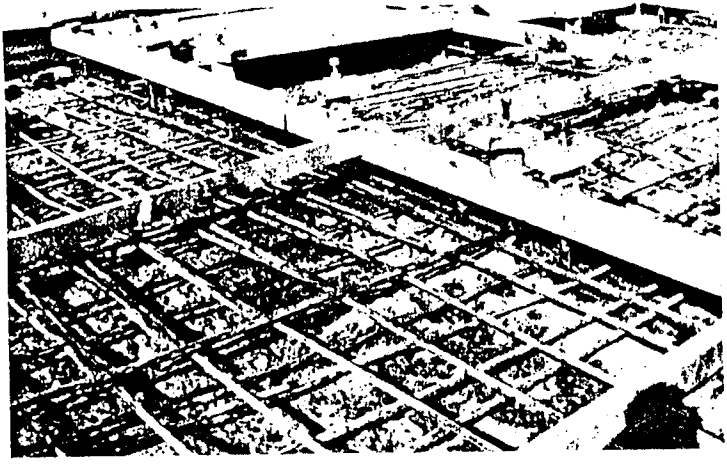


Figura 12.34 — Armadura da região em reparo sem ficar parcialmente envolvida pelo concreto velho. O rompimento descobrindo toda armadura e dando um espaçamento entre a armadura e o concreto velho de, no mínimo 30 mm.

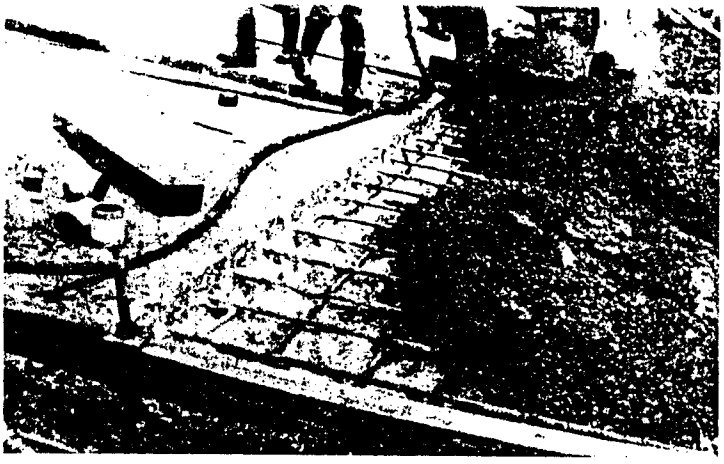


Figura 12.35 — Região do reparo delimitada pelo corte com disco (ver figura 12.33) permitindo o encosto do concreto novo e um acabamento correto.

concreto projetado como citado no item 11.11, também é utilizado para reparos isto nas figuras 12.36 e 12.37.



Figura 12.36 — Região onde se observou bicheira envolvendo a mata-junta.

Quando se aplicar concreto projetado em cavidades relativamente rasas, estas devem ser afuniladas de dentro para fora, com taludes aproximados de 1:1. Os cantos devem ser arredondados. Irregularidades, não profundas, no concreto novo devem ser reparadas pela aplicação de argamassa logo após a retirada das fôrmas.



Figura 12.37 — Região (da figura 12.36) reparada com concreto projetado devido à dificuldade de acesso do concreto.

12.3.3 Reparo com concreto com agregado pré-colocado

Esse método é usado com grande vantagem em regiões onde os reparos são grandes, particularmente em serviços submersos.

A técnica utilizada é aquela descrita no item 11.4.

12.3.4 Reparos com argamassa

Podem ser obtidos bons resultados com o uso de argamassa para execução de reparos.

Essa técnica é adequada para regiões com área extensa e pouca profundidade e solicitação limitada permitindo a aplicação de delgadas camadas de argamassa.



Figura 12.38 — Vista de uma região concretada com fôrma deslizante que necessitou de reparo com argamassa.



Figura 12.39 — Região superficial sendo reparada com argamassa.

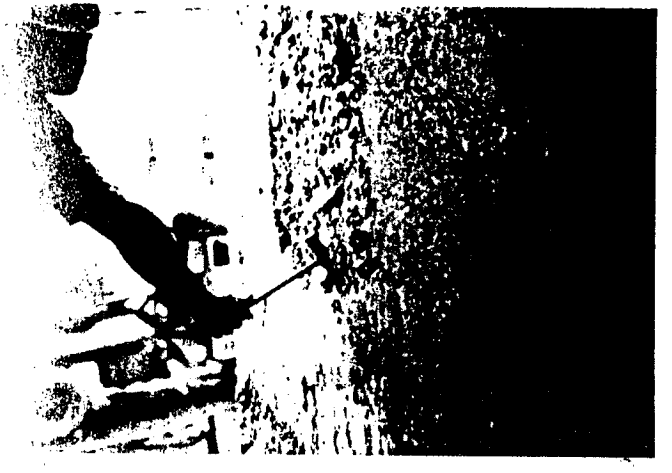


Figura 12.40 — Cuidados, no preparo da região a ser reparada, são de grande importância para garantir a aderência. A foto ilustra um reparo mal executado desprendendo-se facilmente.

12.3.5 Reparo com materiais químicos

12.3.5.1 Materiais

Nos dias atuais tem-se observado o aparecimento de um incontável número de resinas e catalisadores epoxídicos. O termo epóxi significa (a partir do radical grego: epi = fora) a presença do oxigênio externamente na estrutura molecular dos compostos.

Os epóxis presentemente são usados na técnica de concreto, com membranas protetoras (pinturas), materiais para reparos, misturas para injeção, misturas para colagem, argamassas e concretos.

Os compostos epoxídicos geralmente são apresentados em dois ou mais componentes. O componente genérico (A), sempre contém a resina epóxi e a parte (B) é o endurecedor (reagente, e catalisador). Quase que sem exceção os sistemas epoxídicos podem ser formulados a fim de atender a condições específicas ou excepcionais.

Os epóxis quando adequadamente aplicados, apresentam uma boa aderência. Tendo em vista que a qualidade e a condição da superfície onde o produto deve ser aplicado raramente são bem conhecidas, é aconselhavel a execução de ensaio de aderência.

Os materiais epoxídicos podem ser formulados visando obter elevadas resistências à compressão e à tração, ou também resistir à abrasão. Podem ser obtidos materiais com resistência à compressão ao redor de 80,0 MPa à tração de 10,0 a 20,0 MPa. Esses materiais podem apresentar, também, consideráveis deformações e recuperá-las rapidamente, sem atingir os limites elásticos. Apresentam, também, razoável fluência e relaxação, sendo que as vantagens dessas propriedades devem ser consideradas em cada aplicação. É importante, também, se levar em conta o coeficiente linear de expansão térmica do material tendo em vista a diferença destas e das propriedades do concreto. A utilização de um material inerte, para enchimento (areia de boa qualidade) pode diminuir a diferença entre módulo de deformação, coeficiente linear de expansão térmica e outras propriedades dos materiais epoxídicos e os concretos e argamassas convencionais.

Os epóxis, durante o processo de endurecimento, desenvolvem uma reação exotérmica. A evolução da temperatura depende da formulação e da massa. A fim de limitar essa evolução a valores mínimos é aconselhável manter a relação entre a área superficial e o volume, a maior possível, facilitando a dissipação.

12.3.5.2 Condições da superfície para receber o material

O preparo da superfície a ser reparada, com material epoxídico, deve ser feito adequadamente dando-se especial atenção à capacidade de aderência. A superfície de concreto velho deve, como em outros tipos de preparo, estar livre de material solto, poroso e/ou duvidoso. Todas as superfícies devem ser cuidadosamente limpas e secas.

O concreto a ser reparado, à baixa temperatura ambiente, com materiais epoxídicos deve ser aquecido de modo que a temperatura da superfície não fique inferior a 20°C nas primeiras quatro horas após a aplicação da base (prímer). A temperatura do concreto durante o pré-aquecimento não deve exceder a 90°C. E a temperatura final da superfície no instante do lançamento não deve ultrapassar a 40°C.



Figura 12.41 — Preparo de uma região a ser reparada com argamassa epoxídica. O desbaste sendo feito, no recorte com disco rotativo, por meio de talhadeira.

Quando for impraticável ou impossível obter uma superfície seca, deve-se usar um sistema epoxídico formulado de tal forma a superar os inconvenientes da umidade e manter a aderência com tal tipo de superfície. Deve ser tomado cuidado, também, para que a umidade possa atravessar o concreto por efeitos de capilaridade e venha formar uma película justamente na região do contato. A superfície a receber o material deve então estar nas seguintes condições:

— ser resistente, densa e sã;

— estar seca, ou essencialmente seca e limpa, livre de contaminações tais como, carbonatações, oleosidades, graxas, compostos de cura;

— estar à temperatura recomendada e compatível com o epóxi. Atualmente a maioria dos epóxis apresenta melhores resultados quando aplicada na faixa de 16 C a 38 C;

— estar livre de umidade.

Para se aquilatar a satisfatoriedade do preparo e das condições da superfície deve-se indicar os ensaios que demostrem a adequada aderência. Esses ensaios podem ser efetuados em laboratório ou "in situ".

12.3.5.3 **Preparo do material para uso**

As resinas epóxis e seus endurecedores são combinados em uma reação química. A proporção da resina e o catalisador é de capital importância. Os dois devem ser combinados em relações especificas e misturados integralmente para produzir um material homogêneo. Lembre-se aqui, novamente, a importância da temperatura. A precisão da dosagem varia para cada composto epóxi. Em muitos casos a tolerância da relação de mistura poderá ser 5% e em outros 1% ou 2%.

A maneira mais acurada para a dosagem é o uso de mistura pré-dosada em unidades independentes, fornecidas pelo fabricante. No caso de se trabalhar com argamassa ou concreto epoxídico, é conveniente também que os inertes sejam pré-dosados.

Para se preparar e homogeneizar os componentes é conveniente empregar um agitador de pás (poderá ser adaptado a uma ferramenta pneumática, furadeira elétrica etc.) como sugere a figura 12.42. Não é conveniente a adição de solventes à mistura.

Quando está se usando argamassa, após se preparar a mistura epóxi, esta pode ser juntada aos inertes como indica a figura 12.43.



Figura 12.42 — Mistura dos componentes epoxídicos (resina e endurecedor) utilizando-se um agitador de pas mecanicas acoplado a um eixo de esmeril a ar comprimido



Figura 12.43 — Lançamento do conjunto epóxi ao inerte (areia) para obtenção da argamassa. A mistura normalmente é feita com auxílio de enxadas devido à alta velocidade.

Para limpeza e manutenção dos equipamentos e utensílios o método usual é imergi-los em um solvente. Outros processos, às vezes, são utilizados satisfatoriamente. É conveniente lembrar aqui que a maioria dos epóxis e solventes é altamente tóxica e combustível. É recomendável, portanto, que sejam utilizados equipamentos e dispositivos a fim de minimizar as chances de danos e acidentes.

12.3.5.4 Aplicação

A aplicação do material epoxídico deve ser feita por pessoal especializado, que tenha segurança e conhecimento sobre a adequada viscosidade, vida útil (pot-life), injetabilidade (tack free time) para os materiais injetáveis e o endurecimento do material.

A aplicação dos materiais epoxídicos pode ser feita para a colagem, de concretos, para argamassas ou para injeções.

— Colagem de concreto (ou argamassa) novo a concreto velho. Este processo é adotado quando a profundidade do reparo estiver aproximadamente entre 40 mm e 120 mm. Nessa situação a camada de colagem deve ser trabalhada especificamente com o objetivo de colar o concreto fresco ao concreto velho. O material deverá ser tixotrópico (Nota 32) e capaz de manter uma película de 0,4 mm a 0,5 mm sem se romper. Embora uma película de material epóxi propicie uma aderência satisfatória, antes do instante em que a aplicação esteja pegajosa ao tato, é comum e aconselhável aguardar um tempo para lançamento do concreto novo, até que a camada de colagem fique pegajosa. Isso é mais aconselhável, ainda, quando o concreto a ser lançado deva ser adensado por vibradores, pois a vibração poderia emulsificar o fluido epoxídico e prejudicar a aderência.

— Aplicação de argamassa epóxi. Esse processo é adotado quando a profundidade do reparo for inferior a aproximadamente 40 mm. Nessa situação, normalmente, é recomendada a aplicação de uma pintura de colagem, sobre o concreto a ser reparado, como indicam as figuras 12.44. e 12.45. Posteriormente é aplicada a argamassa epóxi com colher de pedreiro, espátula ou desempenadeira, como mostram as figuras 12.45, 12.46 e 12.47, dando-se o adensamento e o acabamento adequado. Durante a aplicação o material deve estar dentro das condições previstas.

Nota 32: Tixotropia: propriedade, que certos materiais possuem, de se liquefazer quando agitados.

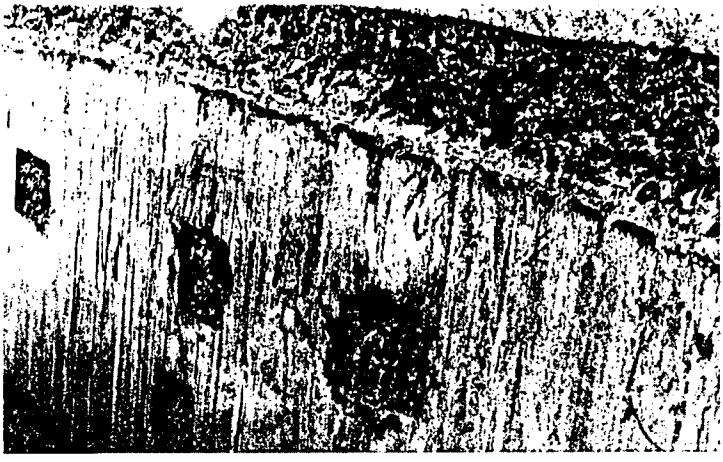


Figura 12.44 — Superficies preparadas e pintadas para receber a argamassa epoxidica.



Figura 12.45 — Aplicaçao de argamassa epoxidica utilizando-se desempenadeira.



Figura 12.46 - Aplicação de argamassa epoxídica em reparo de pé de painel.

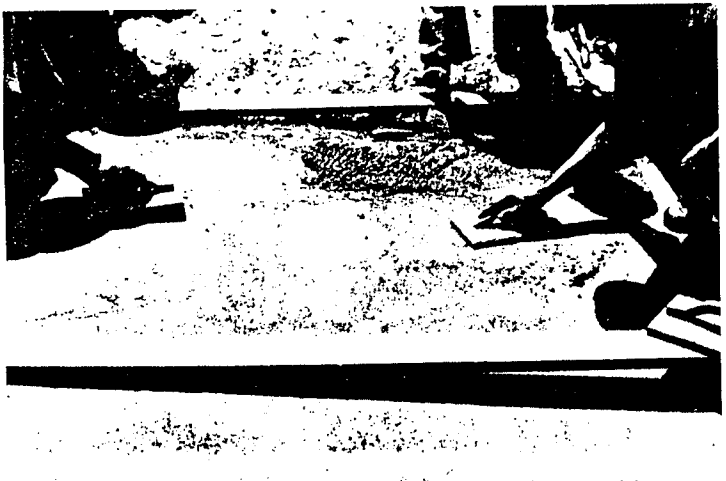


Figura 12.47 — Argamassa epoxídica sendo aplicada e adensada com desempenadeira.

A argamassa epoxídica tem sido bastante utilizada para reparos em superfícies sujeitas à velocidade de escoamento d'água, como no caso de adufas, caixas espirais e tubos de sucção e vertedouros.

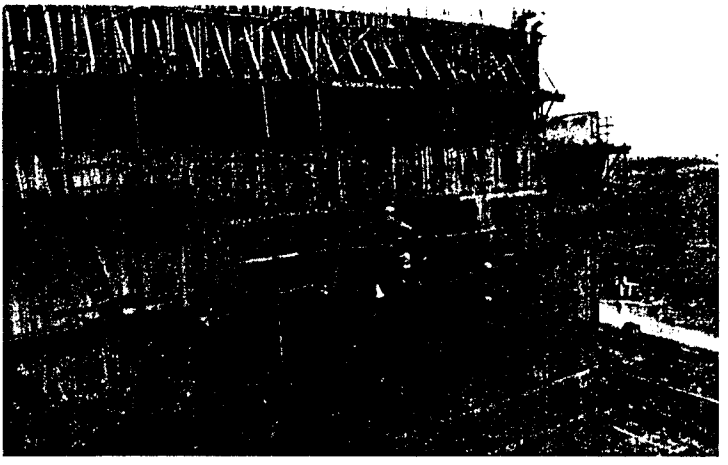


Figura 12.48 — Superfície de um pilar de vertedouro sendo reparada com argamassa epoxídica.

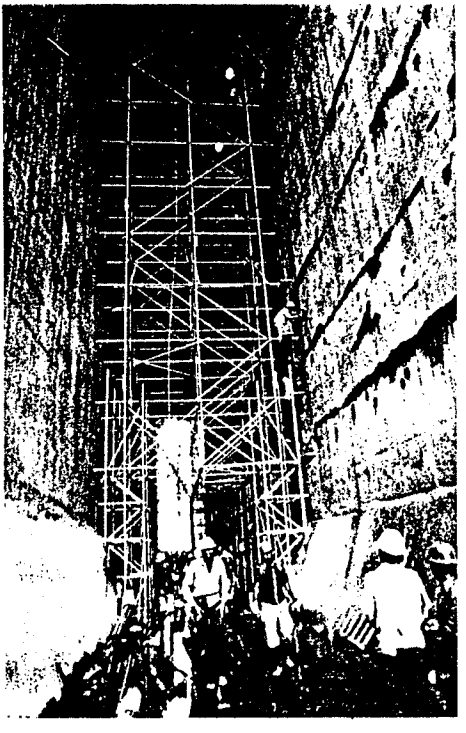


Figura 12.49 — Parede de adufa sendo reparada com argamassa epoxídica. Nota-se a necessidade de um andaime tubular de grandes dimensões por ter sido deixado de efetuar os reparos em época mais cedo.



Figura 12.50 — Reparo com argamassa epoxídica, em superfície de tubo de sucção.

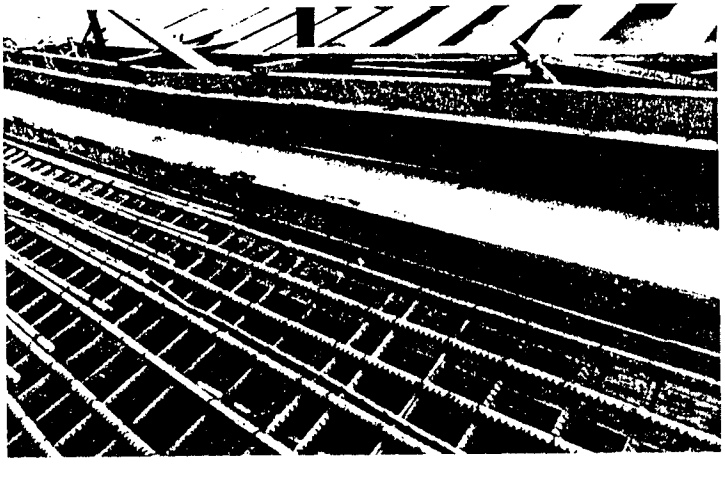


Figura 12.51 — Reparo em canto vivo de uma laje de soleira de vertedouro, executado com argamassa epoxídica, antes da concretagem da laje vizinha.

Caso o material não se apresente na viscosidade ou "pot-life" adequados, podem ocorrer fatos como o mostrado na figura 12.52.

Ainda na utilização de materiais epoxídicos, surgem também as situações de manutenção com aplicação de pinturas epóxicas, que devem ser enquadradas nos casos acima.



Figura 12.52 — Aplicação de material epoxídico com "pot-life" mais lento do que o necessário pode causar um escorrimento do material (quando aplicado em regiões inclinadas), como se observa.

Após o término da concretagem de uma superfície onde se utilizaram guias para sarrafeamento, há necessidade de remoção dos parafusos-suporte. Na retirada dos parafusos podem ocorrer duas situações:

— O orifício do parafuso fica com a borda não danificada.

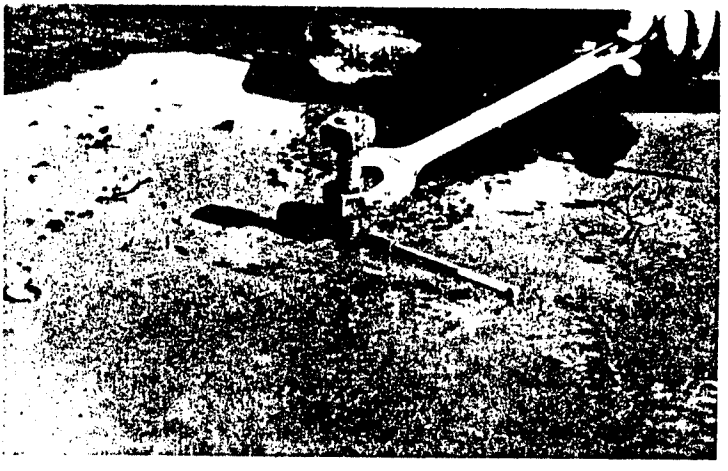


Figura 12.53 — Remoção do parafuso-suporte da guia de sarrafeamento.

Nessa situação, a região perimetral do parafuso é regularizada pela passagem de rebolo (figura 12.55) para a remoção das saliências, após isso o orifício é preparado e limpo, para receber a argamassa epoxídica.

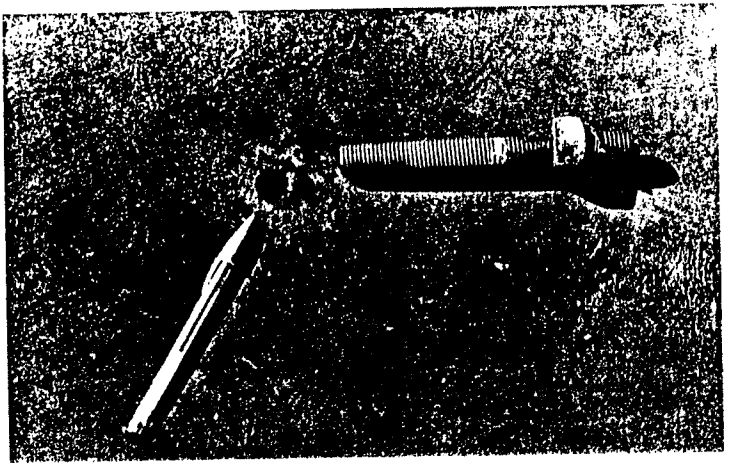


Figura 12.54 — Orifício de parafuso com a borda não danificada.



Figura 12.55 — Utilização de rebolo na região perimetral do buraco do parafuso.

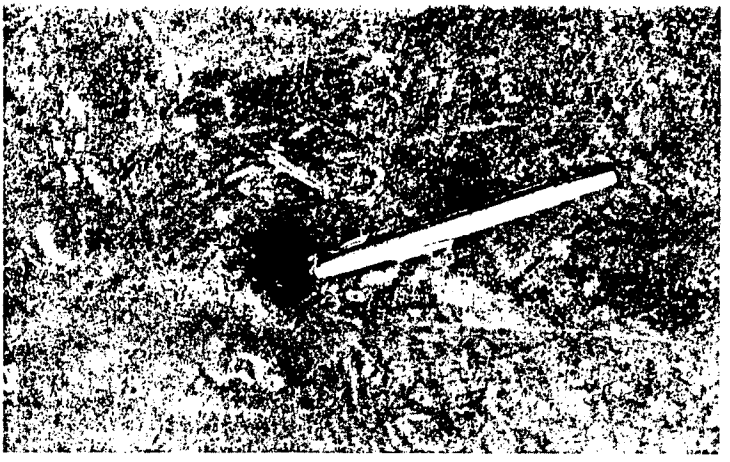


Figura 12.56 — Aspecto final do buraco preenchido com argamassa epoxídica, observando-se o desgaste no concreto como consequencia da açao do rebolo.

— O orifício de parafuso fica com a borda danificada.

A situação mostrada na figura 12.57 é corrigida mediante a execução de corte a disco (profundidade de 10 mm a 15 mm) como visto na figura 12.58. Após o corte remove-se o material, como mostrado na figura 12.59 e aplica-se a argamassa epoxídica depois do preparo e limpeza.

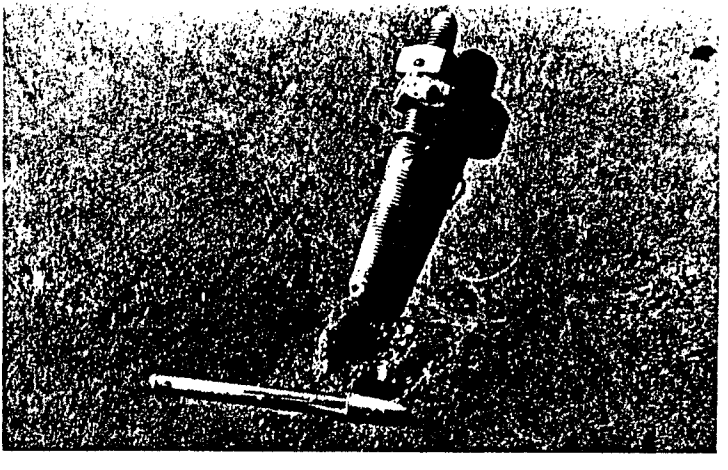


Figura 12.57 — Detalhe de um buraco de parafuso danificado.

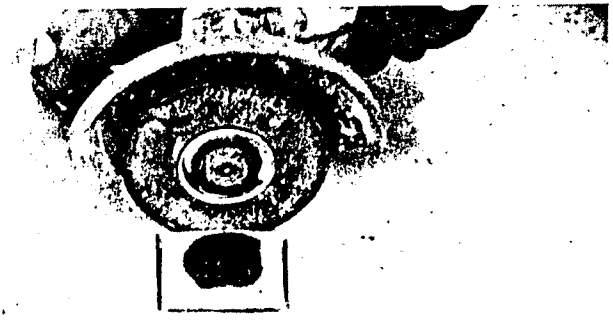


Figura 12.58 — Corte a disco, dando a conformação geométrica. Atualmente é usada uma coroa circular que corta o concreto circundante ao furo.



Figura 12.59 — Rompimento, com talhadeira, do concreto no interior da área delimitada.

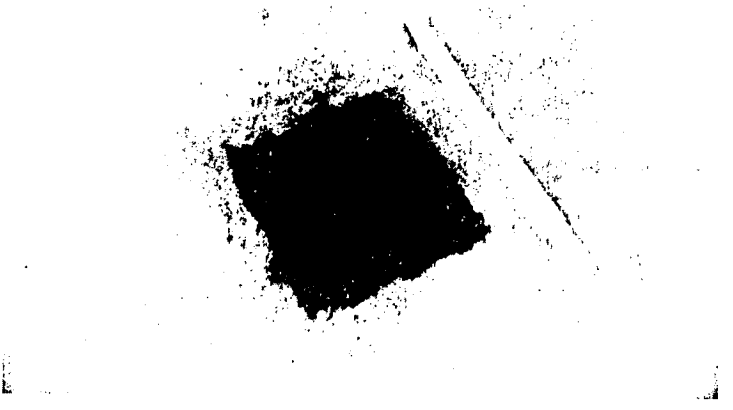


Figura 12.60 — Vista final do reparo executado com argamassa epoxídica com colagem prévia.

12.3.6 Reparo com injeção

Pequenas fissuras, no concreto, podem ser reparadas usando-se o processo de injeção. A injeção pode ser ou com uma simples calda convencional, ou com uma calda com cimento de alta finura, ou uma calda de cimento com pré-resfriamento, ou uma injeção química (contendo silicato de sódio, aluminato de sódio e acetato de etila), ou uma injeção de material epoxídico, como visto no item 11.16.

— Esse tipo de reparo é efetuado para correção de eventuais problemas em injeção de protensão ou para colagens de trincas e juntas. A técnica adotada pode ser desde uma simples injeção de calda de cimento até uma calda de resina com "pot-life" controlado.



Figura 12.61 — Testemunho extraído de uma região, do concreto, que apresentou uma trinca. Através desse procedimento pode-se detectar a profundidade da fissura e a necessidade de penetração da injeção.

No item 11.16 foi citada a utilização de um equipamento (ver figuras 11.240 e 11.241) moderno para injeção com epóxi.

Antes de se iniciar a injeção com material epoxídico deve ser efetuado o preparo da região, consistindo de:

— marcação dos pontos de injeção;
— execução dos furos;
— remoção dos materiais soltos;
— limpeza;
— colocação de pinos para controle de abertura da fissura (quando houver interesse de controle);
— aplicação do selante e colocação dos tubos.



Figura 12.62 — A foto mostra os pontos marcados e furados, e uma região com fragmentação do concreto.



Figura 12.63 — Limpeza manual da superfície de concreto, com escova de cerdas de aço, com a finalidade de retirar a película de nata superficial melhorando a aderência do selante com a superfície de concreto.



Figura 12.64 — Limpeza, por meio de jato de ar comprimido, dos furos e da superfície ao longo da fissura.



Figura 12.65 — Aplicação da primeira demão do selante (epoxídico) sobre a região preparada. A segunda demão do selante deve ser aplicada em tempo, como indicado pelo fornecedor.

A figura 12.65 mostra além da aplicação do selante, a colocação dos tubos (bicos) para engate ao bico da injetora.

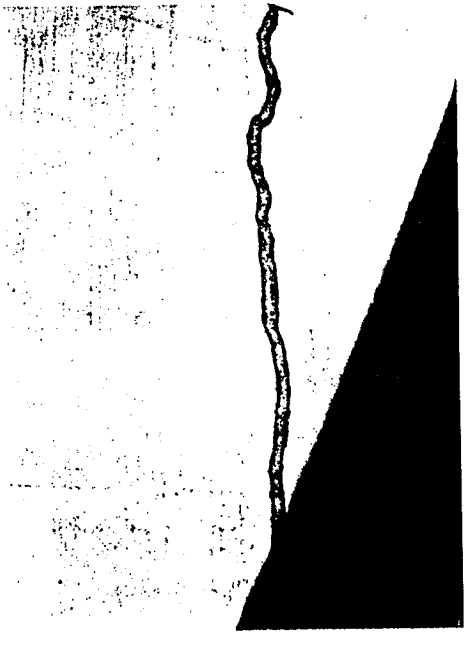


Figura 12.66 — Selante e bicos totalmente aplicados na fissura, em condições de executar a injeção.



Figura 12.67 — Instante da injeção de uma fissura pelo sistema Injetomatic (ver item 11.16) observando-se o bico-misturador, o manômetro, o sistema de engate do terminal do misturador e o bico do furo da fissura. Os bicos abaixo do ponto da injeção já foram bloqueados.



Figura 12.68 — Superfície de concreto após a remoção do selante. Observa-se a fissura e os pontos de injeção preenchidos com resina epóxi.



Figura 12.69 — Avaliação do trabalho de injeção pela execução de ensaio de perda d'agua. Observar-se acima do ponto de ensaio o conjunto de pinos para avaliar a abertura da trinca.

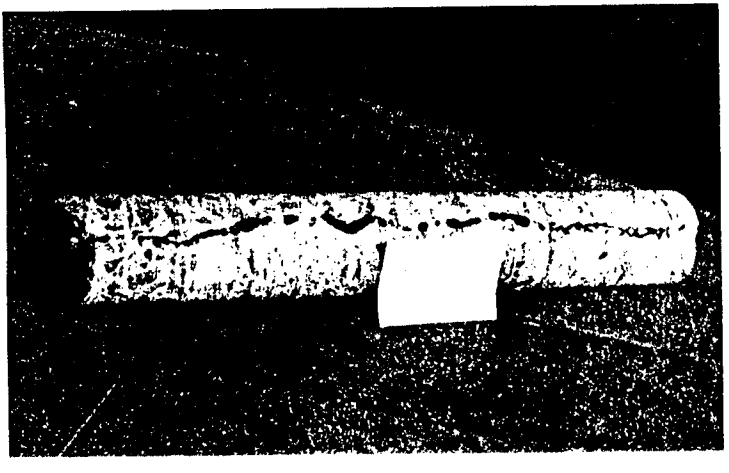


Figura 12.70 — Testemunho extraído da região injetada mostrando a penetração da injeção com material epoxídico. Do testemunho podem ser obtidos corpos de prova para avaliar a colagem.

13 Instrumentação

13.1 Apresentação

Neste item procurar-se-á abordar os tipos de aparelhos para uso em ensaios de laboratório e na auscultação de estruturas de concreto e suas fundações.

A maioria dos instrumentos utilizados em concreto detectam deformações. Essas deformações através de parâmetros conhecidos e/ou determinados são traduzidas em outros valores de interesse. O caso mais frequente é o da aplicação da lei de Hooke, onde através da medida das deformações e do pressuposto módulo de deformação obtém-se a tensão. A diversificação, dentre os medidores, reside entretanto na conceituação para a medida das deformações.

13.2 Tipos de medidores

13.2.1 Medidores mecânicos

Esse tipo de medidor é muito utilizado em ensaios de tração (ver item 2). O alongamento sob carga é medido por meio de alongâmetro fixado ao corpo de prova. Um dos tipos mais antigos (Kennedy) é mostrado na figura 13.1. Nesse medidor, o ponteiro, fixado em uma das garras contra o corpo de prova, amplia o deslocamento e é medido

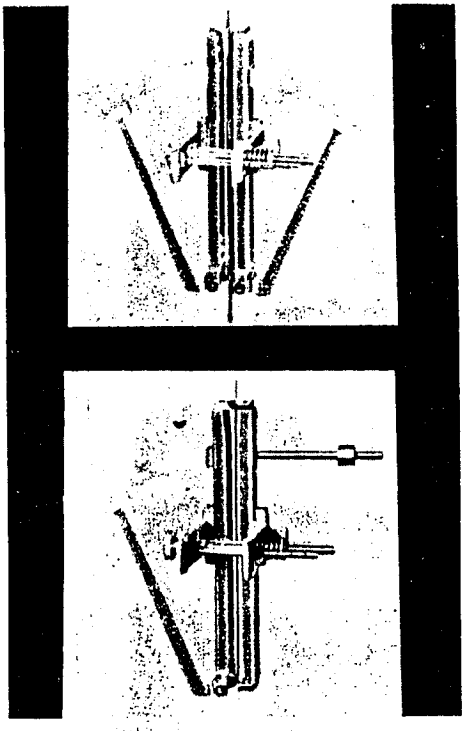


Figura 13.1 — Alongâmetros tipo Kennedy: possuem dois jogos de cutelos aplicados ao corpo a ser medido. Os cutelos superiores são fixos e os inferiores são acoplados a um ponteiro que amplia a deformação, que é lida em um cursor.

em uma escala de leitura, previamente aferida. Atualmente os alongâmetros mecânicos são acoplados a relógios comparadores, na maioria dos casos com precisão de uma micra (0,001 mm). Esses tipos são vistos na figura 13.2. A figura 13.3 mostra dois modelos de medidores móveis. Nesse tipo a base de leitura é puncionada ou colada na superfície a ser observada. Para a leitura das deformações, o medidor é encaixado nos pontos de referência.

Esse tipo de medidor é bastante usado para observação da variação da abertura de trincas, como ilustra a figura 13.4.

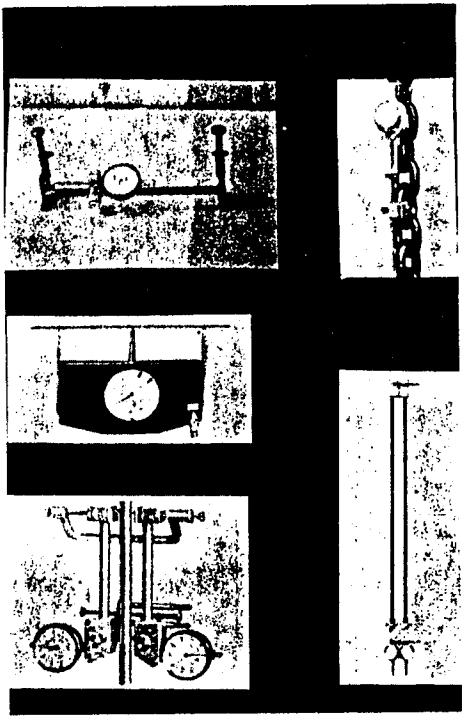


Figura 13.2 — Alongâmetros acoplados a relógios comparadores. As deformações são medidas diretamente pela haste de relógio ou através de sistema de alavanca.

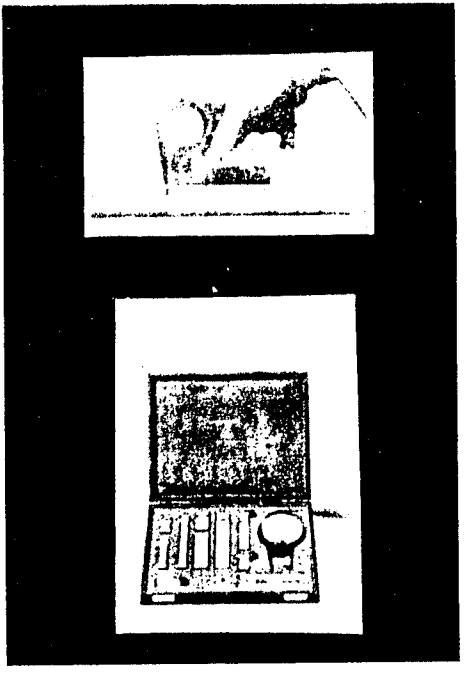


Figura 13.3 — Tensotast semelhante aos alongâmetros da figura 13.2. Possui a vantagem de ser móvel, sendo a leitura efetuada contra pontos-base previamente posicionados na região em observação.

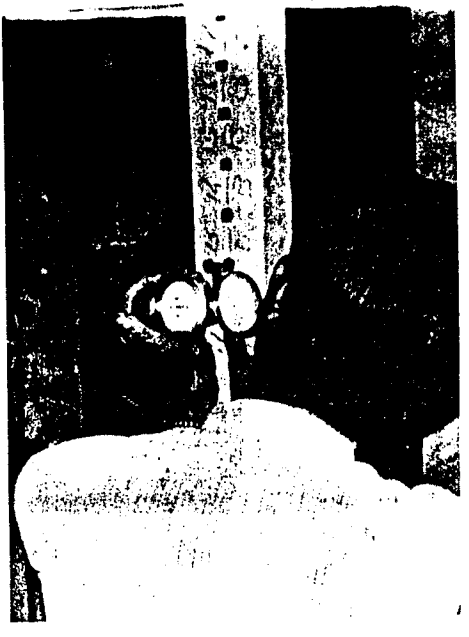


Figura 13.4 — Leitura de abertura de fissuras (ensaio de aderência em tirantes armados por meio de Tensotast).

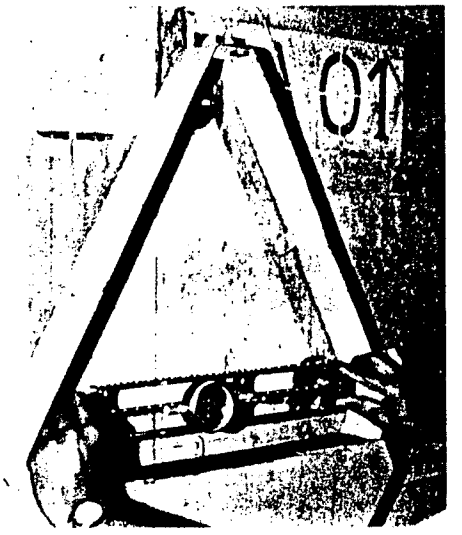


Figura 13.5 — Alongâmetro Marion — Desenvolvido pelo LNEC-Lisboa — utilizado para medir abertura de juntas de contração entre blocos das estruturas de concreto.

A figura 13.5 mostra o alongâmetro Marion, desenvolvido pelo LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil — Lisboa), também com o mesmo princípio de trabalho. O alongâmetro Marion é usado para medidas de deslocamentos relativos em juntas entre blocos de concreto. Nessa situação é empregada uma base triangular de referência, previamente posicionada na junta.

A figura 13.6 mostra um alongâmetro também com relógios comparadores e com pequena base de medida.

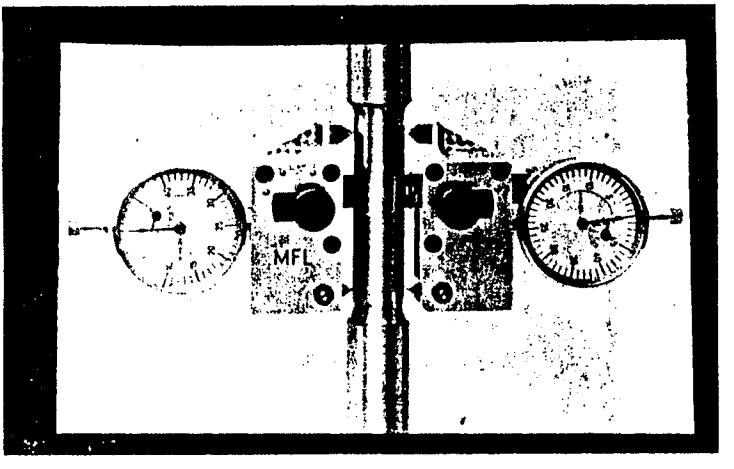


Figura 13.6 — Alongâmetro de pequena base de leitura (aplicado a materiais de elevada deformação) utilizando-se relógios comparadores.

A figura 13.7 mostra o extensômetro de hastes tipo Interfels. Esse tipo de medidor, que emprega um relógio comparador móvel, é usado para auscultação do contato concreto-fundação propriamente dita.

ESQUEMA GERAL DE INST

DETALHES DOS COMPONENTES

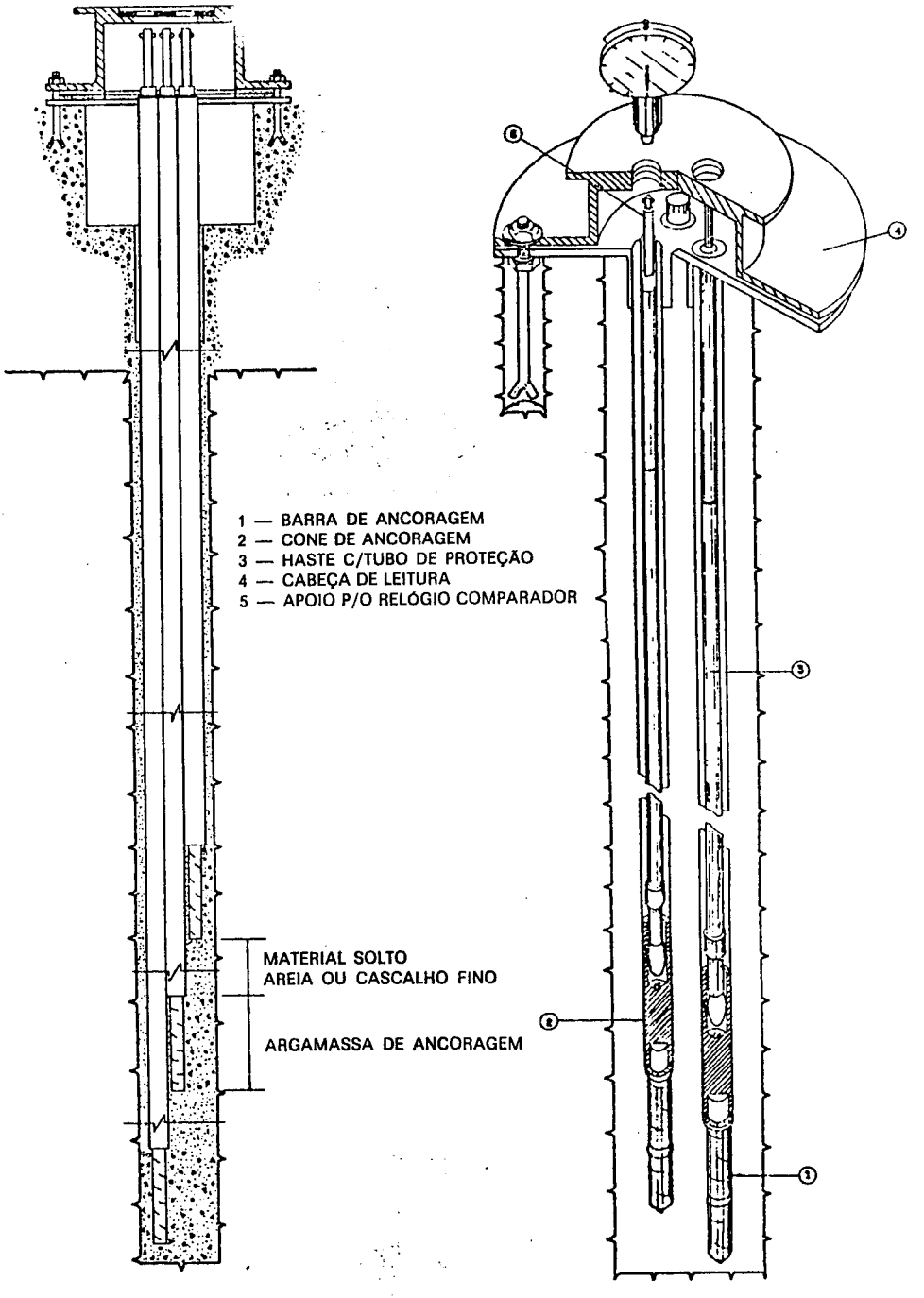


Figura 13.7 — Extensômetro de hastes tipo Interfels.

A figura 13.8 mostra um medidor triortogonal utilizado para a medida de deslocamentos em juntas e abertura de fissuras.

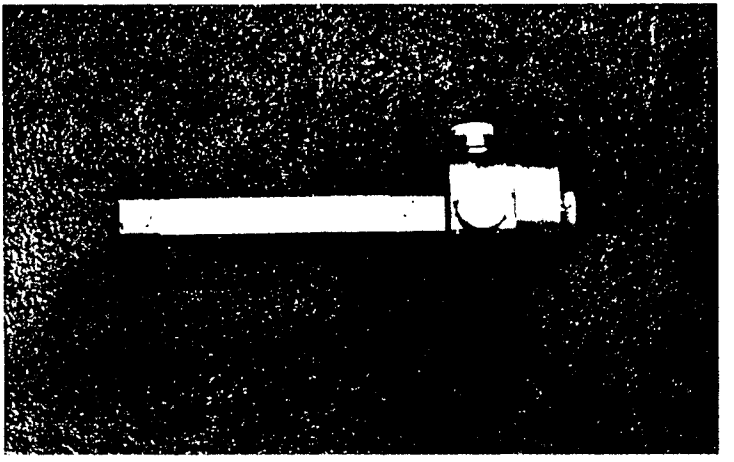


Figura 13.8 — Medidor triortogonal para medições em abertura de juntas e fissuras.

Os deslocamentos são medidos em três direções ortogonais com auxílio de um sistema de apoios, construídos em aço inox, e fixados na região a ser observada da estrutura. Com relógio comparador adaptado, obtêm-se as medidas das variações nos três eixos ortogonais desejados.

13.2.2 Medidores óticos

Esses medidores não são muito utilizados em laboratório. Apenas os sistemas aferidores como mostrados na figura 13.9 são usados. Esses equipamentos de aferição possuem um volume de mercúrio entre dois sistemas deformáveis. Ao se aplicar uma determinada carga, os sistemas se deformam (elasticamente) e o nível do mercúrio é alterado.

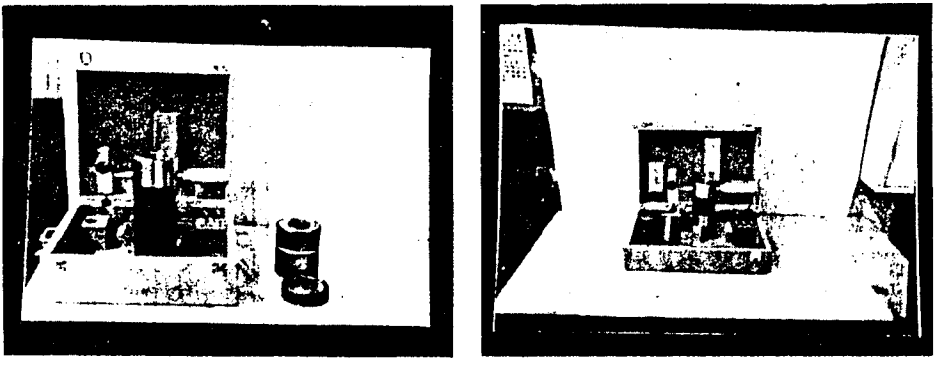


Figura 13.9 — Aferidores elásticos, com nônio para estabilização de um nível ótico.

Através de um nônio retorna-se o nível do mercúrio à sua posição inicial. O nível de mercúrio é observado oticamente em um capilar transparente. A variação de nível do mercúrio é traduzida em termos de carga aplicada, a partir de uma calibração prévia.

Os medidores óticos, entretanto, são bastante usados para o acompanhamento da estrutura. O sistema comumente adotado é aquele que emprega os aparelhos topográficos (níveis, teodolitos etc...).

Outro processo é a utilização de pêndulos, sendo que os deslocamentos são observados por um coordinômetro ótico e que é mostrado nas figuras 13.10 e 13.11.

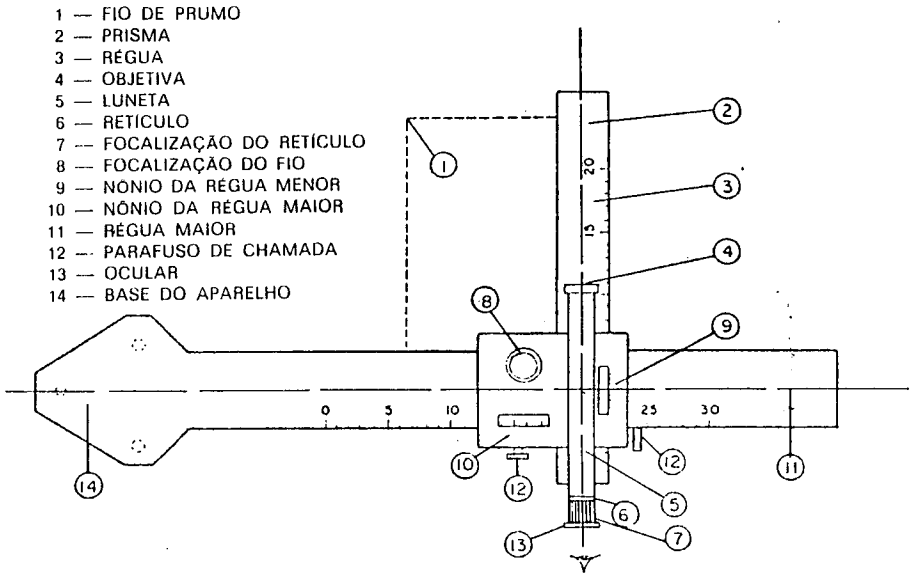


Figura 13.10 — Esquema do coordinometro otico.

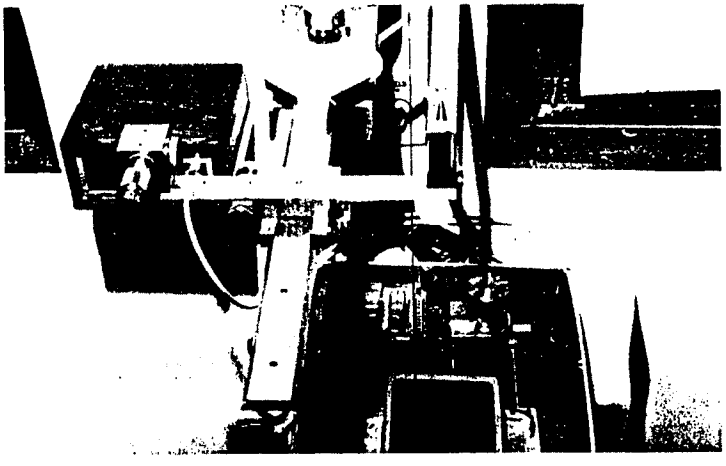


Figura 13.11 — Coordinometro ótico instalado em uma base de medida para leitura de movimentos através de um fio de prumo. Simultaneamente está instalado um fotocoordinômetro digital, desenvolvido pela Itaipu Binacional.

Outro aparelho ótico é o clinômetro, visto na figura 13.12 juntamente com sua base de aferição. É usado para medida de deslocamentos angulares.

Outro medidor ótico, é a lupa graduada, vista na figura 13.13 e usada para medir aberturas de fissuras.

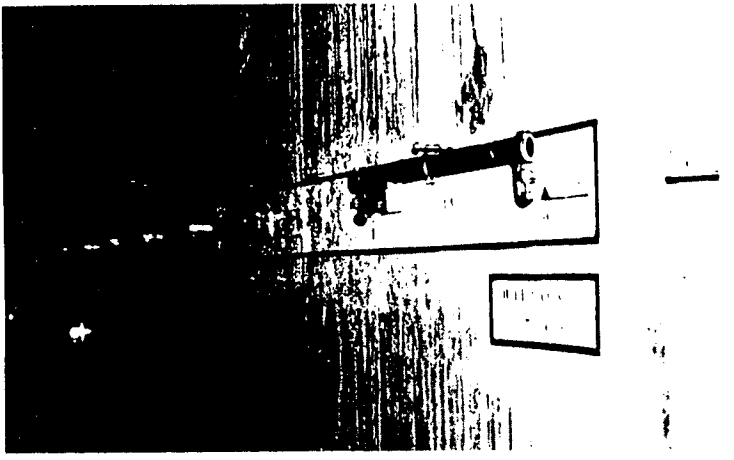


Figura 13.12 — Clinômetro CS 1000 e base de medidas de deslocamentos angulares. Tem capacidade de resolução de 2".

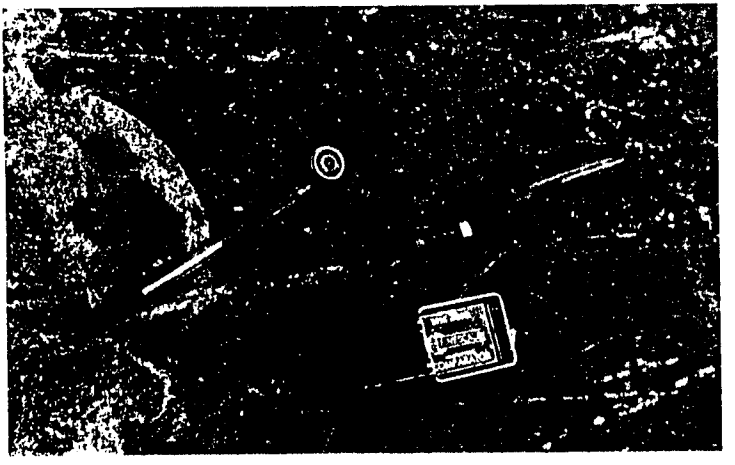


Figura 13.13 — Lupa graduada para medir aberturas de fissuras.

13.2.3 Medidores pneumáticos

Os medidores pneumáticos são, em sua maioria, usados nas construções de solos. São também utilizados em fundações, nas obras de concreto como por exemplo os piezômetros e as células pneumáticas.

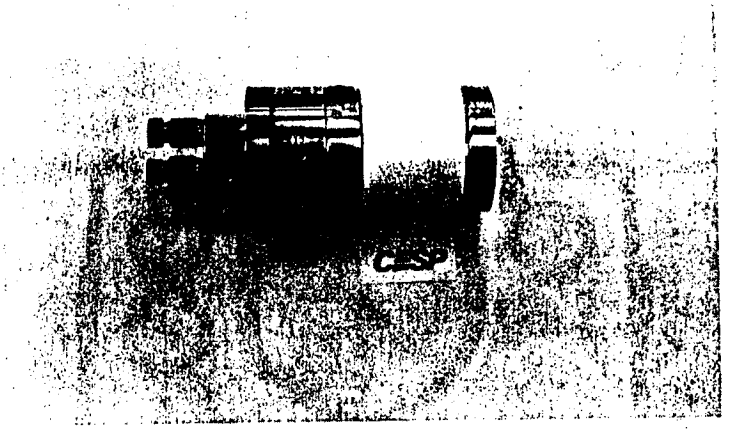


Figura 13.14 — Piezômetro pneumático — tipo LCEC (Laboratório Central de Engenharia Civil — Cesp — Ilha Solteira) — utilizado para determinação de pressões neutras e subpressões.

O piezômetro pneumático da figura 13.14 é um instrumento simples, baseado no equilíbrio de pressões em um diafragma, o qual fica sujeito à pressão a ser medida de um lado e do outro uma pressão controlada que equilibra o referido diafragma, obtendo-se assim a medida da pressão desejada, com sistema de leitura precisa, rápida e simples.

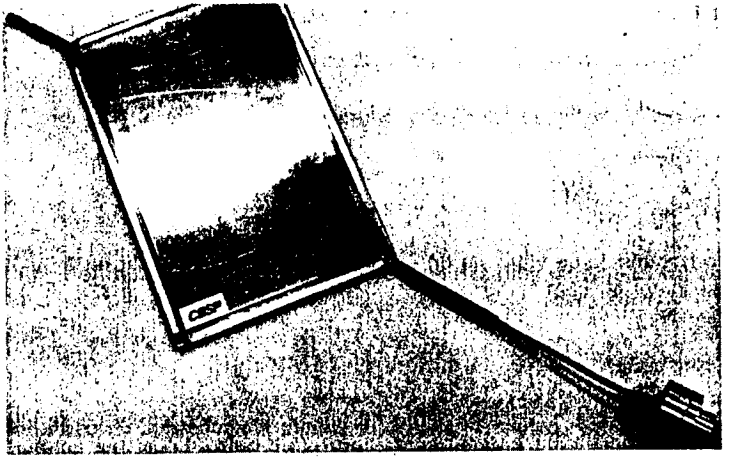


Figura 13.15 — Célula de tensão total.

A célula pneumática de tensão total — tipo LCEC-Laboratório Central de Engenharia Civil da Cesp em Ilha Solteira — consiste de uma almofada de aço inoxidável, totalmente preenchida através de sistema a vácuo, com óleo aerado, acoplada a um transdutor pneumático de pressão.

Para a leitura dos medidores mostrados nas figuras 13.14 e 13.15 pode ser usado o painel portátil mostrado na figura 13.16.

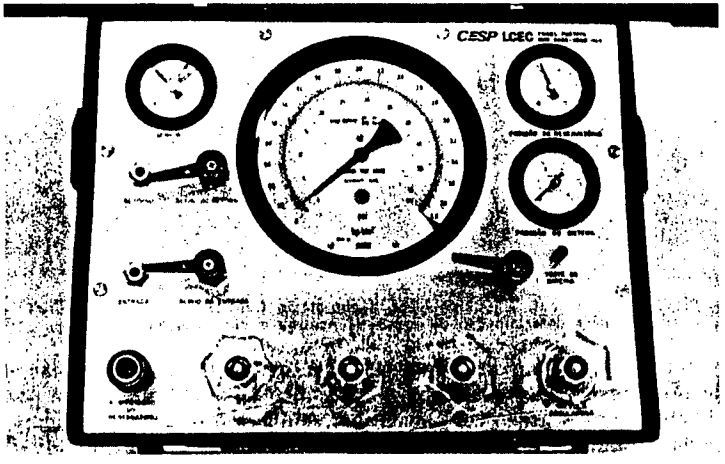


Figura 13.16 — Painel portátil para leitura de instrumentos pneumáticos.

13.2.4 Medidores com corda vibrante

Um fio esticado de comprimento "e" vibra à frequência de

$$f_n = \frac{n}{2e}\sqrt[2]{\frac{\sigma}{\varrho_1}} \quad \text{(Hz)}$$

onde "n" é a frequência de vibração do excitador, "σ" é a tensão do fio e "ϱ_1" é a massa específica do material. Para determinada excitação e sendo $\sigma = E\,\varepsilon = E.\Delta l/l$ (lei de Hooke), tem-se que

$\Delta l = f^2_n$ x constante.

A figura 13.17 ilustra o funcionamento de célula piezométrica de corda vibrante. Uma corda de aço posicionada entre dois pontos, um fixo e outro móvel (na célula), é excitada por meio de um eletroímã. Esse magneto com bobina é usado para detectar a frequência fundamental da corda vibrante, que, de acordo com a equação acima é a medida do alongamento. A frequência é convenientemente medida por meio da obtenção das figuras de Lissajous observadas em um tubo de raios catódicos (ver a caixa de leitura na figura 13.18), sendo que as figuras de Lissajous são obtidas quando há sincronismo entre a corda vibrante da célula e a padrão (sincronizador). Esse sistema deve ser previamente aferido.

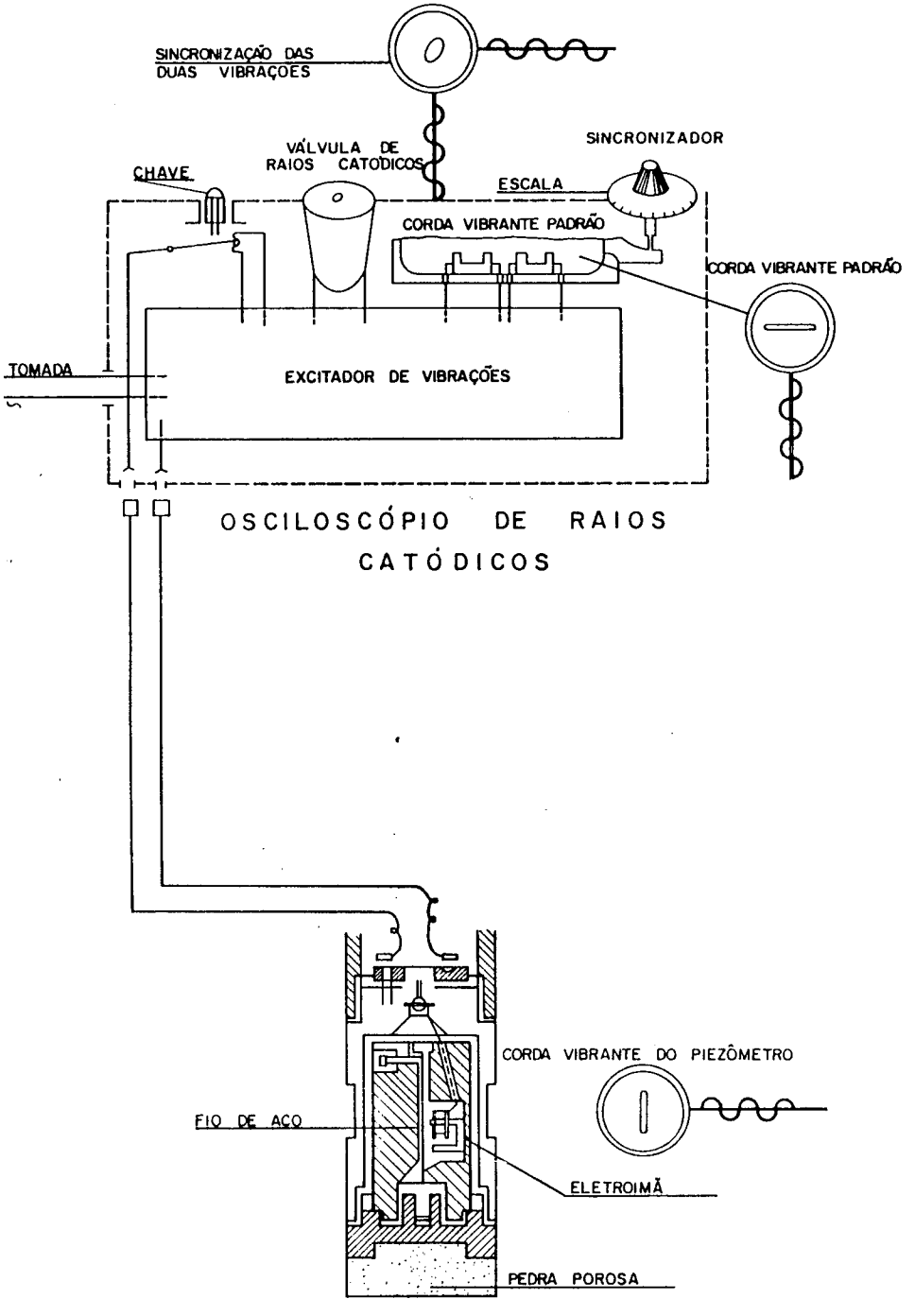


Figura 13.17 — Piezômetro de corda vibrante.

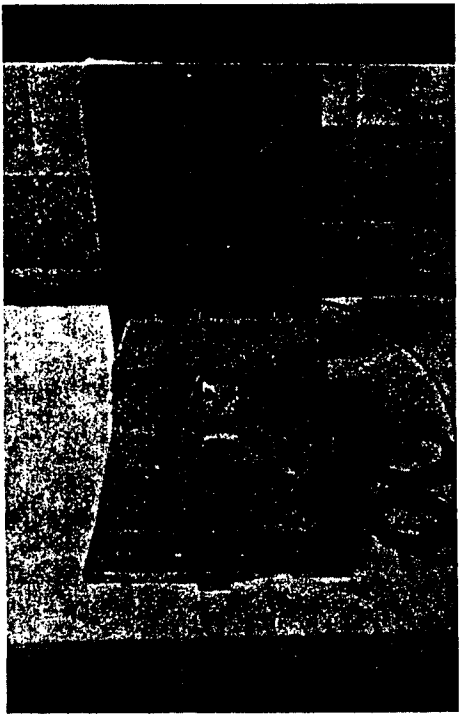


Figura 13.18 — Caixa de leitura dos medidores acústicos. A leitura é feita através de um mostrador, no momento de estabilização das figuras de Lissajous no tubo de raios catódicos.

13.2.5 Medidores hidráulicos

Os medidores hidráulicos constituem o sistema tradicional aplicado à piezometria. Os piezômetros hidráulicos podem fornecer leituras através de "pios" de profundidade ou através de manômetros como é visto na figura 13.20.

O piezômetro hidráulico mostrado na figura 13.19 consiste simplesmente de uma pedra porosa de alta pressão de entrada de ar, ligada por dois tubos ao equipamento de leitura, formando um sistema de circuito fechado. Estando o sistema completamente saturado, qualquer variação de pressão junto à pedra porosa é transmitida ao equipamento de leitura.

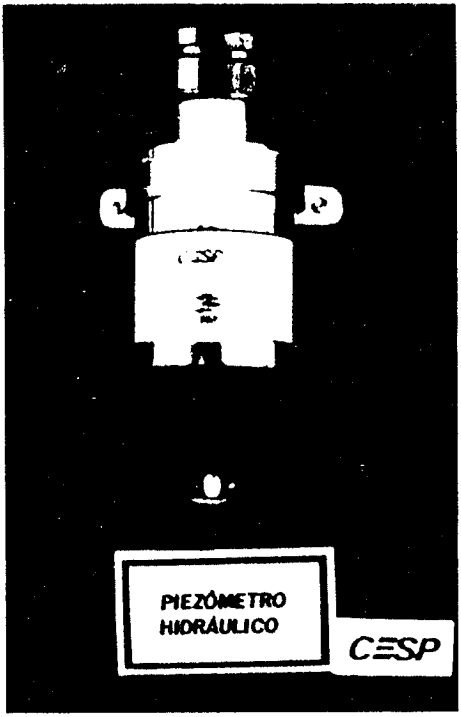


Figura 13.19 — Piezômetro hidráulico utilizado para a determinação de pressões neutras e subpressões.

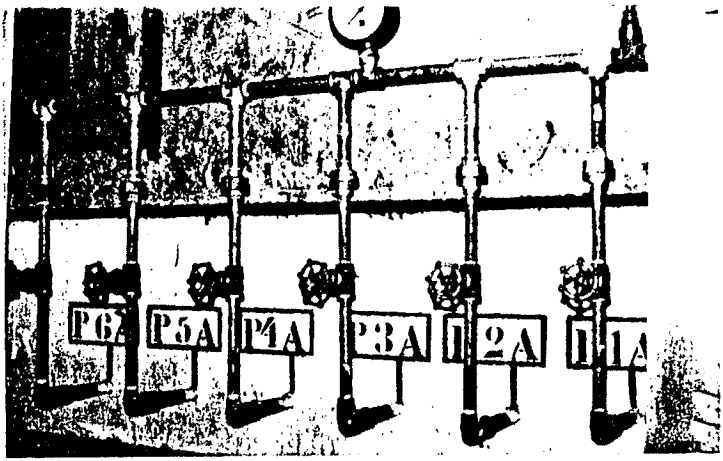


Figura 13.20 — Arvore piezometrica de medidores hidraulicos, instalada em uma galeria. Através de registros individuais são feitas as leituras dos vários piezômetros, após cada medida o manômetro é aliviado (pelo registro visto na tubulação horizontal) para se processar a leitura subsequente.

13.2.6 Medidores elétricos

Enquanto que os medidores acústicos descritos anteriormente são excitados, e as vibrações detectadas por corrente elétrica, os medidores elétricos operam pela direta interação da energia elétrica e de sua corrente. Isto se aplica à corrente elétrica nos condutores metálicos (extensômetros elétricos de resistência) bem como a uma série mais complexa de princípios de condutividade (medidores semicondutores, medidores piezoelétricos). Os medidores de indutância e capacitância são baseados nos conceitos de campo eletromagnético.

Os medidores de resistência elétrica são fundamentados no fato de que a variação da resistência elétrica do medidor é proporcional à deformação mecânica aplicada no condutor.

Com referência à aplicabilidade desses medidores pode-se agrupar os medidores de resistência elétrica em dois conjuntos: medidores elétricos de aplicação superficial, e os medidores elétricos embutidos. Não resta dúvida que há medidores de aplicação tanto superficial como embutida, o que pode ser percebido mais à frente.

13.2.6.1 Medidores elétricos de aplicação superficial

Dentre os medidores de aplicação externa, os mais comuns são os extensômetros elétricos de fio ("Wire Strain Gages"). O funcionamento desses medidores é esclarecido pelas leis de Hooke e aplicado ao condutor elétrico.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{\Delta l}{l} \text{ sendo}$$

ε = deformação específica;
l = comprimento inicial;
Δl = variação de comprimento devido à deformação;
σ = tensão no fio;
E = módulo de deformação.

A tensão é obtida pela determinação da deformação, na fase elástica. A resistência elétrica do fio, segue a lei de OHM:

$$R = \frac{\varrho l}{S} \text{ onde:}$$

R = resistência;
ϱ = resistividade (característica do material);
S = área da seção transversal do fio.

Observa-se que havendo uma variação no comprimento (e na área) original do fio, há uma variação na resistência elétrica. Este fenômeno físico é traduzido matematicamente pela expressão:

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta l}{l} - \frac{\Delta S}{S} + \frac{\Delta \varrho}{\varrho} \text{ sendo}$$

$$\frac{\Delta S}{S} = 2 \cdot \frac{\Delta \varnothing}{\varnothing} \text{ com } \varnothing \text{ sendo o diâmetro do fio condutor.}$$

Por outro lado (ver item 5.4.2) sabe-se que a cada deformação axial é acompanhada por uma deformação diametral expressa pelo coeficiente de Poisson.

Desta forma tem-se que:

$$\frac{\Delta \varnothing}{\varnothing} = -\nu \frac{\Delta l}{l} \quad \text{cujo agrupamento dá}$$

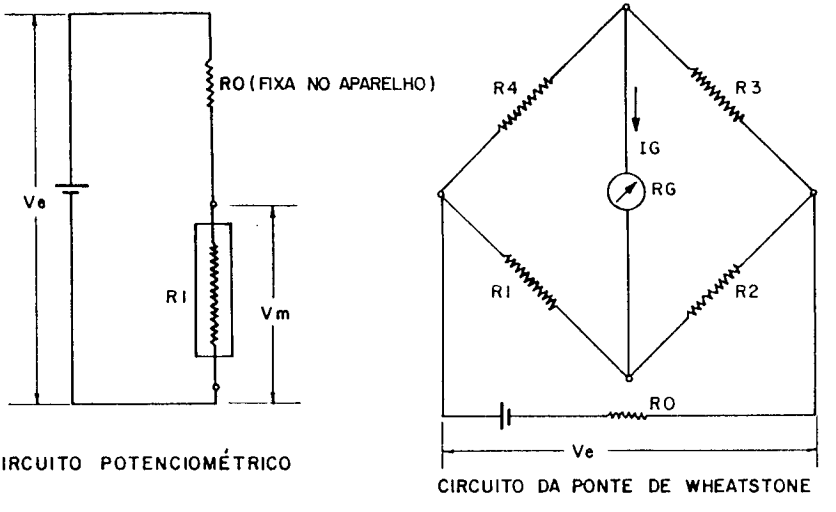
$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta l}{l}(1 + 2\nu) + \frac{\Delta \varrho}{\varrho} l$$

$$\frac{\Delta R}{R} / \frac{\Delta l}{l} = (1 + 2\nu) + \frac{\Delta \varrho}{\varrho} / \frac{\Delta l}{l}.$$

sendo que essa relação constante é denominada fator do extensômetro ("gage-factor").

K = fator do extensômetro $= 1 + 2\nu \dfrac{\Delta \varrho}{\varrho} / \dfrac{\Delta l}{l}$ indica a sensibilidade do medidor.

Para se determinar a variação unitária de resistência $\dfrac{\Delta R}{R} = K \dfrac{\Delta l}{l} = K.\varepsilon$ pode-se usar um potenciômetro ou uma ponte de Wheatstone como mostra a figura 13.21.



CIRCUITO POTENCIOMÉTRICO

CIRCUITO DA PONTE DE WHEATSTONE

Figura 13.21 — Circuitos usuais para medida da variação de resistência elétrica.

No circuito potenciométrico, a variação de voltagem causada pela variação da resistência é dada por

$$\Delta V_m = \frac{Ro\ R}{(Ro + R1)^2} Ve\varepsilon.K.$$

Na ponte de Wheatstone há dois métodos para medida: o método do "zero" para obtenção de equilíbrio e o método da "deflexão" onde se mede a deflexão da condição de equilíbrio. A voltagem é dada então por:

$$V_m = \frac{R1\ R2}{(R1+R2)^2}\left(\frac{\Delta R1}{R1} - \frac{\Delta R2}{R2} + \frac{\Delta R3}{R3} - \frac{\Delta R4}{R4}\right) Ve =$$

$$= \frac{R1\ R2}{(R1+R2)^2} \times Ve \times Z\frac{\Delta R}{R}$$

$$= \frac{R1\ R2}{(R1+R2)^2}\ Ve \times (ZK)\ \varepsilon \text{ sendo}$$

$$R1.R2 = R3.R4,\ R1 + R2 = R3 + R4.$$

Se a deformação superficial do elemento (corpo de prova) que está sendo medido for transferida exatamente para o elemento sensor e se os efeitos da temperatura forem consideráveis no mesmo instante, a variação de resistência acusará também uma parcela correspondente às deformações de origem térmica, e não somente às deformações referentes ao carregamento. Para a correção dos efeitos térmicos podem ser usados quatro processos:

— uso de compensador;
— uso de medidor com compensação própria (Selcom — "Self Temperature Compensating Gage");
— uso de medidor com elementos semicondutor duplo;
— uso de medidor com termopar.

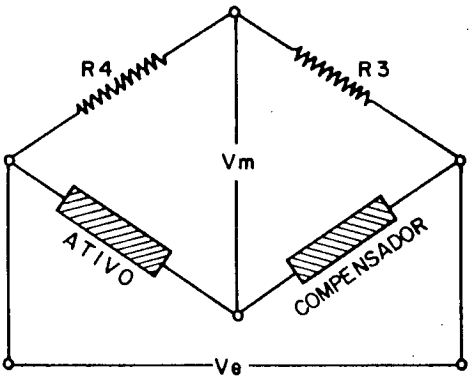


Figura 13.22 — Circuito com compensador.

O primeiro processo é o mais usado. Esse circuito é descrito na figura 13.22 e possui um extensômetro ativo (para acusar a deformação a ser medida) e um extensômetro compensador (para compensação da temperatura), colocados em um dos tramos da ponte. Normalmente a deformação é aplicada somente ao extensômetro ativo, mas em alguns casos o circuito é montado de tal forma que a deformação é aplicada em ambos extensômetros, ativo e compensador.

O processo do extensômetro autocompensável é o segundo mais utilizado e é esquematizado no circuito da figura 13.23.

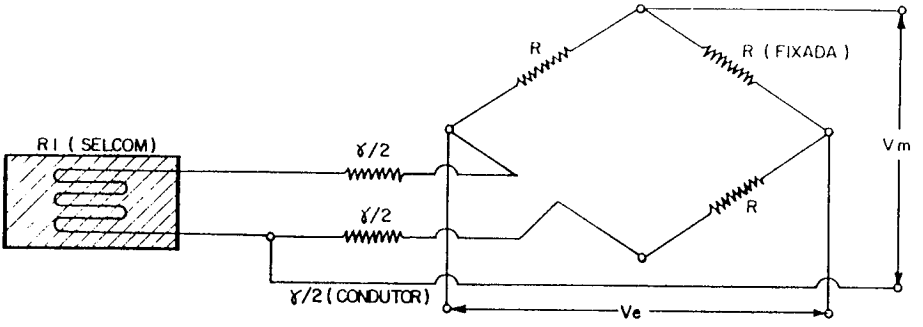


Figura 13.23 — Circuito com extensômetro autocompensável.

Nesse tipo de extensômetro a resistência do condutor é colocada para anular os efeitos térmicos. Esses extensômetros possuem três terminais.

Os outros dois processos não são muitos usados.

A figura 13.24 mostra alguns tipos de medidores de resistência elétrica, sendo que alguns são de aplicação na superfície e outros para serem embutidos.

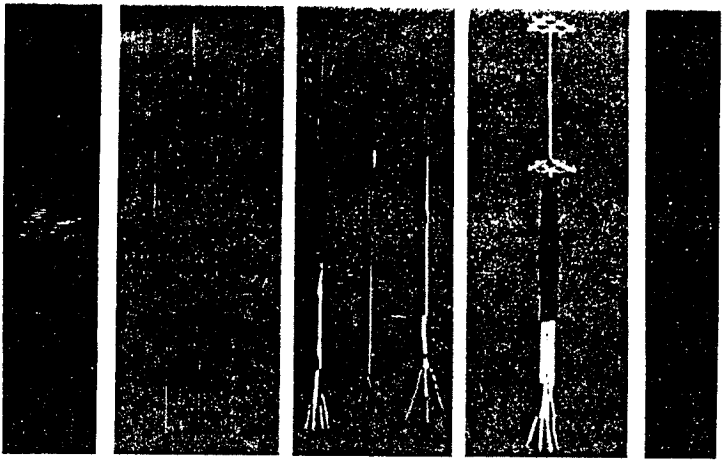


Figura 13.24 — Alguns medidores de resistência elétrica.

Para a leitura das deformações acusadas pelos extensômetros, são usados os indicadores, como os mostrados nas figuras 13.25 e 13.26.

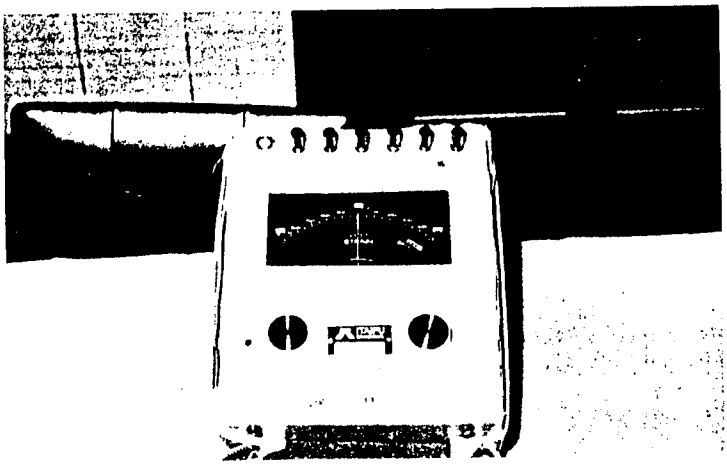


Figura 13 25 — Indicador de leitura de extensômetros elétricos de resistência e célula de carga — modelo SM-60-D-Kyowa.

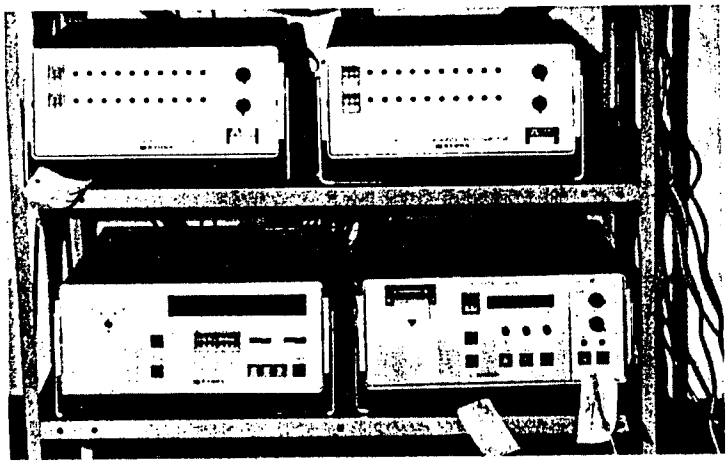


Figura 13 26 — Conjunto de indicadores para medidores de resistência elétrica, constituído por: indicador digital de deformação estática (modelo SD-510A); automatizador e temporizador (Modelo AST-50A — ASC-51A); duas caixas de varredura para leitura sequencial e automática ou manual (20 canais cada) (modelo ASB-50A) — Kyowa.

A utilização dos extensômetros elétricos requer uma série de cuidados durante a preparação, visto que o extensômetro deve ficar solidário à superfície do material em observação. Com intuito de obter uma boa aderência na colagem do medidor a superfície do corpo de prova deve ser esmerilhada ou lixada. Qualquer oleosidade deve ser removida por meio de algodão embebido em acetona ou outro solvente orgânico (Nota 33).

Nota 33: Deve haver compatibilidade entre o solvente e a superfície do material a receber o medidor. Por exemplo se o material for plástico não deve ser usado acetona.

Quando a umidade relativa do ar for elevada, a superfície a receber o extensômetro deve receber leves jatos de ar quente entre 40°C e 50°C (pode ser aplicado com secador de cabelo). A superfície tratada não deve ser tocada pelas mãos ou dedos e também não deve ficar exposta ao ar, por muito tempo.

Para a colagem do extensômetro, na posição adequada é aconselhável seguir o seguinte roteiro:

— demarcar o local previamente;

— aplicar a cola adequada (Nota 34) sobre a região que receberá o extensômetro. A aplicação do adesivo deverá abranger uma área superior à da base do extensômetro;

— aplicar o extensômetro na posição desejada e cobrir com um filme de polietileno ou celofane pressionando-o com os dedos por aproximadamente 30 s. Deixar em repouso, por aproximadamente quatro horas. Assegurar que o extensômetro está na posição desejada;

— verificar o isolamento e a resistência do extensômetro elétrico por meio de um ohmímetro;

— escolher os condutores adequados para efetuar a conexão entre o extensômetro e a caixa de leitura. Efetuar a soldagem dos condutores ao medidor;

— fixar o cabo condutor, nas proximidades do extensômetro (aproximadamente de 50 mm a 150 mm);

— cobrir o medidor e a emenda após a soldagem com adesivo;

— codificar o cabo condutor referente ao medidor;

— verificar o isolamento e a resistência do conjunto;

— conectar o cabo à caixa de leitura de acordo com o esquema de leitura indicado para a medida. A figura 13.28. mostra alguns tipos de circuitos adotados. Quando são usados vários pontos de medidas é comum fazer-se as conexões dos condutores a uma caixa seletora do tipo mostrado nas figuras 13.26 ou 13.27

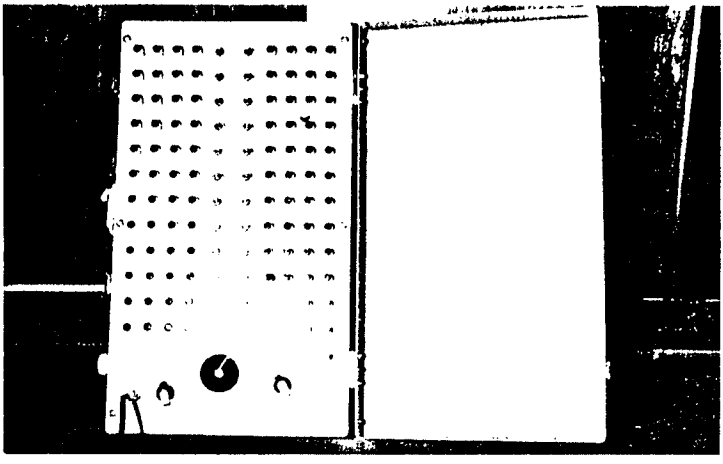


Figura 13.27 — Caixa seletora para extensômetros elétricos, composta de 24 canais — modelo SS-24-R — Kyowa.

Nota 34: Cada tipo de extensômetro possui uma adesivo recomendado pelo fornecedor.

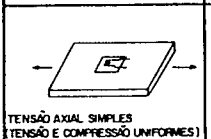
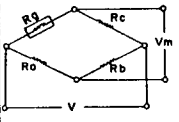
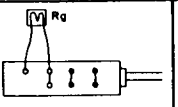
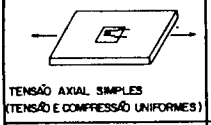
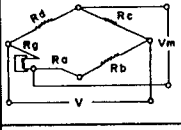
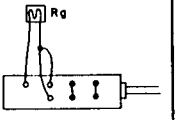
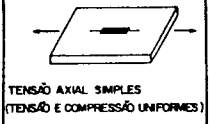
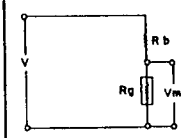
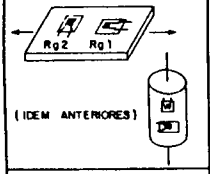
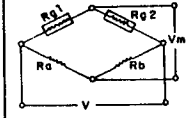
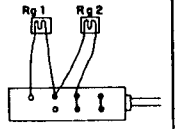
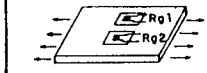
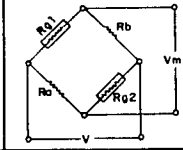
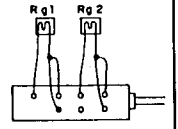
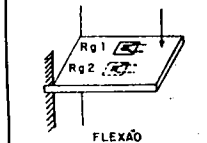
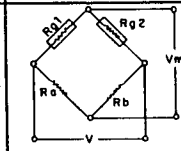
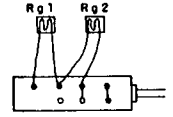
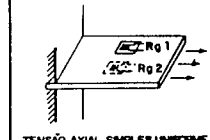
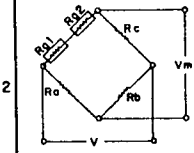
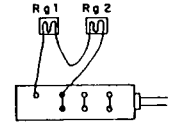
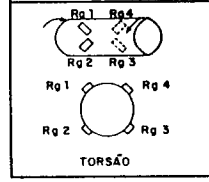
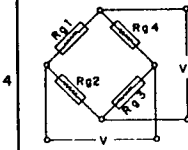
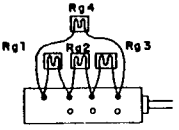
APLICAÇÃO	Nº	CIRCUITO	CONEXÃO AO INDICADOR	OBSERVAÇÕES
 TENSÃO AXIAL SIMPLES (TENSÃO E COMPRESSÃO UNIFORMES)	1			ADEQUADO PARA AMBIENTES ONDE A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA É PEQUENA Rg - MEDIDOR Ra, Rb, Rc - FIXAS.
 TENSÃO AXIAL SIMPLES (TENSÃO E COMPRESSÃO UNIFORMES)	1			UTILIZAÇÃO DE MEDIDOR (SELCOM) COM CORREÇÃO DE TEMPERATURA. ADEQUADO PARA LOCAIS ONDE FOR NECESSÁRIO CORRIGIR A TEMPERATURA.
 TENSÃO AXIAL SIMPLES (TENSÃO E COMPRESSÃO UNIFORMES)	1		—	CIRCUITO POTENCIOMÉTRICO ADEQUADO PARA SEMICONDUTORES E ONDE A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA FOR PEQUENA.
 (IDEM ANTERIORES)	2			UTILIZAÇÃO DE COMPENSADOR ADEQUADO PARA CORREÇÃO DE TEMPERATURA Rg1 (ou Rg2) ATIVO (COMPENSADOR) Ra, Rb - FIXAS
	2			UTILIZAÇÃO DE 2 MEDIDORES COM COMPENSAÇÃO (SELCOM) DE TEMPERATURA.
 FLEXÃO	2			UTILIZAÇÃO DE COMPENSADOR ATRAVÉS DO CANCELAMENTO DO VALOR DE COMPRESSÃO (Rg2).
 TENSÃO AXIAL SIMPLES UNIFORME	2			ELIMINADO O EFEITO DE FLEXÃO.
 TORSÃO	4			COMPENSAÇÃO DE TEMPERATURA E ELIMINAÇÃO DA FLEXÃO.

Figura 13.28 — Circuitos adotados para medidores elétricos de resistência.

Os extensômetros elétricos podem ser, também aplicados convenientemente a materiais elásticos constituindo as células de carga ("load-cells") semelhantes àquelas que são mostradas na figura 13.29. Essas células possuem extensômetros posicionados em elementos elásticos, que quando solicitados (carregados, deformados), indicam uma deformação e que através de uma calibração prévia acusa uma carga. Essas células de carga podem ser lidas pelos indicadores das figuras 13.25 e 13.26, ou podem ser acopladas a um registrador gráfico do tipo mostrado pela figura 13.31.

É importante citar aqui um determinado tipo de medidor adequado para medidas de temperatura. São os termopares, construídos com base nas diferenças das propriedades térmicas dos materiais componentes. Os termopares podem ser conectados a um circuito pontenciométrico ou lançados em um registrador semelhante ao mostrado na figura 13.32. Há também os sensores de temperatura (semelhantes a um extensômetro elétrico) que através de um adaptador podem ser conectados aos indicadores das figuras 13.25 ou 13.26. Esse tipo de sensor tem a sensibilidade de 0,01°C.

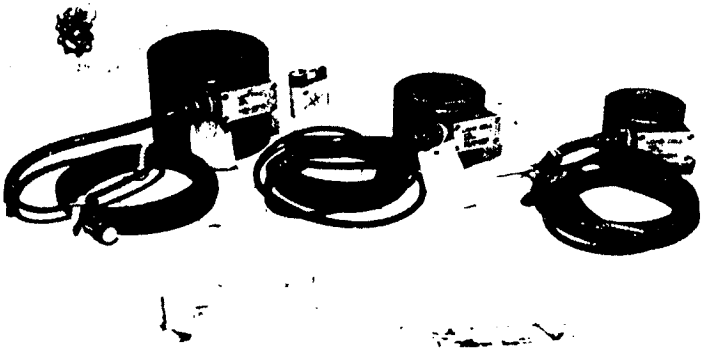


Figura 13 29 — Células de carga com capacidade de 50-20 e 10 t, modelo LC-NTE-Kyowa.

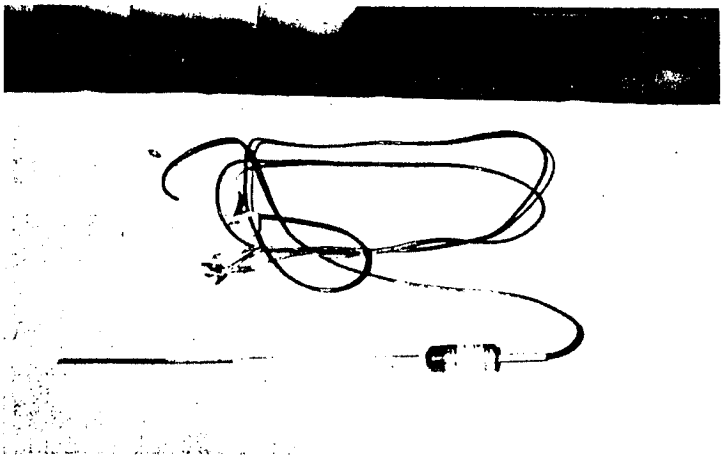


Figura 13.30 — Termômetro elétrico de resistência, com sensor de liga cobre-níquel. Campo de medida de — 50°C a + 110°C — Resposta em 25 s. Sensibilidade 0,010°C — modelo Leeds-Northrup.

Outros tipos de sensores de temperatura, como o quartzo e a platina podem ter sensibilidade entre 0,005°C e 0,0001°C, podendo ser usados imersos ou na superfície.

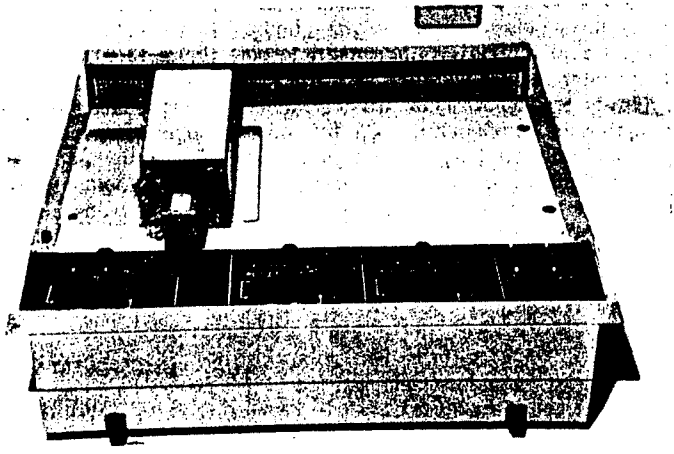


Figura 13 31 — Registrador gráfico (x-y_1-y_2) de sinais gráficos. Modelo HP-7046 Hewlett-Packard.

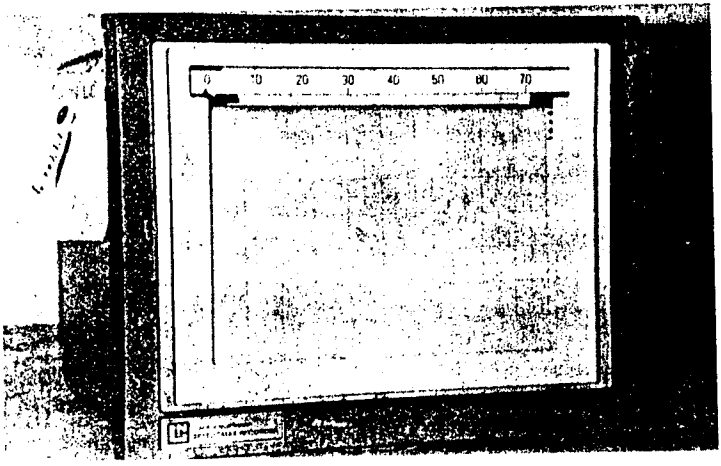


Figura 13.32 — Registrador gráfico de temperatura, para termômetro elétrico de platina — Leeds Northrup.

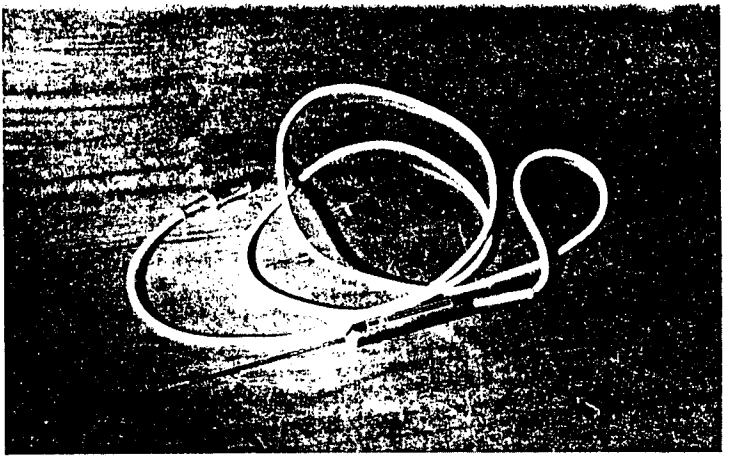


Figura 13.33 — Termômetro elétrico de resistência com sensor de platina. Campo de medida de −200°C a + 500°C e sensibilidade 0,005°C. Modelo Leeds Northrup.

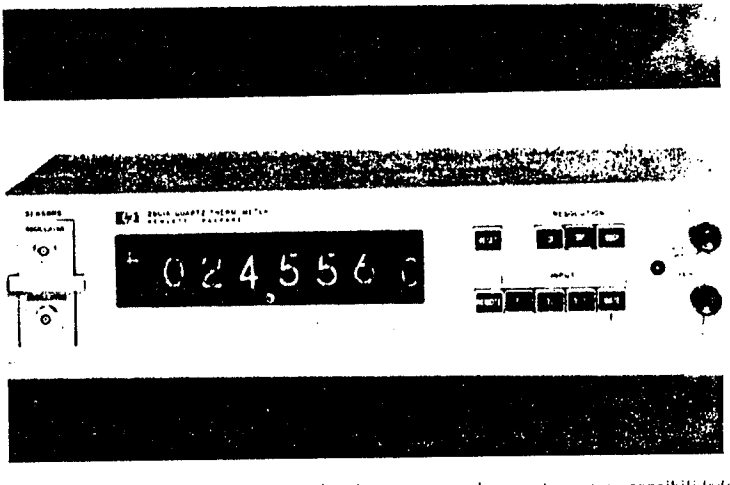


Figura 13.34 — Indicador de temperatura através de sensores de quartzo com sensibilidade de 10⁻³°C. Modelo 2 801-A-Hewlett Packard.

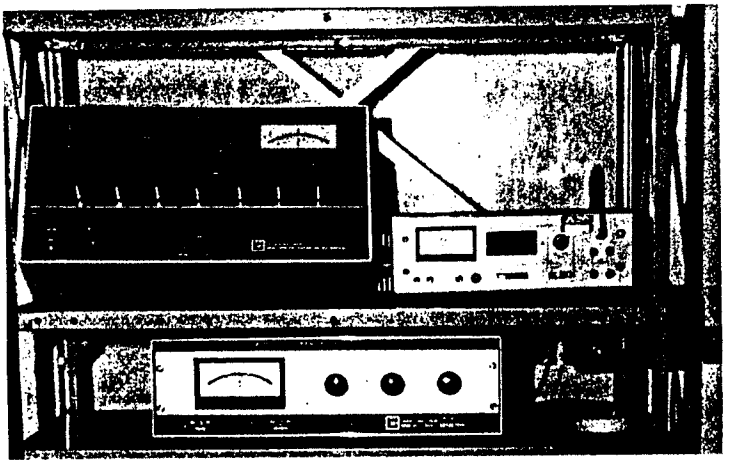


Figura 13.35 — Conjunto para termômetros de precisão constituído por: ponte termométrica para leituras até 10⁻³°C — modelo 8.079 B; detetor de nulos para a ponte — modelo 9.828; ponte termométrica para leituras até 10⁻²°C — modelo 8.078 — Leeds Northrup.

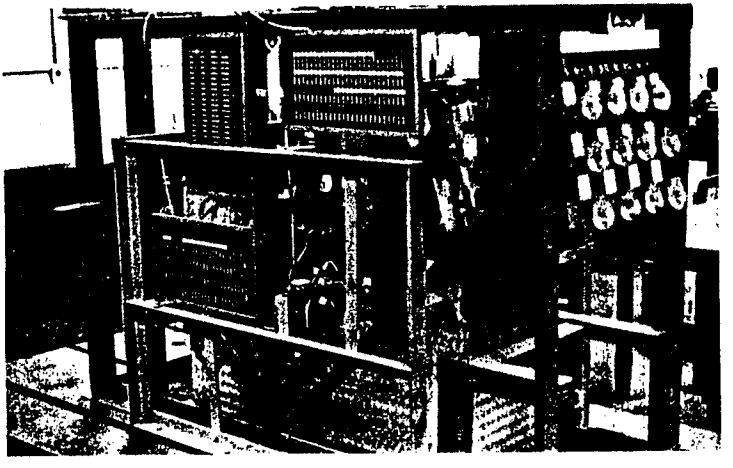


Figura 13.36 — Aplicação de extensômetros elétricos de resistência em modelos estruturais (LCEC-Ilha Solteira — Cesp).

Um outro tipo de medidor, para aplicação na superfície, é o medidor baseado nos efeitos eletromagnéticos de indutância. As figuras 13.37 e 13.38 exemplificam alguns modelos.

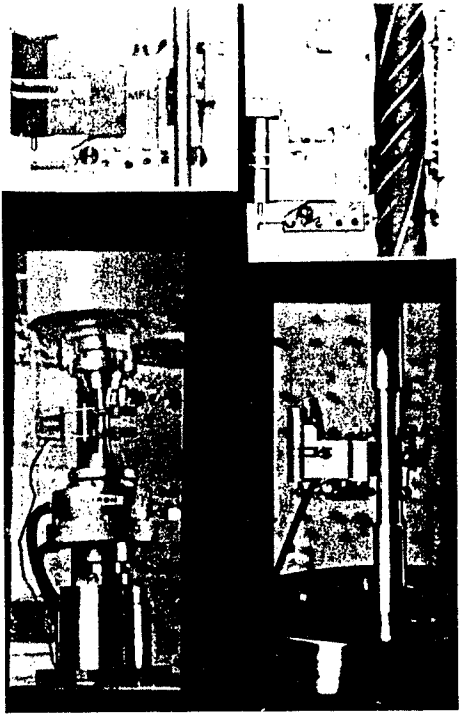


Figura 13.37 — Alongâmetros, baseados nos sistemas de transdutores eletromagnéticos.

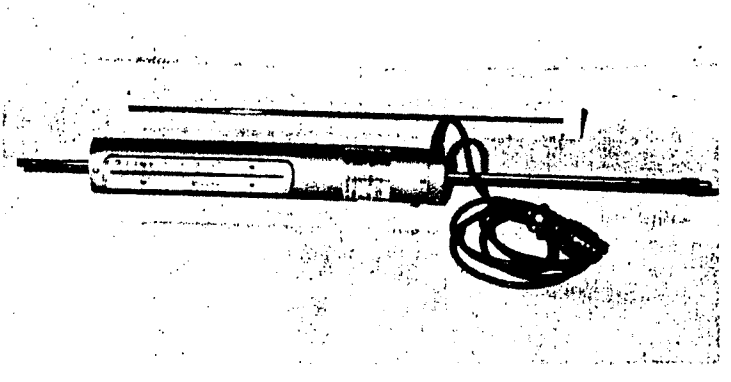


Figura 13.38 — Medidor de deslocamentos com curso de 100 mm — modelo DT-100A — Kyowa.

O circuito básico para obtenção das informações acusadas pelos medidores eletromagnéticos é semelhante ao dos medidores de resistência elétrica como se observa na figura 13.39.

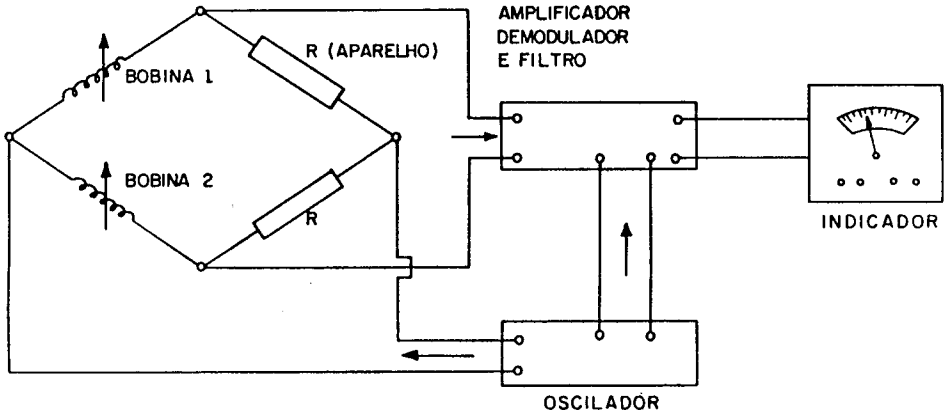


Figura 13.39 — Circuito básico para os medidores eletromagnéticos.

A figura 13.40 mostra o esquema de um defletômetro Interfels-Eastman, baseado em extensômetro de indutância, modelo que pode também ser embutido e com controle de medida a distância.

A partir de 1980, o laboratório de concreto da Itaipu Binacional, iniciou o desenvolvimento de um instrumento automático possibilitando a leitura de pêndulos em forma digital e comandada a distância (ver figura 13.11).

O comando e leituras digitais a distância são particularmente interessantes pois possibilitam a leitura simultânea de vários pontos, como por exemplo todas as bases de um pêndulo, obtendo assim o estado da estrutura, sem diferenças de tempo de uma base para outra, além de maior rapidez e precisão por independer do operador.

O fotocoordinômetro digital, desenvolvido no laboratório de concreto da Itaipu Binacional (ver figura 13.11), utiliza fotossensores (um emissor e um receptor de luz infravermelha), para determinar a existência do fio do pêndulo em um certo ponto, através da interrupção de um fino facho de luz. A utilização de sensores óticos é interessante pela ausência do contato físico com o fio e imunidade a campos elétricos.

Um servo-motor de corrente contínua movimenta os sensores fazendo com que o facho de luz varra, em movimento retilíneo, o campo de leitura.

O número de voltas do servo-motor, necessário para o deslocamento do fino facho de luz de um marco de origem até o fio de pêndulo, está diretamente relacionado com a distância desses dois pontos, e é apresentado em um mostrador digital, já transformado em distância métrica, com resolução de 0,01 mm. A análise do desempenho do fotocoordinômetro digital [65] mostrou precisão e linearidade de $\pm$ 0,01 mm sendo que a do coordinômetro ótico é de $\pm$ 0,1 mm.

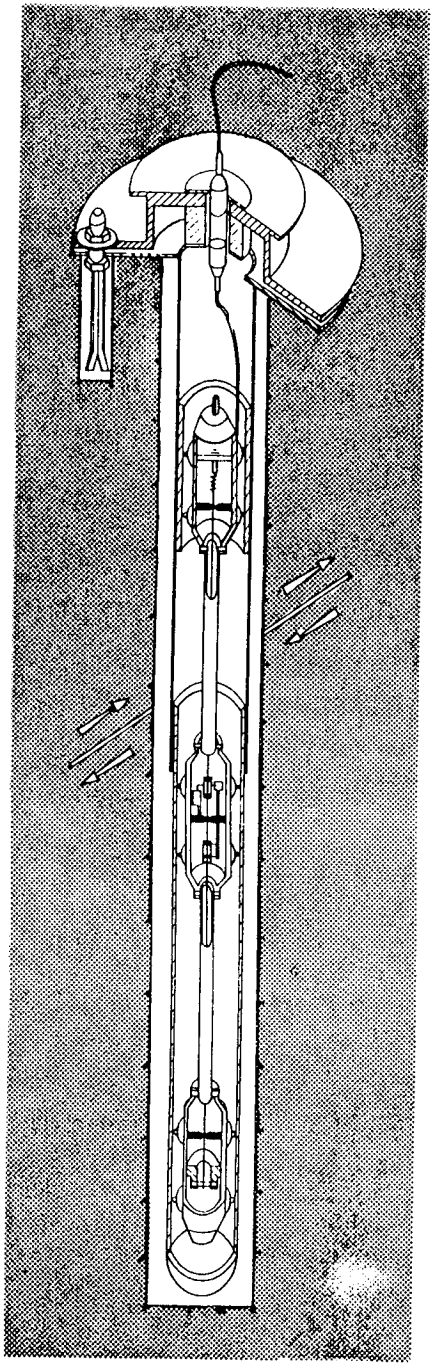


Figura 13.40 — Modelo Interfels-Eastman baseado nos efeitos eletromagnéticos, pode ser usado para medida de deslocamento de juntas.

13.2.6.2 Medidores elétricos embutidos

Os medidores elétricos embutidos em uso compreendem extensômetros, tensômetros, extensômetros para juntas, piezômetros, termômetros e outros.

A maioria desses medidores foi projetada e desenvolvida originariamente para ficar imersa no concreto das barragens. Posteriormente passaram a ser utilizados em outros tipos de estruturas (figura 13.41) e também na superfície como mostra a figura 13.42.

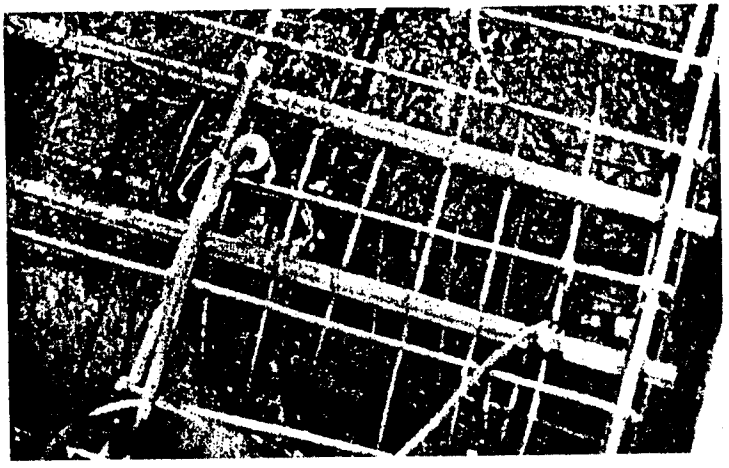


Figura 13.41 — Extensômetros tipo Carlson (strain-meter) utilizados em ensaios de uma viga protentida para avaliação de esforços no concreto próximo à fretagem.

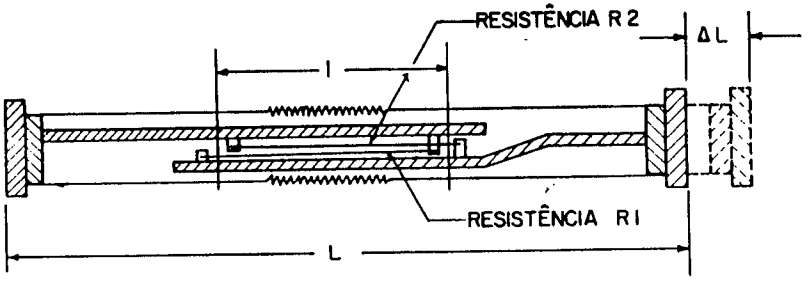


Figura 13.42 — Esquema dos medidores tipo Carlson.

Os aparelhos Carlson utilizam dois princípios eletromecânicos distintos, sendo um através da alteração da tensão em um fio provocando alteração da resistência elétrica, e o outro através da alteração da temperatura de um fio, causando alteração da resistencia elétrica.

O princípio de funcionamento é o mesmo daquele citado em 13.2.6.1, com modificações apenas de caráter complementar. A figura 13.43 mostra esquematicamente um dos aparelhos tipo Carlson.

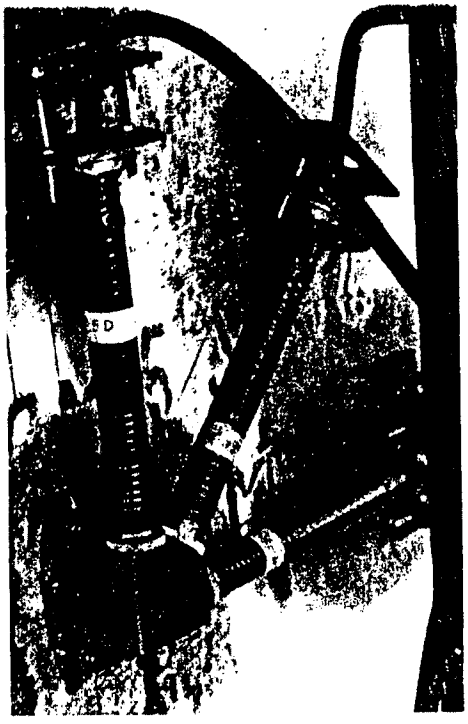


Figura 13.43 — Extensômetros tipo Carlson aplicados à superfície de uma estrutura.

Os medidores de deformação têm a forma de um cilindro com uma flange em cada extremidade. A parte central é de metal corrugado, para permitir facilmente as deformações. Possui uma cobertura a fim de permitir o livre movimento do concreto, atuando somente sobre as flanges ancoradas. Os movimentos do concreto são detectados então pelas deformações das duas resistências (R_1 e R_2) do medidor.

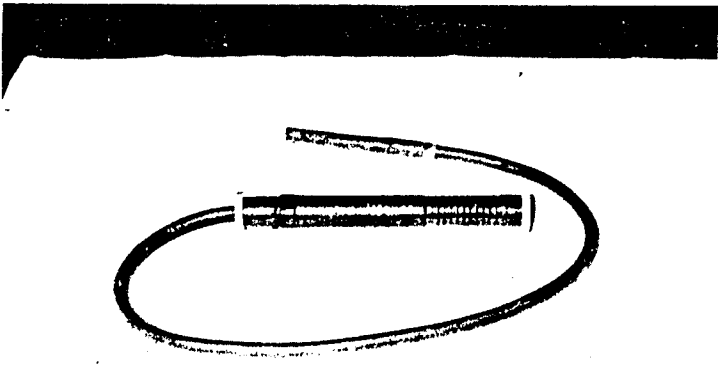


Figura 13.44 — Extensômetro elétrico de resistência (strain-meter) tipo — CS-25F — Carlson, fabricação Kyowa.

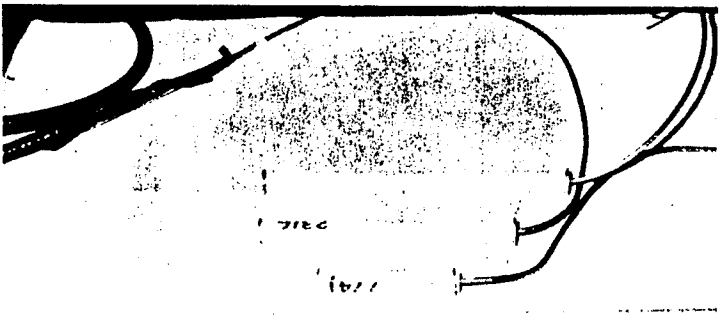


Figura 13 45 — Extensômetros elétricos de resistência — Tipo M-4, M-8 e M-10 da Carlson Instruments.

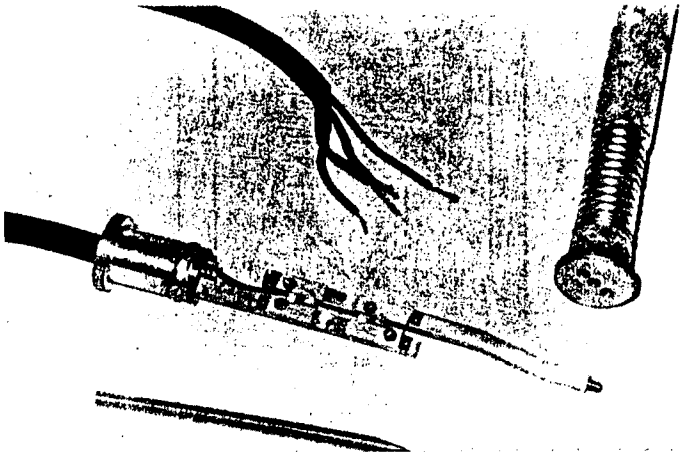


Figura 13.46 — Vista interna de um extensômetro Carlson de fabricação Kyowa.

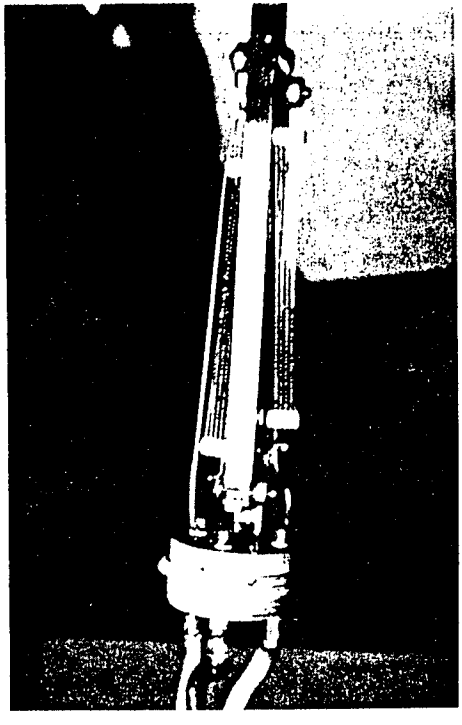


Figura 13.47 — Vista em detalhe da haste interna do extensômetro tipo Carlson e das duas resistências (ver figura 13.42).

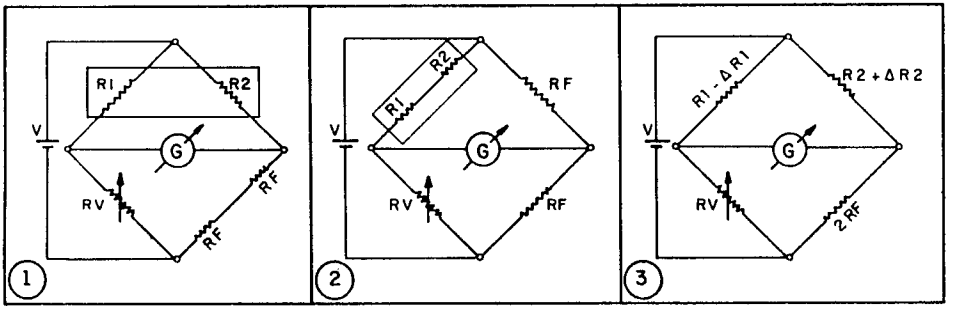


Figura 13.48 — Circuitos para os medidores tipo Carlson.

Na figura 13.48 (1) e (2) há dois circuitos (pontes) para leitura, onde:

R_1 e R_2 — resistência dos fios;
R_F — resistência fixa;
R_V — resistência variável;
G — galvanômetro;
V — potencial aplicado.

A figura 13.48 (1) mostra uma ponte de Wheatstone completa onde R_1 e R_2 são conectados em meia ponte, complementada pela outra metade do indicador. Esse arranjo é usado para medir a variação da relação R_1/R_2, causada pelas deformações. Na figura 13.48 (2) as resistências R_1 e R_2 são postas em série, como um tramo do circuito e os outros três tramos são do próprio indicador. Essa configuração permite medir a variação da resistência total R_1 e R_2, dependendo, portanto, da variação de temperatura do concreto no qual está embutido.

Supondo que o medidor apresente uma expansão, causada pelo concreto, como ilustra a figura 13.43, tem-se um acréscimo ΔL no comprimento total L. A deformação específica é, então $\frac{\Delta L}{L}$. A resistência R_1 é aliviada (em sua tensão original) e a resistência R_2, simultaneamente, tem um acréscimo de tensão. O circuito básico dessa situação é aquele mostrado na figura 13.48 (3).

É importante, notar que:

$$\frac{R_1}{R_2} - \frac{R_1 - (\Delta R_1)}{R_2 + (\Delta R_2)} \cong \frac{\Delta L}{L}$$

isto significa que a diferença entre a relação inicial de resistência

$Z_o = \frac{R_1}{R_2}$ e relação de resistência no instante de leitura

$$Z_1 = \frac{[R_1 - (\Delta R_1)]}{[R_2 + (\Delta R_2)]}$$

causada pela expansão do concreto, é proporcional à deformação $\Delta L/L$ causada pelo medidor, isto é $Z = Z_o - Z_1$.

(Z) é proporcional a $\frac{\Delta L}{L}$ pois como visto anteriormente $K_f = \frac{\Delta R/R}{\Delta L/L} = \frac{\Delta R/R}{\varepsilon}$

sendo K_f = fator do medidor (Gage Factor); ε = deformação específica.

Para o caso das resistências R_1 e R_2 do medidor:

$\Delta R_1 = K_f . \varepsilon . R_1$
$\Delta R_2 = K_f . \varepsilon . R_2$

$$\text{com } \varepsilon = \frac{\Delta . L}{L}$$

$$Z_1 = \frac{R_1 - \Delta R_1}{R_2 + \Delta R_2} = \frac{R_1 - K_f\,\varepsilon R_1}{R_2 + K_f\,\varepsilon R_2} = \frac{R_1\,(1 - K_f\varepsilon)}{R_2\,(1 + K_f\varepsilon)} \quad \text{e}$$

$$\Delta Z = \frac{R_1}{R_2} - \frac{R_1}{R_2}\,\frac{(1 - K_f\varepsilon)}{(1 + K_f\varepsilon)} = \frac{R_1}{R_2}\left[1 - \frac{(1 - K_f\varepsilon)}{(1 + K_f\varepsilon)}\right] = \frac{R_1}{R_2}\left(\frac{2\,K_f\varepsilon}{1 + K_f\varepsilon}\right)$$

$$\Delta Z = Z_0\,\frac{2\,K_f\varepsilon}{1 + K_f\varepsilon} .$$

Construindo o medidor com $R_1 = R_2$, tem-se:

$$\Delta Z = 2K_f\varepsilon \times \frac{(1)}{(1)} = 2K_f . \frac{\Delta L}{L}$$

Observando, entretanto, que a resistência sofre $\frac{\Delta L}{l}$ e o medidor $\frac{\Delta L}{L}$, havendo então uma correlação $\frac{\Delta L}{l} = C . \frac{\Delta L}{L}$ onde "C" é chamado de fator mecânico de ampliação.

Finalmente tem-se: $Z = 2K_f.C . \frac{\Delta L}{L}$ sendo então $(2K_fC)$ o fator de proporcionalidade entre ΔZ e $(\Delta L)/L$.

Todo medidor de deformação é então acompanhado da constante de calibração "f" que corresponde a "$2.K_f.C$".

Para determinação da relação "Z_o" a ponte é balanceada ajustando a resistência R_v para não passar corrente no galvanômetro, obtendo então pelo circuito da figura 13.48 (1):

$Rv_o . R_2 = R_1 . 2R_f$ e $Z_o = \frac{R_1}{R_2} = \frac{Rv_o}{2R_f}$ quando então os valores de Rv_o e $2R_f$ podem ser conhecidos a partir das resistências fixas usadas e a posição para a qual se ajustou o resistor variável.

Quando o medidor acusar a deformação ilustrada na figura 13.43 a relação Z_o passa para Z_1.

$Z_1 = \frac{R_1 - (\Delta R_1)}{R_2 - (\Delta R_2)} = \frac{Rv_1}{2R_f}$, obtendo-se novamente Rv_1. Logo a diferença ΔZ passa a ser:

$$\Delta Z = Z_0 - Z_1 = \frac{Rv_0}{2R_f} - \frac{Rv_1}{2R_f} = \frac{1}{2R_f}\,(Rv_0 - Rv_1) \text{ e}$$

ΔZ passa a ser determinada pelos valores conhecidos.

Quando há variação de temperatura, isto pode ser detectado pelo circuito da figura 13.48 (2) e $(R_1 + R_2) \cdot Rf = R_v \cdot R_f$ ou seja $(R_1 + R_2) = Rv$.

A resistência total (em série) de R_1 e R_2 ou a resistência variável Rv à temperatura "t" é

$Rv = R_o (1 + \alpha t)$ onde

R_o = resistência total (em série) de R_1 e R_2 a 0°C.

α = coeficiente de expansão térmica das resistências R_1 e R_2.

Todo aparelho é então acompanhado de uma folha de calibração contendo a constante de calibração "f" e uma constante de temperatura "β" correspondente a $\frac{1}{R_o \alpha}$, fornecendo-se ainda os valores de R_o, R_1 e R_2 a O°C.

Para determinação da constante "f" é usado o aferidor semelhante ao indicado na figura 13.49.

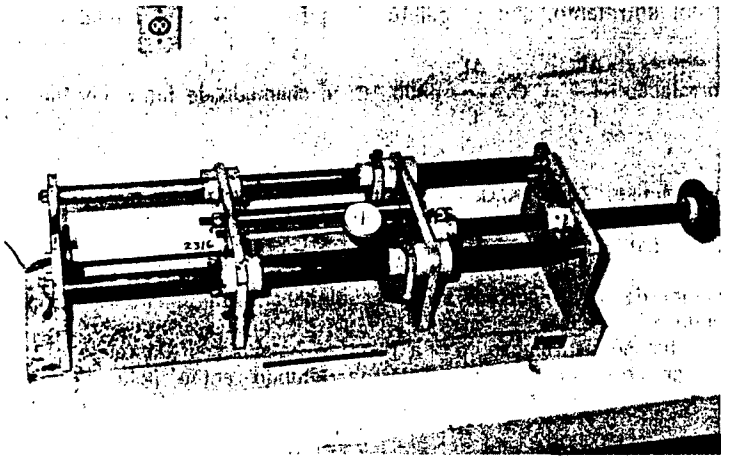


Figura 13.49 — Prensa manual para aferição de extensômetros elétricos tipo Carlson.

Os aparelhos tipo Carlson mais utilizados em concreto são:

— Extensômetro (strain-meter) (ver figura 13.51)

O extensômetro foi desenvolvido para detectar as variações de dimensão do concreto no qual está embutido bem como a temperatura. Essas variações podem ser causadas por tensões, pela fluência, pela temperatura, pela variação higroscópica, ou pela variação autógena do concreto. A finalidade precípua desse aparelho é, entretanto, determinar tensões, embora que indiretamente. As variações de tensão podem ser conhecidas pela aplicação da lei de Hooke. Essa operação matemática deve ser corrigida, entretanto, pela variação do módulo de deformação, fluência e características autógenas.

É aconselhável que as variações autógenas sejam determinadas em laboratório usando o mesmo concreto que o da estrutura. Como não se pode simular as variações de temperatura é recomendável, ainda, que os corpos de prova sejam acondicionados em duas temperaturas diferentes, o que permite também a determinação do coeficiente linear de expansão térmica do concreto.

Embora os extensômetros tenham sido projetados para serem embutidos no concreto, cuidados adicionais devem ser tomados para a sua instalação.

Antes do início da concretagem, no local onde ficará instalado o aparelho, deve ser feita uma inspeção detalhada, verificando condutores, emendas, recessos, terminais, codificação dos terminais e medidores, posicionamento e outros quesitos.

Durante a aplicação, o concreto não deve ser lançado diretamente sobre o medidor.

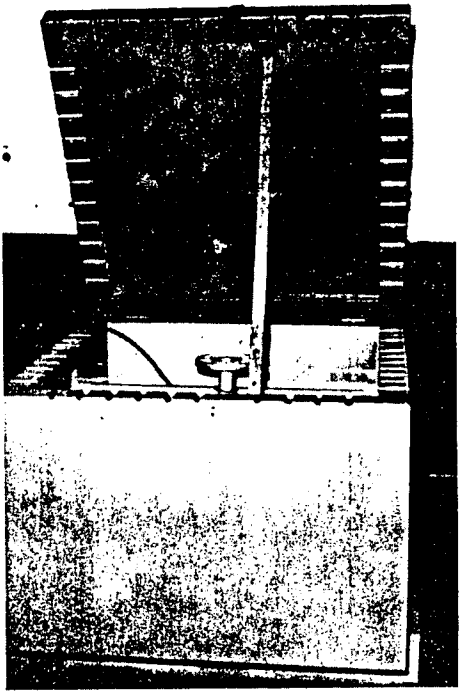


Figura 13.50 — Caixa adiabática para aferição térmica "β" dos medidores elétricos de resistência.

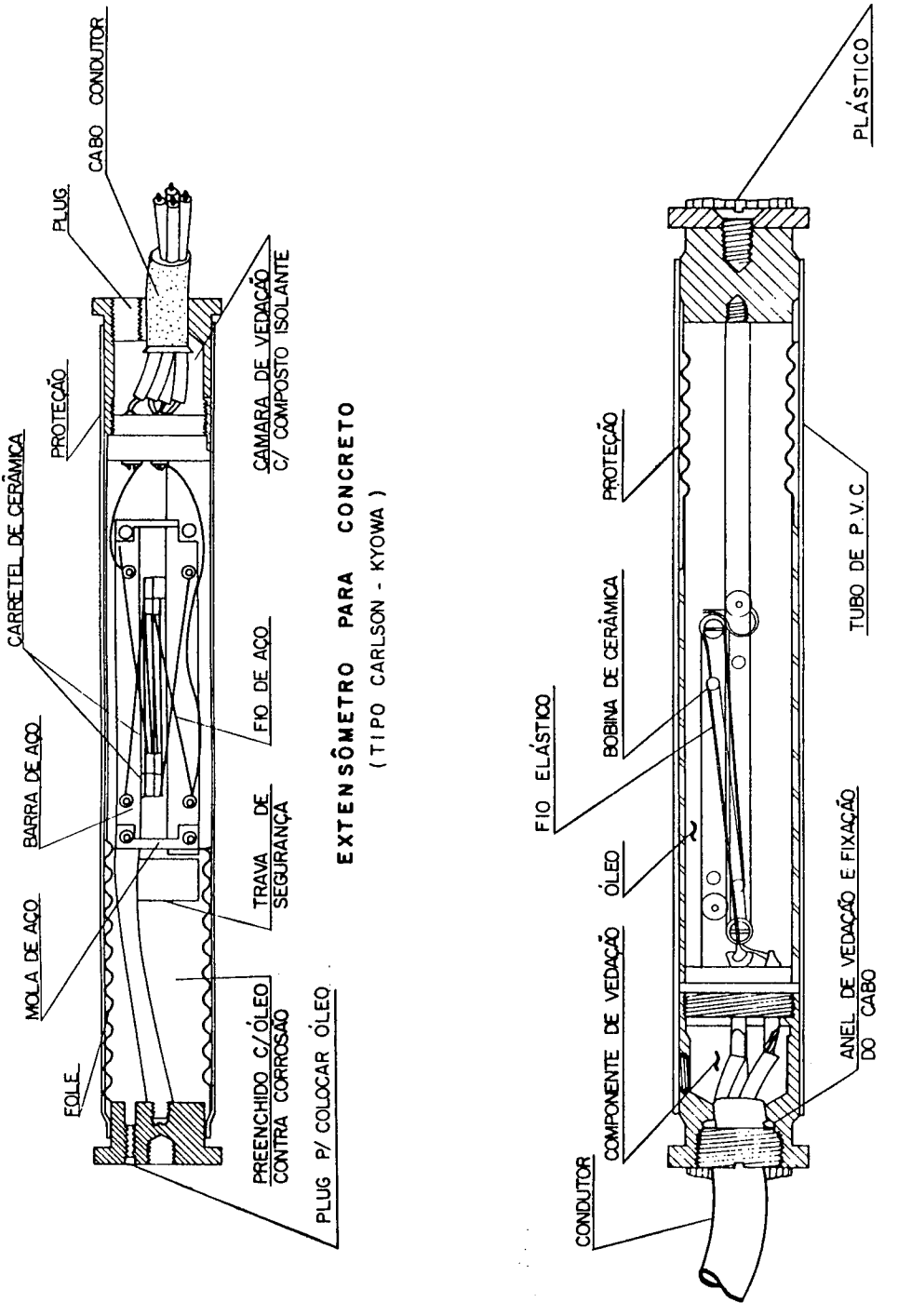


Figura 13.51 — Extensômetros (strain-meters) tipo Carlson.

O adensamento deve ser feito cuidadosamente com o vibrador do tipo de laboratório (haste com Ø = 25 mm).

— Extensômetro para juntas (joint-meter).

As figuras 13.52 e 13.53 mostram esse tipo de medidor. Os extensômetros para junta são semelhantes aos "strain-meters" exceto em que a amplitude dos primeiros é maior. São normalmente utilizados nas juntas e nas fundações das estruturas de concreto.

Os extensômetros para juntas possuem roscas em uma de suas extremidades, a fim de permitir acoplar hastes de ancoragem, como mostra a figura 13.53.

— Tensômetro para concreto

A figura 13.54 mostra dois tipos de tensômetros para concreto.

O tensômetro possui uma placa em forma de disco com um elemento sensor do tipo extensômetro montado em uma das faces. O disco possui um filme de mercúrio a sua meia altura, com uma região central flexível.

Como o tensômetro mede além da temperatura, a tensão de compressão aplicada ao concreto é importante que ocorra um perfeito contato entre o medidor e o concreto. Para se medir tensões em outras direções é conveniente preparar berços para receber o medidor, de modo a permitir boa aderência.

O tensômetro Interface é semelhante aos tensômetros, sendo mais aplicado para medir tensões de compressão contra uma superfície, tendo no entanto um disco mais espesso o que o torna mais independente quanto à distribuição de tensões.

A flexibilidade do sensor é obtida através de luvas e diafragma. O Interface necessita, entretanto, de uma importante correção de temperatura, pois quando a temperatura se eleva o óleo pressiona o diafragma de maneira sensível.

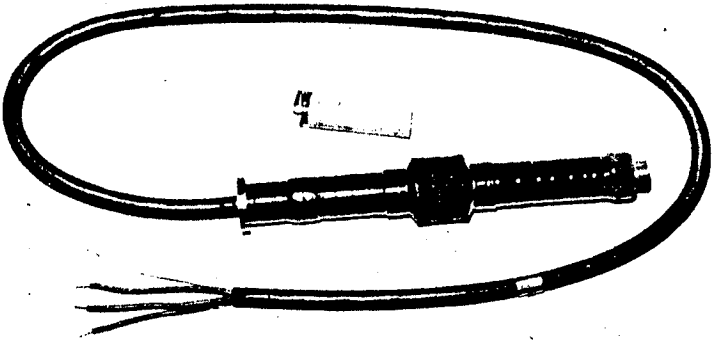


Figura 13.52 — Extensômetro para juntas — tipo Carlson — Kyowa — CJ-5G.

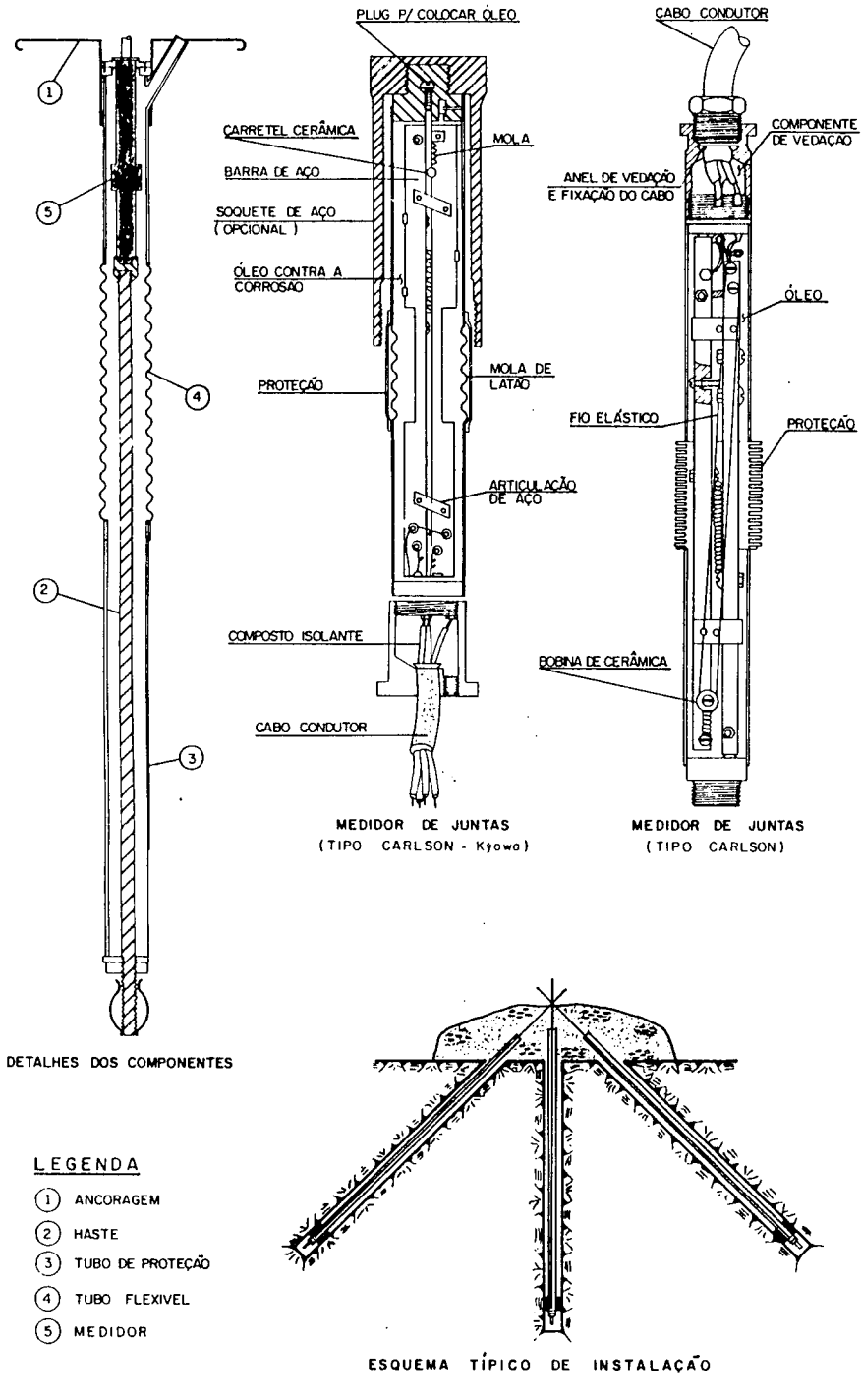


Figura 13.53 — Extensômetros para juntas.

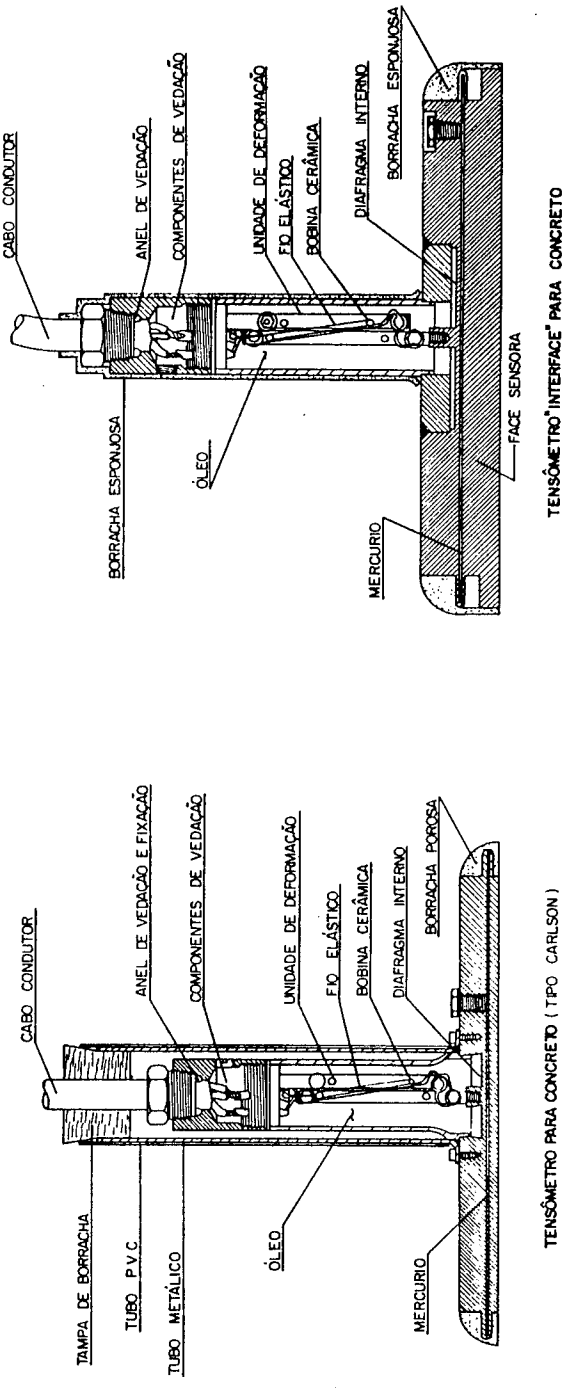


Figura 13.54 — Tensômetro para concreto — tipo Carlson.

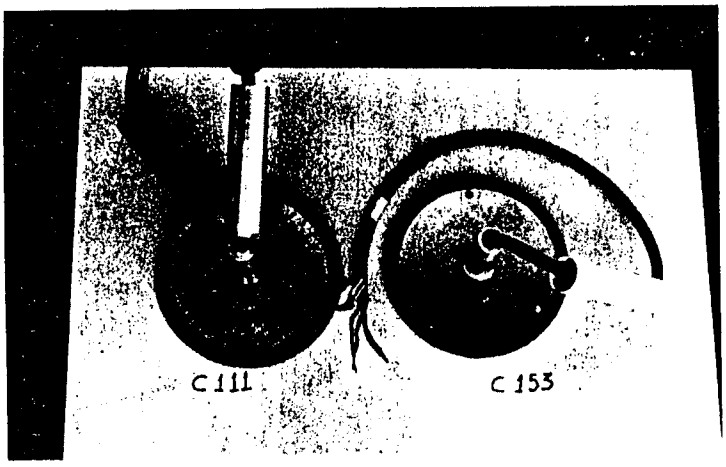


Figura 13.55 — Tensômetros para concreto — tipo Carlson.

— Piezômetros

A figura 13.56 mostra o esquema da célula piezométrica (pore "Pressure Meter"). Essas células foram elaboradas para serem utilizadas nas fundações de barragem e nas estruturas de concreto a fim de medir as variações da pressão estática da água

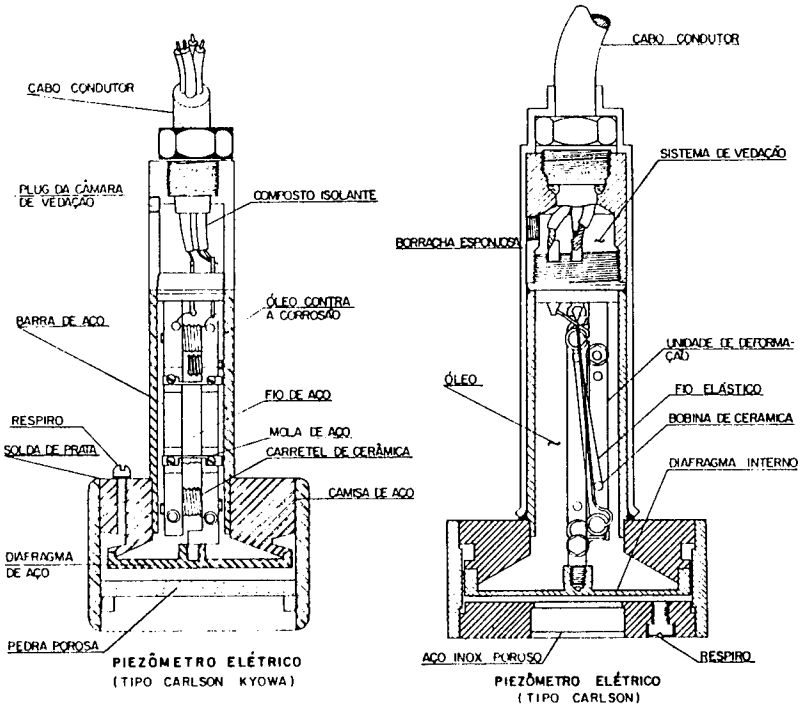


Figura 13.56 — Piezômetros elétricos tipo Carlson.

dos poros internos do concreto. Nesse aparelho Carlson a pressão de água é admitida a um diafragma interno através de um disco de material poroso. As deflexões do diafragma são medidas pelo mesmo tipo de sensor dos aparelhos anteriores.

As células piezométricas devem ser instaladas com um respiro (ver figura 13.56) para cima. Após o posicionamento da célula, o parafuso do respiro deve ser retirado e a célula deve ser preenchida com água até que se observe escoamento pelo material poroso, recolocando o respiro.

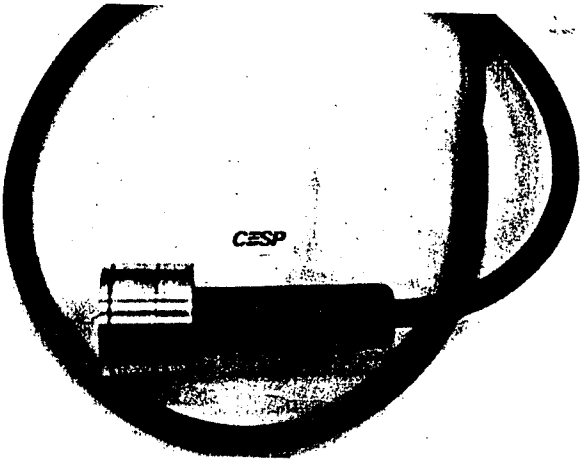


Figura 13.57 — Piezômetro eletrico modelo PE-4-LCEC (Cesp-Ilha Solteira).

— Termômetro

Na figura 13.58 é mostrado o esquema do medidor de temperatura tipo Carlson (Thermometer). Os termômetros tipo Carlson foram projetados a fim de medir somente a temperatura. É constituído por uma bobina (não indutiva) de fio de cobre. Dois condutores são conectados a uma das extremidades da bobina. O outro condutor é conectado ao outro extremo da bobina, permitindo eliminar a resistência suplementar do condutor.

Os termômetros são instalados de modo semelhante aos extensômetros.

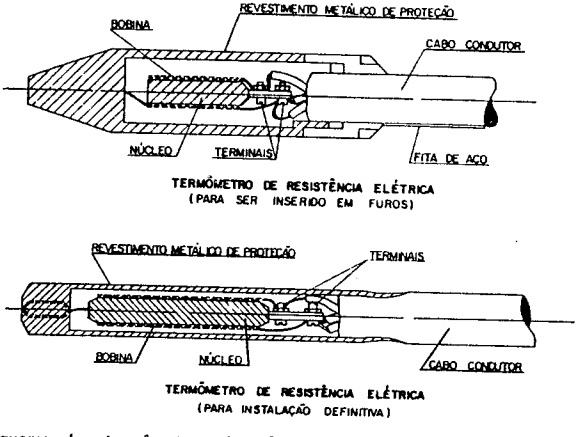


Figura 13.58 — Esquema dos termômetros tipo Carlson.

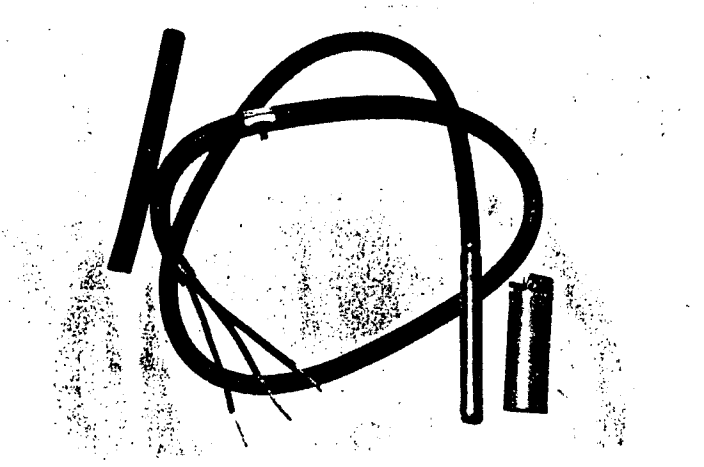


Figura 13.59 — Termômetro elétrico tipo Carlson.



Figura 13.60 — Termômetro elétrico de resistência, fabricado pelo LCEC — Cesp-Ilha Solteira.

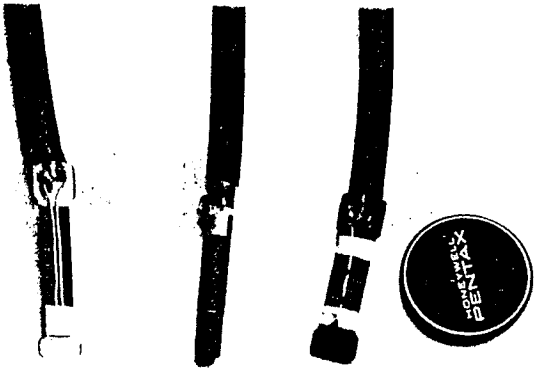


Figura 13.61 — Vista de bobinas (não indutivas) de termômetros elétricos de resistência.

— Tensômetro de armadura (reinforcing-meter)

O tensômetro de armadura permite medir tensões e a temperatura atuantes na armadura do concreto armado. É constituído por sensores do tipo extensômetro colocados em uma camisa metálica rosqueada a duas barras em suas extremidades, que são soldadas à armadura do concreto.

A operação desse medidor é semelhante ao extensômetro.

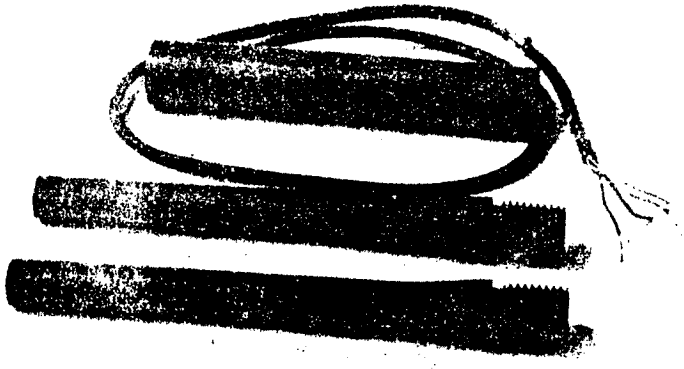


Figura 13.62 — Extensômetro para armadura (reinforcing-meter) tipo Carlson.

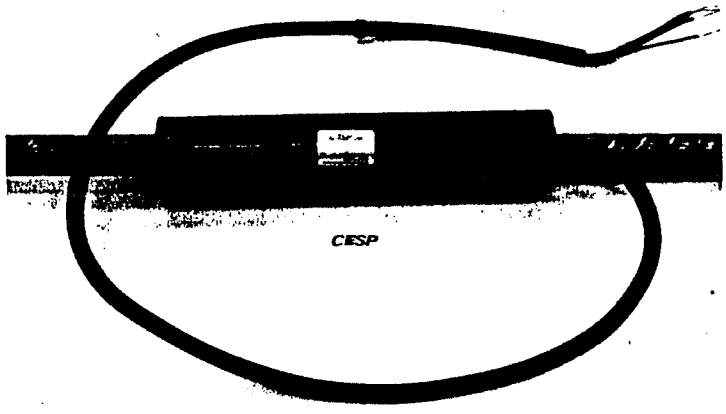


Figura 13.63 — Tensômetro para armadura-modelo LCEC — fabricado pela Cesp-Ilha Solteira.

13.3 Aplicação — Uso — Cuidados

13.3.1 Generalidades

A observação de diversas estruturas consiste na medição de várias grandezas, na própria estrutura e na sua fundação, visando estabelecer a relação entre as causas e os efeitos atuantes.

A observação da estrutura no caso de barragens divide-se em três partes:

— antes do enchimento do reservatório, durante a construção;

— durante o enchimento;

— após o enchimento, durante a vida operacional.

Das solicitações atuantes em uma barragem, deve-se dar atenção às pressões hidrostáticas, às variações de temperatura e às solicitações que evoluem com o tempo, como as variações autógenas e a fluência. Estas três solicitações podem atuar juntas, sendo que para se determinar a parcela devida a cada uma, pode-se usar o programa "Stepwise Multiple Regression", da biblioteca de programas científicos da IBM.

O estudo do comportamento do concreto pode ser feito através do auxílio de ensaios de módulo de elasticidade (deformação), fluência e variação autógena, e expansão térmica para diferentes idades do mesmo, realizados em espécimes com o mesmo tipo de concreto.

Devido à quantidade de instrumentos normalmente instalados torna-se pouco prático fazer o processamento com calculadores convencionais.

É conveniente então usar computadores de razoável porte para o processamento das informações.

Através do processamento dos dados, provenientes das leituras dos instrumentos instalados, podem ser obtidos os seguintes parâmetros:

— evolução térmica, levando-se em conta a temperatura de lançamento do concreto, temperatura ambiente, número de camadas lançadas, localização e tipo de concreto;

— cálculo das deformações e tensões principais (direções principais), utilizando-se também dados de ensaios de laboratório (fluência, módulo de deformação, coeficiente de expansão térmica etc.);

— medição do campo de deslocamento instalado na barragem (pêndulos e/ou equivalentes);

— curvas de relaxação;

— cálculo dos deslocamentos nas juntas de contração, através dos "joint-meters" e alongâmetros.

13.3.2 Cadastramento de leituras e constantes

O cadastramento das leituras e constantes deve ser feito dentro da seguinte orientação:

— criação de um arquivo para armazenar todas as informações relativas às constantes de cada aparelho;

— anotação dos dados de leituras em formulários especiais;

— consistência das informações convertidas que é feita em uma primeira fase pelo próprio computador (erros absurdos) e posteriormente por uma consistência visual;

— elaboração de um conjunto de programas ou algoritmos que executem os cálculos dados convertidos, dentro de duas alternativas de cálculo:

. origem estabelecida e fixa,

. alternativa ponto por ponto. Por exemplo, deformações e temperaturas entre duas épocas quaisquer.

13.3.3 Exemplos

A seguir são dados alguns exemplos do uso de aparelhos e dos cuidados na sua instalação.

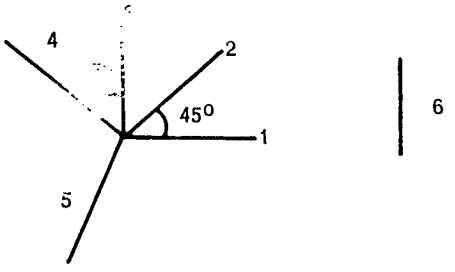
Os instrumentos apresentados a seguir são os de uso mais intenso nas obras no Brasil.

Existem vários aparelhos que permitem determinar diretamente tensões, não sendo possível, entretanto, medir o valor de todos os componentes que dão o estado de tensão em um ponto.

Sendo assim determina-se o estado de deformação em um ponto, em várias direções através dos extensômetros.

A disposição e quantidade de extensômetros no plano, chamada roseta, são determinadas de tal maneira que permita a obtenção das deformações e direções principais deste plano.

É conveniente codificar a roseta como ilustra a figura 13.64.



CO-XXX-YYY,YY-RDZ/T

CO = central de leitura (número);
XXX = local de instalação (número);
YYY,YY = cota instalação;
RD = roseta de deformação;
Z/ = número do extensômetro (1 a 6);
/T = número da roseta (montante para jusante).

Figura 13.64 — Codificação de uma roseta de extensômetros.

Para a determinação das deformações, mede-se a relação das resistências das duas bobinas. O sistema elétrico adotado para a leitura é a ponte de Wheatstone. Quando ocorre uma deformação, a resistência de uma bobina aumenta e a outra diminui de mesma quantidade.

Quando ocorre uma variação de temperatura as resistências sofrem variações de comprimento muito semelhantes, motivo pelo qual a relação de resistência não é afetada pela variação de temperatura.

Entre duas épocas, a variação de relação de resistência é simplesmente multiplicada por uma constante (constante que dá a sensibilidade do aparelho, normalmente entre 2×10^{-6} e 3×10^{-6}), que varia de extensômetro para extensômetro.

Para a determinação da temperatura basta ligar as duas resistências em série e determinar a resistência total. A precisão da temperatura não é afetada pela deformação, pois as bobinas sofrem deformações iguais e opostas.

A expressão usada para o cálculo da temperatura é a seguinte:

θ (°C) = [($R_1 + R_2$) − resistência a 0°C] x constante de temperatura.

Uma das vantagens da obtenção de temperaturas reside no fato de ser conhecida a sua influência sobre o valor total das deformações.

O valor da constante de temperatura dá a sensibilidade do aparelho, que varia de 0,03°C a 0,04°C.

Os medidores são fornecidos normalmente com 1 m de cabo. Nos aparelhos instalados em barragem faz-se necessário emendar uma extensão no cabo de maneira a que se possa conectá-lo à caixa de leitura. Este procedimento altera as constantes do medidor sendo requerida, então, uma recalibragem do mesmo.

A seguir é mostrado o processo adotado para esta recalibragem, indicada pelo Kyowa Civil Engineering Instruments.

13.3.3.1 Calibragem da constante "f" e sua linearidade

A calibragem é executada com o calibrador mostrado na figura 13.49, no qual usa-se um relógio comparador com precisão de 1/1.000 mm (1 mm).

Uma pequena variação de comprimento $\pm \Delta L$ é transmitida ao medidor de deformação movendo-se a haste através de um mecanismo de parafuso micrométrico.

Lê-se a variação de comprimento do medidor de deformação no relógio comparador enquanto que uma variação da taxa de resistência é medida pelo indicador Universal (ver figuras 13.65 e 13.66). A constante de calibração "f" é dada pela equação abaixo:

$$f = \frac{\Delta L}{L.\Delta Z} \quad (10^{-6}/0{,}01\%)$$

, sendo "L" o comprimento da base do medidor de deformação e ΔZ, a variação da taxa de resistência.

A linearidade pode ser verificada medindo-se a relação ΔL e ΔZ e, geralmente, deve permanecer dentro de um desvio de ± 1% do desempenho nominal. Ao se executar a calibração, ambas as deformações por encurtamento e alongamento são medidas a partir de uma referência zero; sem solicitação. A taxa de resistência sem carga varia de cerca de 0,3% devido à variação de temperatura, porém, não afeta qualquer uso prático em virtude da larga faixa de medição.

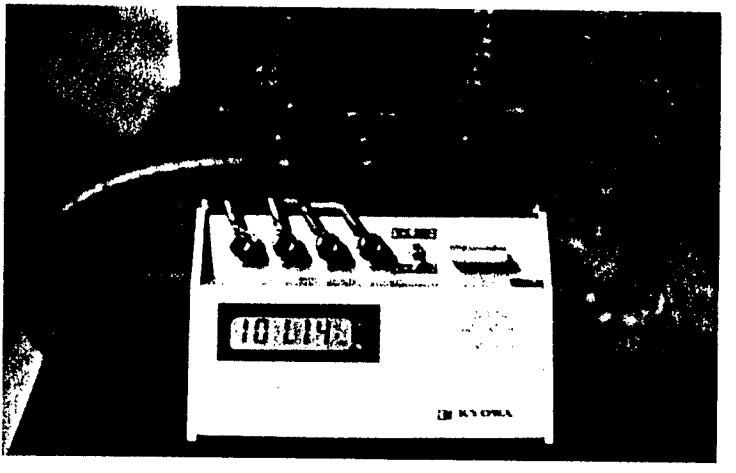


Figura 13 65 — Indicador universal, digital, para aparelhos tipo Carlson — modelo SDC-3008 da Kyowa.

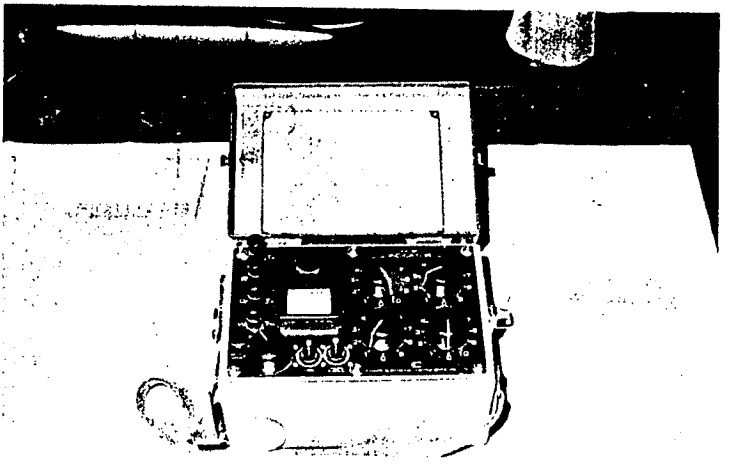


Figura 13.66 — Indicador universal, para leitura de aparelhos tipo Carlson — modelo CM-4F da Kyowa.

13.3.3.2 Calibração da constante de temperatura "β"

Para a calibração, são usados um termômetro de precisão e um reservatório adiabático de água com agitador (ver figura 13.50).

Coloca-se o medidor de deformação no reservatório e mede-se a resistência R_t (Ω) variando a temperatura da água de 0°C até 40°C, de 5°C em 5°C. A equação seguinte é usada para calcular a constante de temperatura "β"

$$\beta = \frac{\Delta T}{\Delta R_t} \times \frac{1}{100} \quad (°C/0,001).$$

O valor da constante "Ro" é o obtido para a leitura correspondente a 0°C.

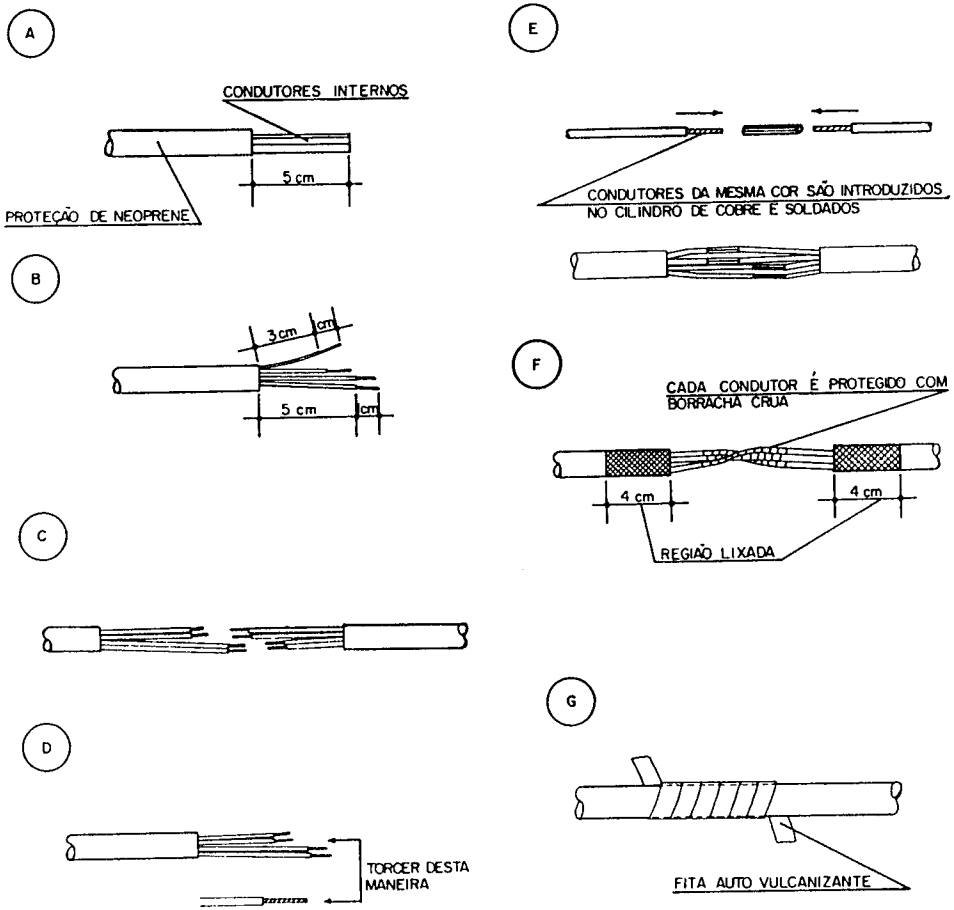


Figura 13.67 — Emenda com fita autofusiva.

13.3.3.3 Determinação da constante de correção "b"

O medidor de deformação é envolvido por um tubo de quartzo ou de ínvar fundido que tem um coeficiente de expansão térmica muito baixo, colocado no reservatório adiabático e procede-se do mesmo modo como descrito em 13.3.3.2.

As taxas de resistências Z e Z' em dois estágios são tomadas às temperaturas T°C e T'°C, respectivamente, usando-se a seguinte equação para cálculo de "b"

$$b = \frac{(Z' - Z)}{(t' - t)} f + \alpha_q \ (10^{-6}/°C).$$

Onde "f" é a constante de calibração do medidor de deformação e "α_q" é o coeficiente linear de expansão térmica do quartzo (0,5 a 0,6 x 10^{-6}/°C) ou do ínvar (1 x 10^{-6}/°C).

Devido à pequena variação entre o valor da constante fornecida pelo fabricante e a calculada em laboratório, essa calibração não é executada rotineiramente.

13.3.3.4 Emendas do cabo

Uma série de medidas é tomada na preparação dos instrumentos, principalmente nas emendas dos cabos, a fim de garantir a adequada proteção e desempenho.

Relaciona-se abaixo dois processos para as emendas.

Usando fita autofusiva (figura 13.67):

a) desencapa-se a proteção de neoprene em um comprimento de 100 mm nos cabos a unir (figura 13.68);

b) cortam-se os condutores com os comprimentos indicados;

c) desencapam-se todos os condutores em aproximadamente 10 mm;

d) torcem-se as extremidades;

e) unem-se os condutores da mesma cor e soldam-se. Qualquer ponto ou fio saliente deve ser eliminado (figura 13.69);

f) encapa-se a solda de cada condutor com fita de borracha natural, lixando a proteção de neoprene de cada cabo por uma extensão de 40 mm (figura 13.70);

g) cobre-se toda a área da emenda com fita autofusiva.

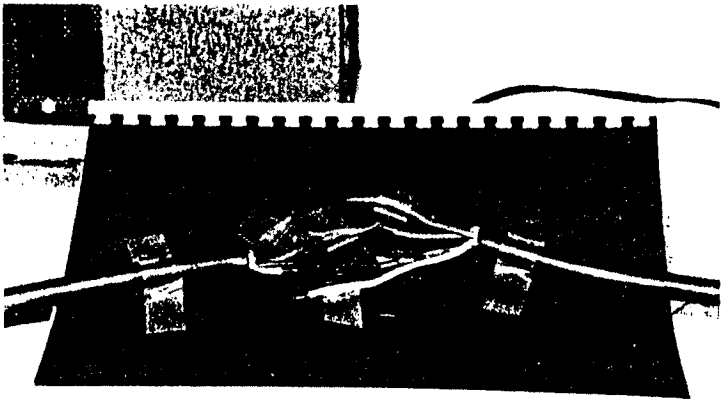


Figura 13.68 — Retirada da capa de proteçao de neoprene.

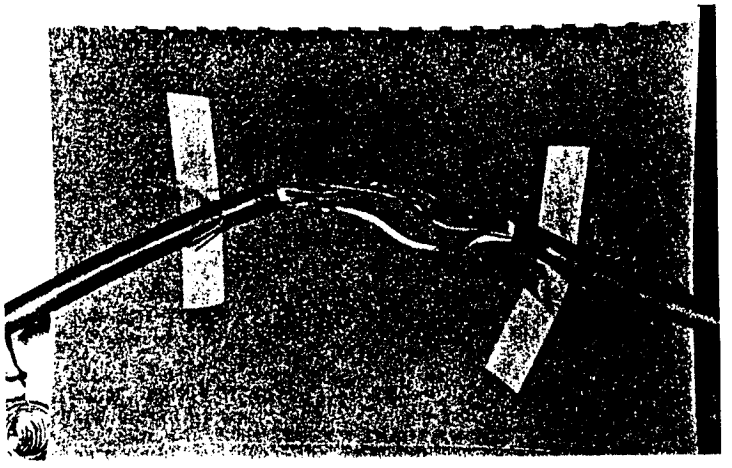


Figura 13.69 — Solda efetuada entre o cabo que acompanha o medidor e o que o conectará até a central de leitura. Observar a defasagem entre as soldas.

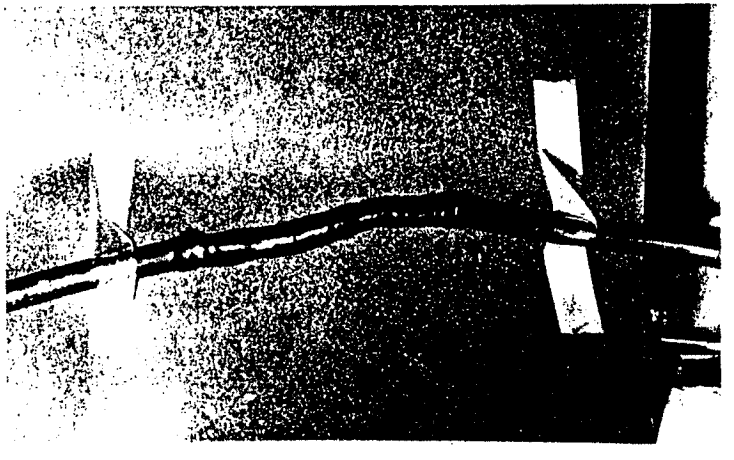


Figura 13 70 — Envolvimento de toda a área da emenda com fita de borracha.

Usando resina epoxídica, a sequência de a até e é a mesma da anterior:

f) encapa-se a solda de cada condutor e depois toda a emenda com fita de borracha natural (figura 13.70);

g) coloca-se a parte isolada dentro do recipiente que receberá a resina;

h) agita-se cuidadosamente o endurecedor e a resina. O endurecimento é devido à reação química entre o endurecedor e a resina, sendo indispensável que os dois componentes se encontrem completamente misturados para que o endurecimento seja total e uniforme em toda sua massa (figura 13.71).



Figura 13.71 — Preenchimento do recipiente com resina epoxídica.

13.3.3.5 Caixa (câmara) atensorial

As tensões a serem calculadas através dos extensômetros devem ser corrigidas devido às deformações causadas pelas variações de temperaturas, umidade, reações químicas e outras.

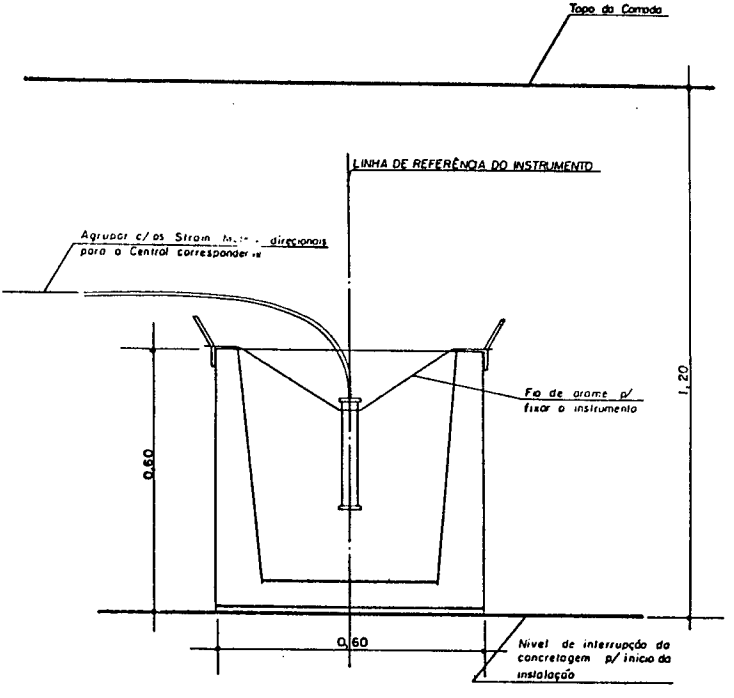


Figura 13.72 — Esquema de instalação do extensômetro corretor.

Para isso é necessária a colocação de um extensômetro corretor, livre do campo de tensões, que dê as variações de comprimento devido às solicitações distintas do carregamento.

Esse extensômetro é colocado em uma caixa atensorial (figura 13.72) que é preenchida e envolvida pelo mesmo concreto que envolve a roseta. As paredes internas dessa caixa são de chapa de cobre.

Os extensômetros corretores são instalados a uma distância de 1,5 m da roseta sendo a sua distância ao paramento igual à dos extensômetros medidores.

A caixa atensorial é colocada a uma distância de 1,2 m do topo da camada, sendo que o "strain-meter" corretor é posicionado e fixado à mesma.

Continua-se a concretagem da camada até que esta se nivele com a boca da caixa.

Coloca-se manualmente o concreto dentro da caixa usando vibrador com haste de Ø 25 mm.

Após o preenchimento total, continua-se a concretagem da camada evitando choques com a caixa atensorial (figuras 13.73 e 13.74).

Deve-se cuidar para que haja uma perfeita identificação do concreto que envolve o aparelho.

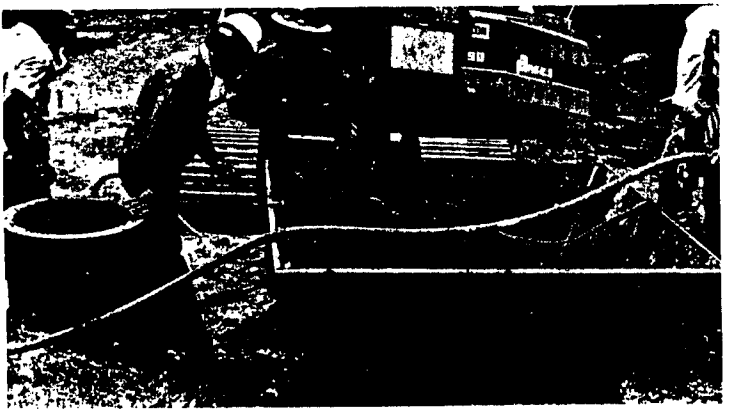


Figura 13.73 — Colocação da caixa atensorial e da caixa para formação do "block-out" para instalação dos "strain-meters" direcionais.

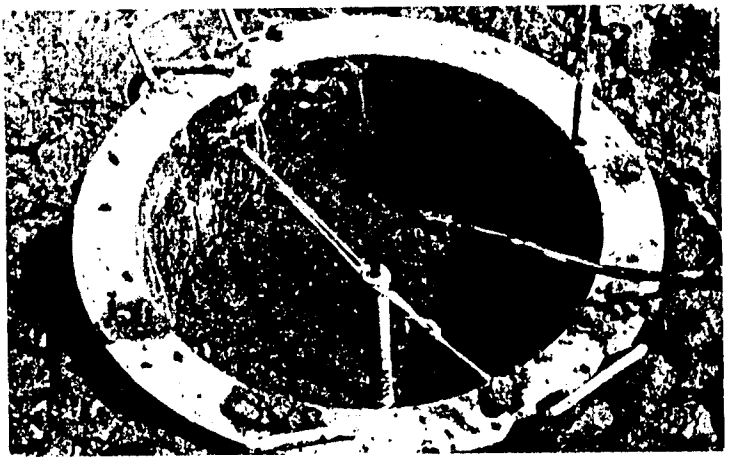


Figura 13.74 — Preenchimento da caixa atensorial com o mesmo concreto que envolve a roseta.

13.3.3.6 Roseta de extensômetros

Para a instalação dos extensômetros em uma roseta podem ser obedecidos os seguintes passos:

— fixa-se na camada anterior uma haste de modo a ficar 1,20 m do topo da camada (figura 13.75) onde é rosqueado um suporte;

— quando a concretagem estiver a 100 mm da base da roseta nivela-se a superfície e assenta-se a fôrma de proteção (figura 13.73);

— continuar a concretagem (figura 13.76) até o nivelamento do topo da fôrma de proteção (figura 13.77);

— retirar a fôrma (figura 13.78) e instalar os fixadores dos extensômetros (figura 13.79). O fixador faz uma ligação não rígida ao suporte de modo que uma deformação de um extensômetro não seja transmitida a outro fixador ou ao suporte;

— fazer a instalação final dos extensômetros, distribuindo os cabos de maneira a que estejam agrupados antes de serem recobertos (figuras 13.80 e 13.81);

— começar a cobrir manualmente com concreto os medidores horizontais, retirando os agregados Ø máx. > 76 mm e usando vibrador adequado. Cada camada é de aproximadamente 10 cm (figuras 13.82 e 13.83);

— logo após o término de concretagem da camada fazer uma canaleta de união da roseta com a tubulação que vai até a central de leitura (figuras 13.84 e 13.85). No dia seguinte os cabos são argamassados.

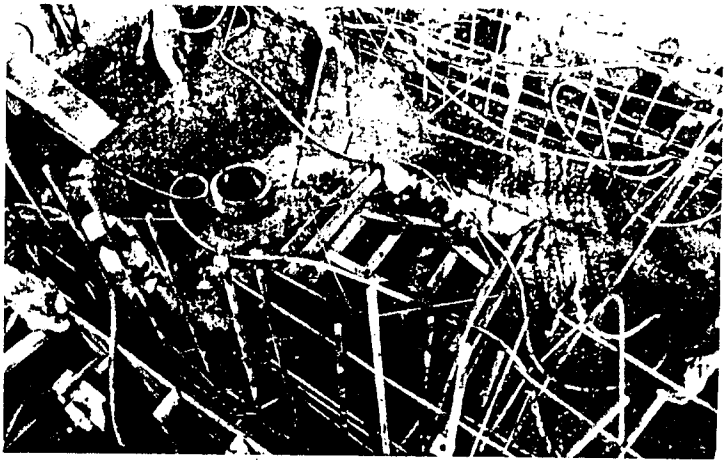
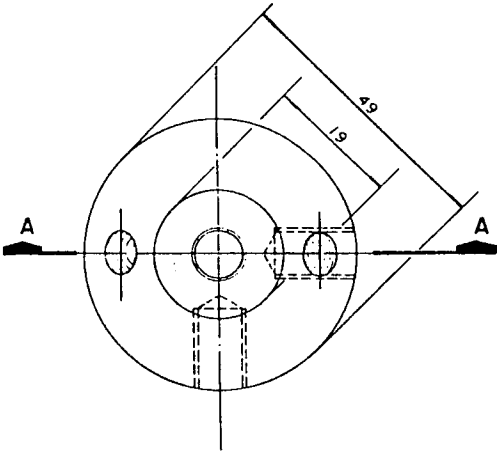
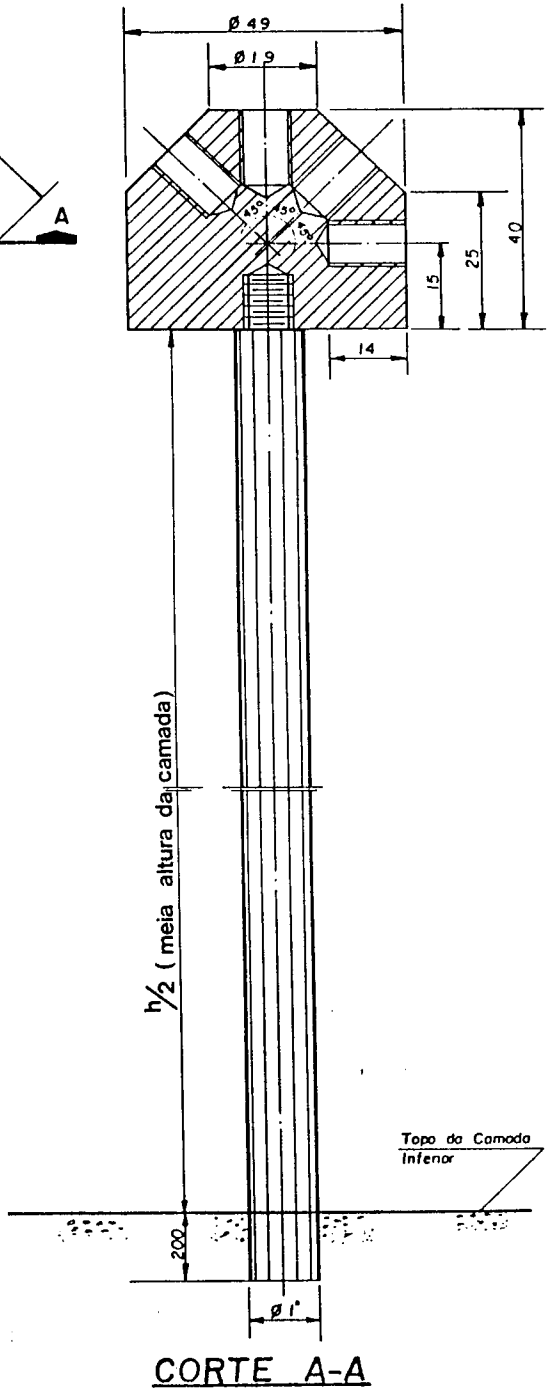


Figura 13.76 — Instante da etapa intermediária da concretagem ao redor de uma roseta e câmara atensorial.



PLANTA
Esc. 1:1



CORTE A-A

Figura 13.75 — Suporte para rosetas.

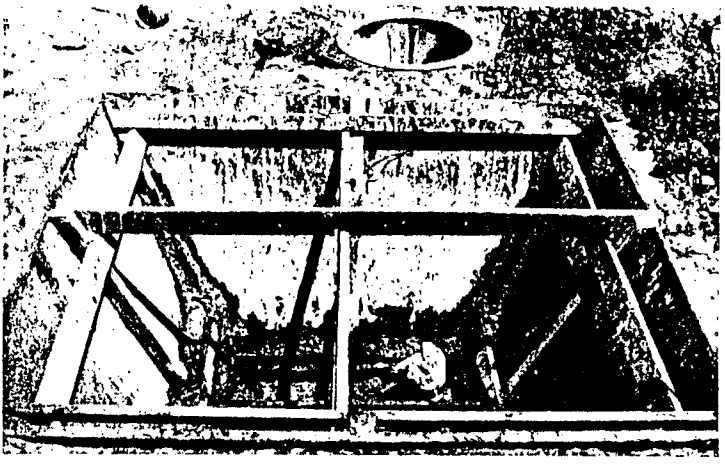


Figura 13.77 — Nivelamento do concreto com o topo da forma do recesso e da câmara atensorial.

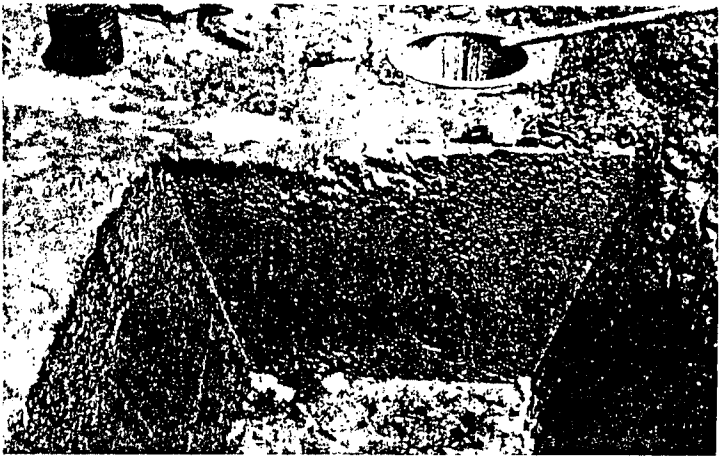


Figura 13.78 — Retirada da forma para início da instalação. Nota-se já dentro do recesso a cabeça suporte das rosetas.

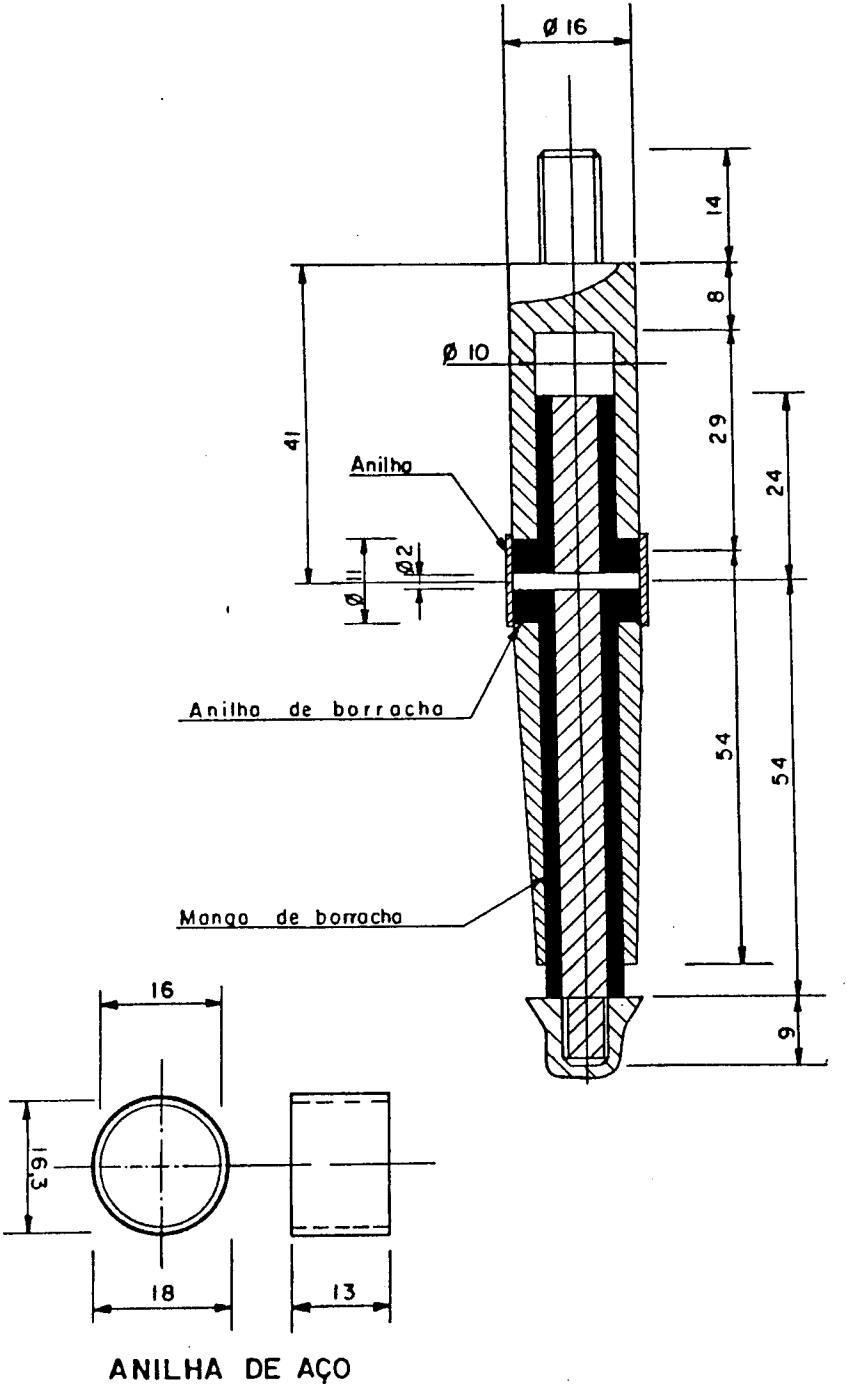


Figura 13.79 — Fixadores dos extensômetros.

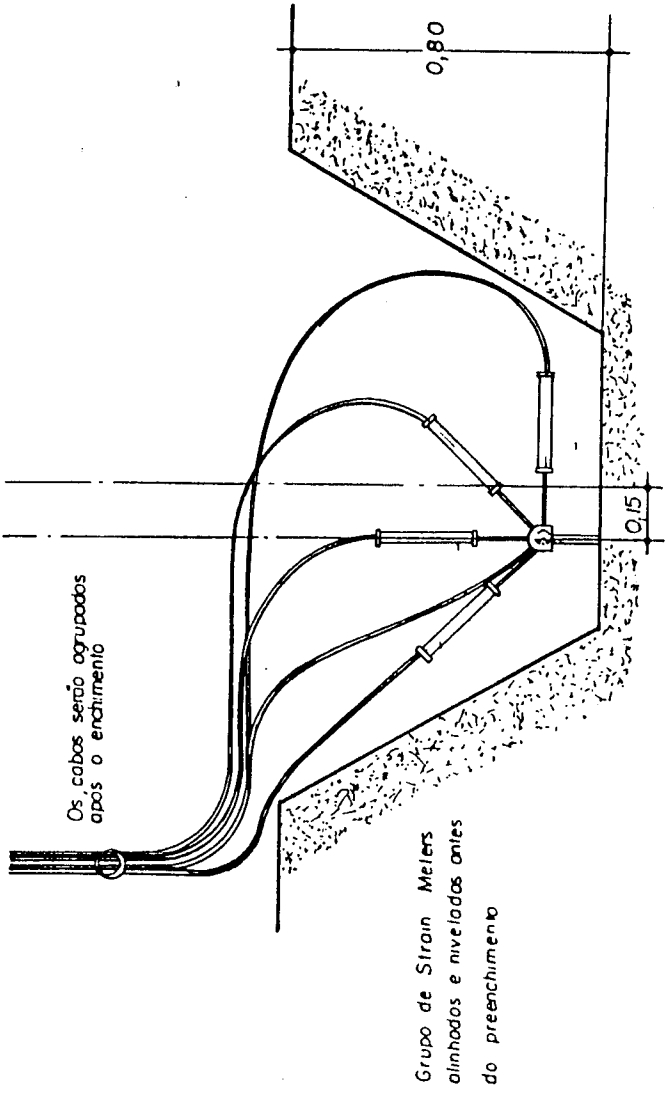


Figura 13.80 — Colocação dos extensômetros no recesso.

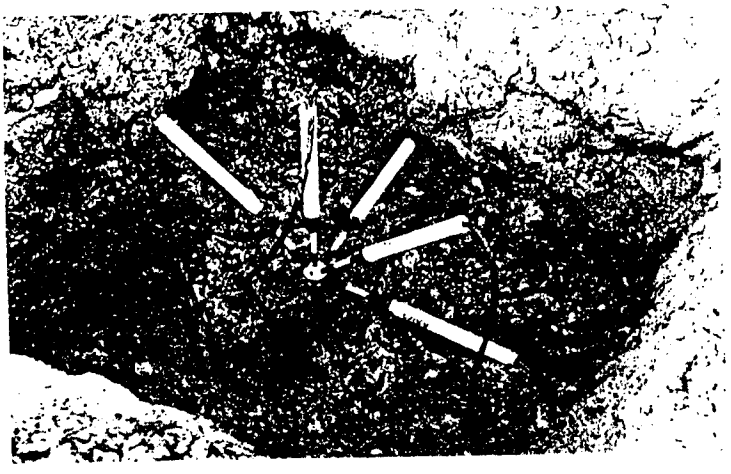


Figura 13.81 — Instalação dos extensômetros na aranha da roseta.

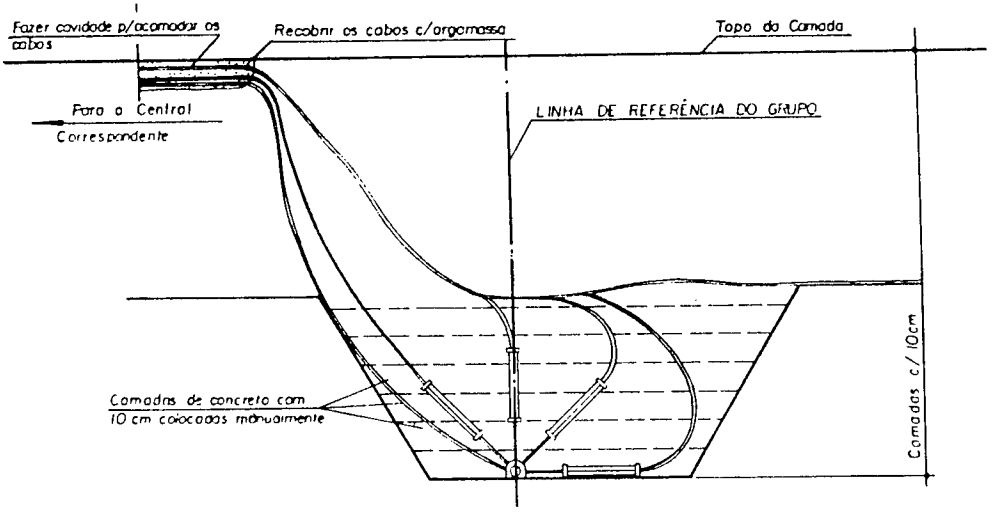


Figura 13.82 — Esquema para o cobrimento dos extensômetros agrupando os cabos para serem levados até a central de leitura.

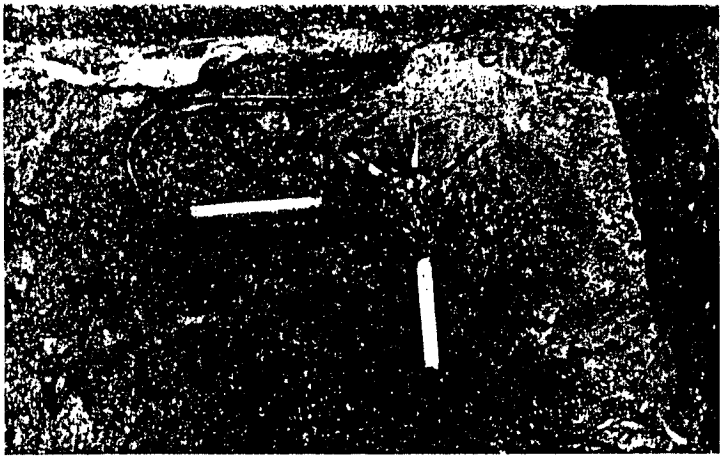


Figura 13.83 — Cobertura da roseta com o concreto, lançado em subcamadas de altura ao redor de 100 mm.



Figura 13.84 — Tubulaçoes para passagem de cablagem até a galeria. Notar que uma tubulação receberá os cabos de uma camada (a que está sendo preparada para concretagem) e a outra subirá para outra camada a ser instrumentada.



Figura 13.85 — Canaleta para proteção dos cabos (no topo da camada instrumentada) ate a tubulação, e a colocação dos cabos na tubulação.



Figura 13.86 — A inspeção deve certificar-se da livre passagem e desobstrução da tubulação. Havendo obstrução deve-se reparar, como mostra a foto, fazendo-se o rompimento e desobstrução.

Para a codificação de cada aparelho, deve ser colocada uma chapa de identificação no terminal do cabo e outra próxima ao aparelho.

As extremidades dos cabos não devem ficar na superfície devido à presença de água, normal, quando de uma concretagem.

Caso os cabos tenham que ficar mergulhados temporariamente em água o preparo do isolamento de sua ponta é o que se segue:

— manter durante 10 min em parafina a 35°C;

— enrolar com fita de borracha natural, mergulhando em massa isolante. Após secagem aplicar nova camada de fita de borracha. Repete-se novamente a última fase.

Durante o lançamento do concreto, este não deve ser lançado diretamente sobre o medidor.

Cuidados especiais devem ser tomados quando no preparo para concretagem da camada superior à instrumentada.

Após a concretagem os cabos são conduzidos até uma central de leitura, através de um tubo, Ø 3" (figura 13.85) e são conectados a uma caixa seletora que é envolvida por uma proteção especial (figuras 13.87, 13.88 e 13.89). Após a soldagem dos cabos à caixa seletora é importante que seja colocada uma camada de aproximadamente 3 cm de parafina e uma camada de 1 cm de epóxi (figura 13.88), no fundo da caixa, para não permitir a entrada de umidade.

O "block-out" deve ser todo revestido com argamassa epoxídica.

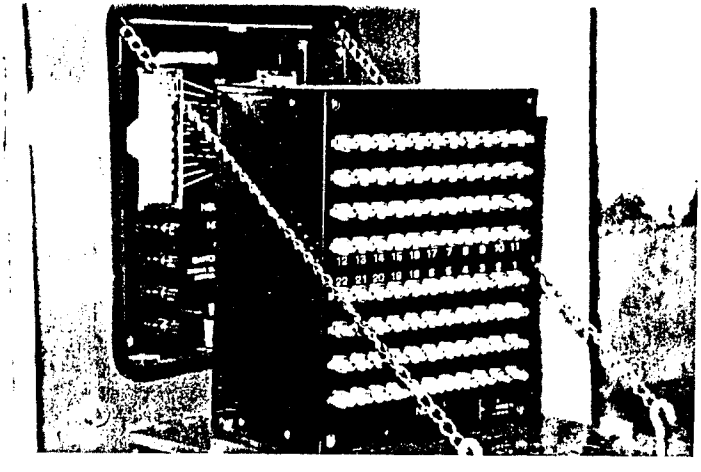


Figura 13.87 — Vista da parte posterior de uma caixa seletora modelo NSU-22C da Kyowa, que recebera a cablagem.

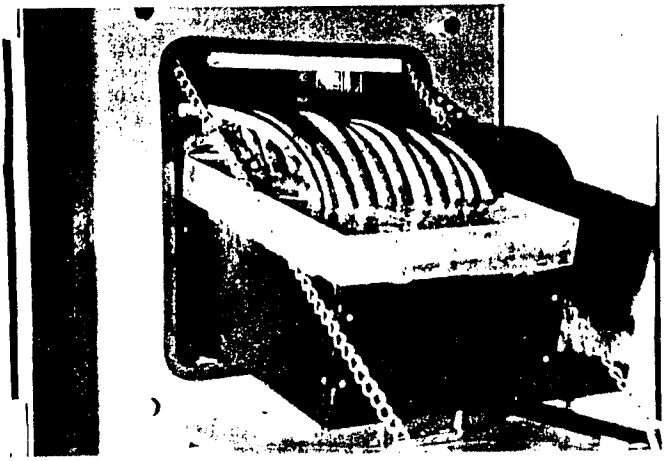


Figura 13.88 — Conexão dos cabos e proteção da parte posterior da caixa seletora, com parafina e epóxi.

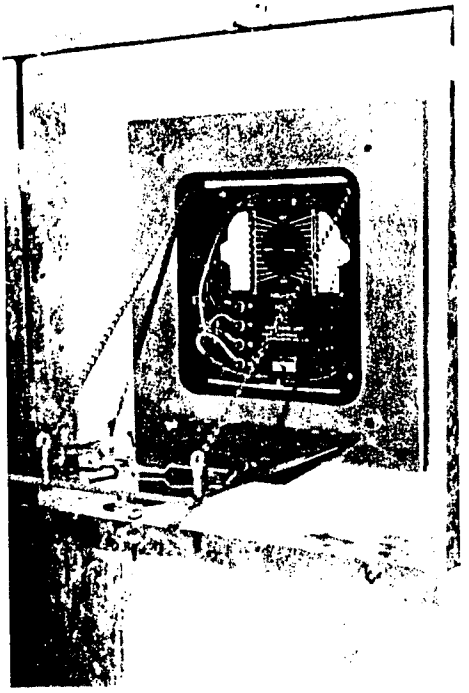


Figura 13.89 — Vista final da instalação de uma caixa seletora. Vê-se, também, uma proteção metálica, do conjunto, para evitar danos à caixa seletora durante a fase de construção da obra.

13.3.3.7 Medidores de abe a de juntas

Para evitar que se instalem grandes tensões quando ocorrem elevadas variações de temperaturas durante a construção, as barragens são divididas em blocos, por meio de juntas de contração.

O estudo do comportamento destas juntas pode determinar as melhores ocasiões para a realização de injeções e verificação de sua eficácia.

Para as medições no interior do concreto podem ser usados medidores de juntas de resistência elétrica, com a finalidade de medir aberturas e fechamentos das juntas. Além disso, o medidor de juntas fornece também a temperatura. Pode ser usada uma codificação semelhante à indicada na figura 13.64.

CO-XXX-YYY,YY-J.MZ/T

sendo:

CO = central de leitura (número);
XXX = local de instalação (número);
YYY,YY = cota de instalação;
J.M = extensômetro de junta;
Z/ = número do medidor;
T = zero.

Sendo usados como medidores de juntas os "joint-meters" da linha Carlson (ver figura 13.52) as calibrações das constantes "f" e "β" devem ser feitas de acordo com o citado em 13.3.3.1 e 13.3.3.2.

A emenda dos cabos deve ser feita como citado no item 13.3.3.4.

A instalação do medidor de junta pode utilizar a seguinte rotina:

— Concretar junto, com a camada mais elevada, o encaixe metálico (cilindro).

Esse cilindro tem na extremidade interior uma rosca onde deve ser acoplado o medidor de juntas.

Na outra extremidade é colocado um tampão que veda a entrada do cilindro.

Esse cilindro é sempre colocado na camada mais alta, e só quando a camada mais baixa atingir a cota de instalação é que o medidor de juntas é rosqueado no fundo do cilindro.

— Quando a concretagem estiver a 300 mm do topo da camada, formar um "block-out" na região de instalação.

— Continuar a concretagem até o topo da camada.

— Instalar o medidor e cobri-lo manualmente com concreto retirando os agregados com Ø máx. > 76 mm.

Usar vibrador de haste de 25 mm.

Cada subcamada deve ter aproximadamente 100 mm.

— Após a concretagem o cabo deve ser levado até o tubo, através de uma canaleta, indo até a central de leitura correspondente.

Para as medições efetuadas na superfície (galerias, paramentos etc.) é comum usar-se os medidores triortogonais (figura 13.08) ou os alongâmetros (figura 13.05).

Os medidores apóiam-se sobre bases de medida previamente fixadas no concreto.

Pode ser utilizada a seguinte codificação:

AP-XXX/XX-YYY,YY-XX.

sendo:

AP = aparelho do piso ou parede;
XXX/XX = entre os blocos XXX e XX, e, quando for entre monolitos, os três primeiros X identificam o número do "bloco" e os outros dois as letras dos monolitos;

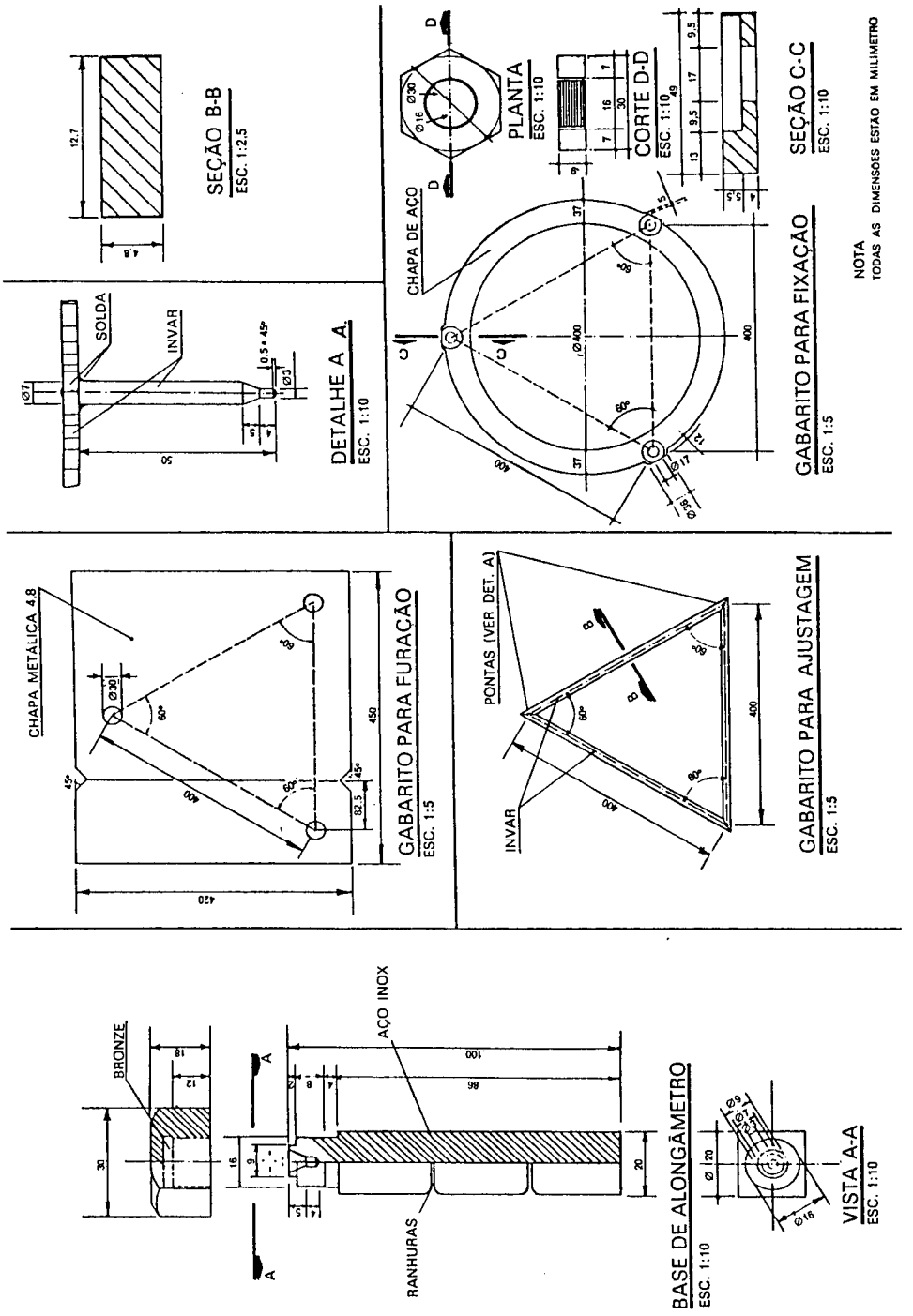


Figura 13.90 — Gabaritos para fixação de bases para alongâmetro.

YYY,YY = cota de instalação, se for na parede colocar a cota da base do triângulo;
XX = montante ou jusante (quando for necessário).

A disposição das bases do alongâmetro em relação à junta é a de um triângulo equilátero de lado 40 cm, disposição esta que dá a abertura diretamente por simples diferença de leituras.

Sendo medidos os movimentos relativos, é considerado sempre o bloco da esquerda com o fixo, ligando um sistema de eixos "X" e "Y" em relação ao qual se referem os componentes do bloco da direita.

O movimento segundo Y é positivo quando o bloco da direita se afastar do fixo (abertura) e negativo caso o bloco da direita se aproxime do considerado fixo.

A componente do movimento segundo o eixo X é positiva quando o bloco da direita recuar (bases no piso) ou abaixar (bases na parede) em relação ao bloco fixo e negativa quando o bloco da direita avançar (base no piso) ou levantar (bases na parede) em relação ao bloco fixo.

As bases são fixadas no concreto. Para a perfuração é usado um gabarito como mostrado na figura 13.90. Após a perfuração o furo é bem limpo e cheio de argamassa de pega rápida sendo então introduzidas as bases através do gabarito.

Antes da instalação das bases no furo, o conjunto é nivelado e conferido com o gabarito.

As bases do piso e da parede têm uma proteção especial durante a fase de construção visto que a galeria tem um grande tráfego (figura 13.91).

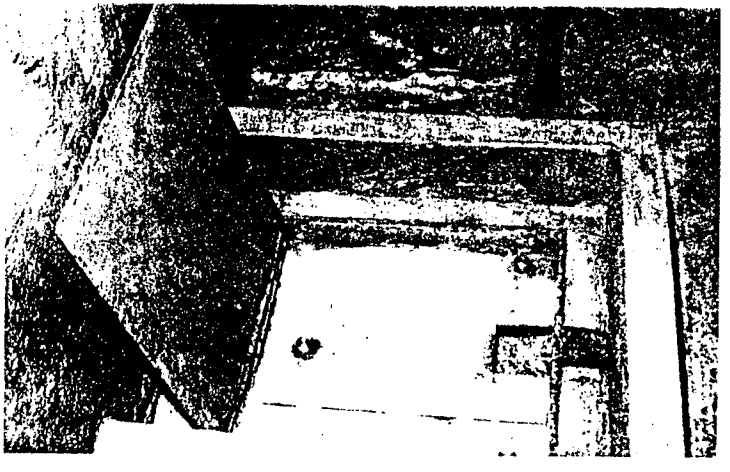


Figura 13.91 — Vista de bases de alongametros colocados em piso de galeria. Notar as proteções para base, procurando deixar o local limpo e seguro.

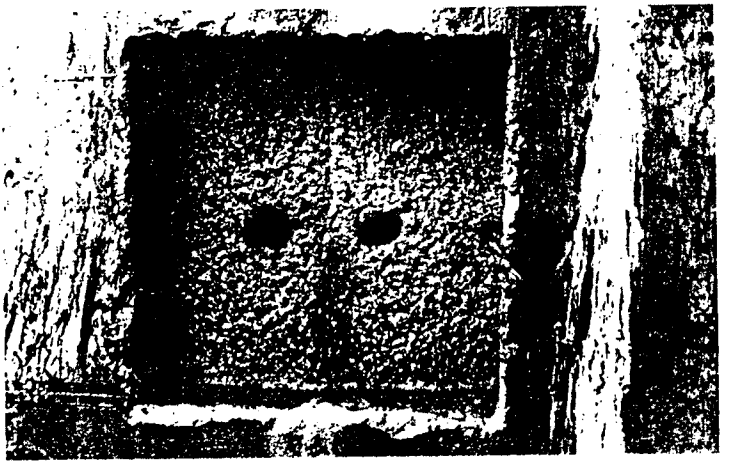


Figura 13.92 — Preparo para colocação de base de medidor triortogonal

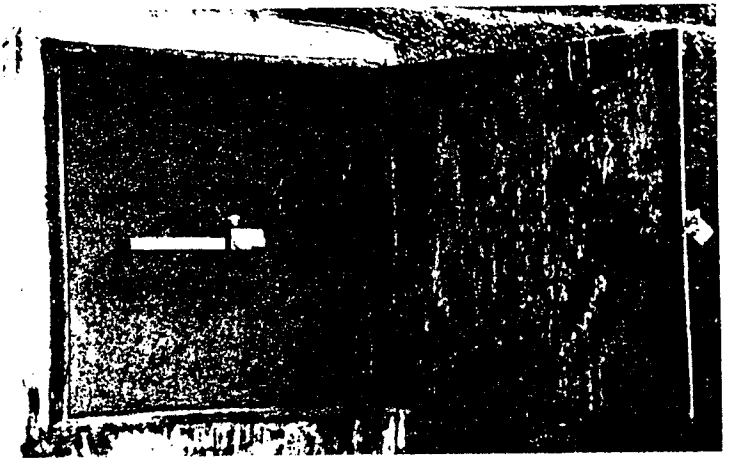


Figura 13.93 — Vista de bases de um medidor triortogonal colocado em parede de galeria. Notar de modo semelhante à figura 13.91, a proteção para o aparelho.

13.3.3.8 Medidores de tensão no concreto

Algumas experiências anteriores, no Brasil (principalmente durante a construção da obra de Ilha Solteira), mostraram dificuldades e dúvidas quanto ao uso de tensômetros no concreto.

Recentemente (a partir de 1975) os tensômetros sofreram aperfeiçoamentos, principalmente quando solicitados por tensões não normais ao seu plano de medida. Ensaios realizados em corpos de prova de grandes dimensões em Berkeley-Califórnia (Ø 760 mm x 1.520 mm) e em Itaipu [66] (750 mm x 2.100 mm) mostraram um desempenho satisfatório do tensômetro tipo Carlson.

Em vista disso e da maior simplicidade de cálculos para obtenção de resultados apresentados pelos tensômetros, relativamente aos deformímetros, bem como, da não necessidade de ensaios auxiliares de laboratório requerida pelos extensômetros, há vantagens em se aplicar os tensômetros em locais onde se prevê apenas tensões de compressão.

Nos estudos realizados em Itaipu [66] o corpo de prova (Ø 750 mm x 2.100 mm) foi moldado em três etapas, com intuito de se instalar os tensômetros tanto em concreto fresco, como em concreto já endurecido (16 horas após o lançamento).

Os deformímetros foram posicionados na parte intermediária do corpo de prova, como mostra o molde da figura 13.95.

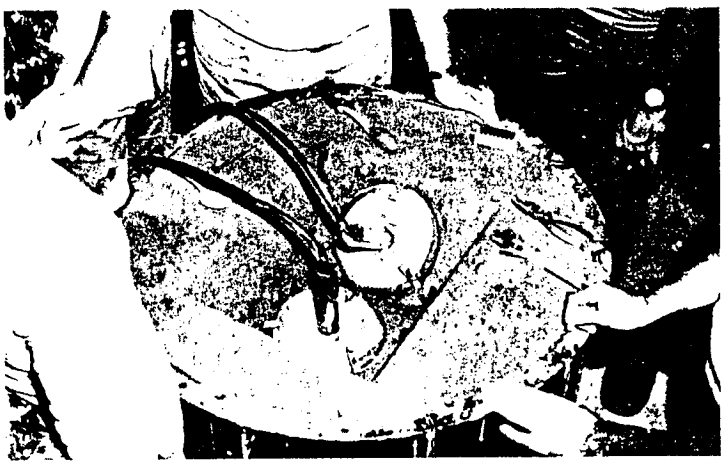


Figura 13.94 — Instalação de tensômetros no terço inferior do corpo de prova (Itaipu).

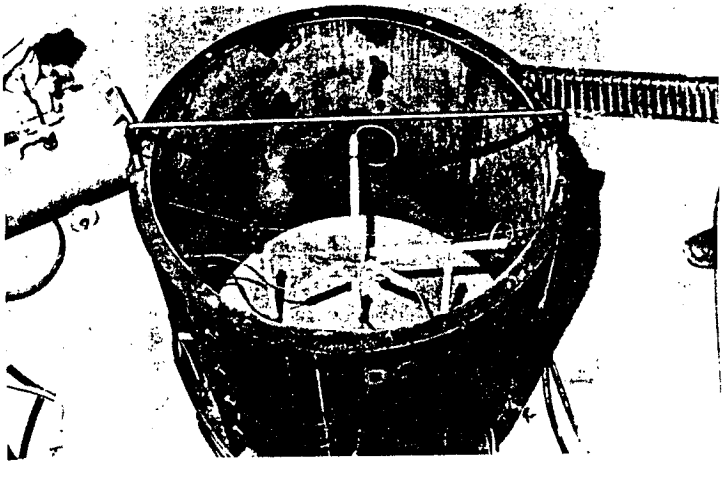


Figura 13.95 — Fixação dos extensômetros no terço médio do molde do corpo de prova.

Os tensômetros foram fixados através de uma haste metálica com rosca na extremidade superior, para possibilitar aperto de uma pequena trava (ver figura 13.94). Os tensômetros foram assentados sobre uma película de argamassa de espessura em torno de 4 mm. Essa argamassa possuía um traço em peso de 1:2:2 (cimento : areia natural : granalha de aço) com uma relação água/cimento de 0,56. O Ø máx. da areia e granalha era de 0,59 mm.

O uso da granalha de aço tem a finalidade de dar à argamassa um valor de módulo de deformação maior do que o do concreto envolvente.

Essa argamassa possuía as seguintes características.

Idade Dias	Resistência à Compressão MPa	Módulo de Elasticidade (Deformação) GPa
3	9,6	12,8
7	14,0	22,4
28	21,1	45,0



Figura 13.96 — Vista do corpo de prova (ø 750 mm x 2.100 mm) logo após a desforma.



Figura 13.97 — Preparo para início do carregamento do corpo de prova instrumentado.

Para a instalação dos tensômetros na estrutura, deve ser deixado um "block-out" no topo da camada (figura 13.98), com as hastes de fixação. Escova-se a superfície do concreto (já "puxando" — entre início e fim de pega), aplica-se a argamassa com granalha e fixa-se o tensômetro (figura 13.99).



Figura 13.98 — "Block-out", a 25 cm do topo da camada, no concreto verde, para instalação de uma roseta de tensômetros.

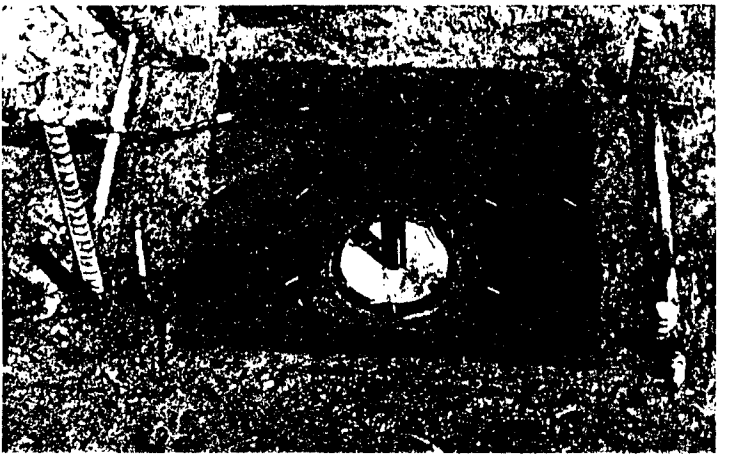


Figura 13.99 — Instalação do tensômetro vertical, no recesso.

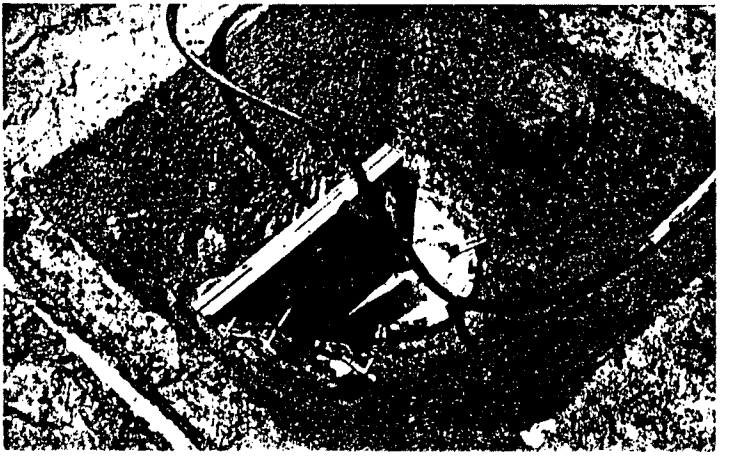


Figura 13.100 — Instalação de um tensômetro a 45°, e fixação pelo gabarito.



Figura 13.101 — Cobertura de uma roseta de tensômetros, com concreto, após a fixação do terceiro tensômetro.

Os procedimentos para emenda e os cuidados durante a concretagem e enfiação dos cabos devem ser feitos como citado anteriormente.

13.3.3.9 Medidores de temperatura

A medida de temperaturas em barragens como visto no item 11.17 é de grande importância para o completo conhecimento do comportamento da estrutura, especialmente para a interpretação de deslocamentos, deformações, tensões e movimentos de juntas.

As variações de temperatura que têm lugar numa barragem são devidas à dissipação do calor de hidratação do cimento, às variações de temperatura do ar e da água, e à radiação solar.

Mesmo que os extensômetros e medidores de juntas já forneçam temperaturas, os termômetros são colocados em vários lugares de modo a permitir a complementação da verificação do estado térmico da barragem.

São instalados termômetros na massa e na superfície.

Outra vantagem do controle de temperaturas após a construção é o auxílio no que se refere aos deslocamentos da barragem, medida por movimentos pendulares, pois a variação de temperatura é uma das causas mais importantes desses deslocamentos.

A codificação, instalação, emenda e aferições dos termômetros tipo Carlson podem ser feitas como descrito nos itens 13.3.3.1 a 13.3.3.4.

13.3.3.10 Medidores de tensão na armadura

A aferição dos tensômetros de armadura tipo Carlson é feita através de uma máquina de tração (prensa) previamente aferida.

A codificação pode ser feita como sugerido na figura 13.64.

A emenda da cablagem pode ser feita como descrito em 13.3.3.4.

A instalação do tensômetro é feita pelo seccionamento de uma das barras da armadura e emendando o tensômetro (de mesma bitola da barra) às extremidades da barra seccionada como ilustram as figuras 13.102 e 13.103.



Figura 13.102 — Vista geral de uma armadura, com a instalação de um tensômetro de armadura, tipo Carlson.

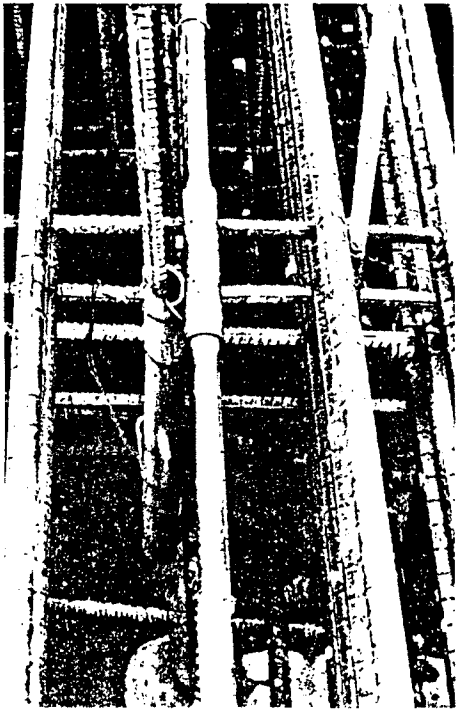


Figura 13.103 — Detalhe da instalação de um tensômetro de armadura tipo Carlson. Notar que as emendas foram feitas topo a topo, por caldeamento. Vê-se, ainda, a proteção do cabo, por um tubo.

13.3.3.11 Pêndulos

Para se poder analisar as deformações sofridas por uma estrutura e pela sua fundação, quando sujeitas às diferentes ações que sobre elas atuam, e a partir destas deformações determinar as tensões nelas instaladas é necessário conhecer os deslocamentos que sofrem em relação ao maciço natural, quando variam as ações externas (carga, temperatura etc.)

Na prática interessa conhecer as três componentes do deslocamento em diversas seções da barragem ao nível das fundações e do coroamento.

Ao nível da fundação as componentes planas X e Y podem ser obtidas a partir de pêndulos invertidos, fixados na rocha, a uma profundidade tal que possa ser considerada como referência indeslocável.

Ao nível do coroamento as componentes planas podem ser obtidas a partir de pêndulos regulares ou diretos fixados no coroamento.

Dentre todas as medições que são feitas, pode-se considerar esta como uma das principais, pois têm-se os deslocamentos absolutos em vários pontos da estrutura.

Os pêndulos diretos destinam-se a medir os deslocamentos horizontais relativos entre pontos da estrutura.

Os pêndulos invertidos determinam os deslocamentos de pontos, próximos ao contato concreto-rocha, em relação a pontos considerados fixos na fundação.

Para se calcular os deslocamentos absolutos dos outros pontos da estrutura é necessário fixar a base de menor cota, do pêndulo direto, o mais próximo possível da base de leitura do pêndulo invertido (figura 13.104).

O código para os pêndulos pode ser o que se segue:

PO-XXX-YY-ZZZ,ZZ RMTT.

PO = pêndulo direto ou invertido;
XXX = identificação da estrutura;
YY = número da base de leitura;
ZZZ,ZZ = cota em que se efetua a leitura;
RMTT = régua maior fixada em MO (montante), JU (jusante), DH (direito hidráulico), EH (esquerdo hidráulico).

O poço do pêndulo direto é formado, a partir do topo da galeria de menor cota, indo até a crista da barragem. O diâmetro interno do furo é normalmente de 600 mm, não devendo ficar a uma distância superior de 500 mm do seu eixo até a parede onde fica a base para leitura.

A forma do furo pode ser obtida através de tubos de concreto. Os pêndulos direto e invertido devem ser instalados em nichos apropriados isolados com portas de chapa metálica, evitando circulação de ar, para não falsear as leituras efetuadas.

O pêndulo direto é constituído de um fio de aço inoxidável de alta resistência, com diâmetro aproximado de 1 mm; um dispositivo de fixação do fio, um dispositivo de suspensão; um dispositivo de fixação do peso e o peso, com massa de aproximadamente 60 kg, dotada de quatro aletas para evitar rotações, mergulhado em óleo.

O fio é suspenso e enrolado a partir do eixo do dispositivo de suspensão e fixado através de duas peças que apertam o fio contra uma rosca.

O dispositivo de fixação do fio consta de uma placa, com uma ranhura na qual o fio entra e é mantido numa posição fixa através de um parafuso.

A fixação do fio ao dispositivo de suspensão do peso é semelhante ao de suspensão do fio.

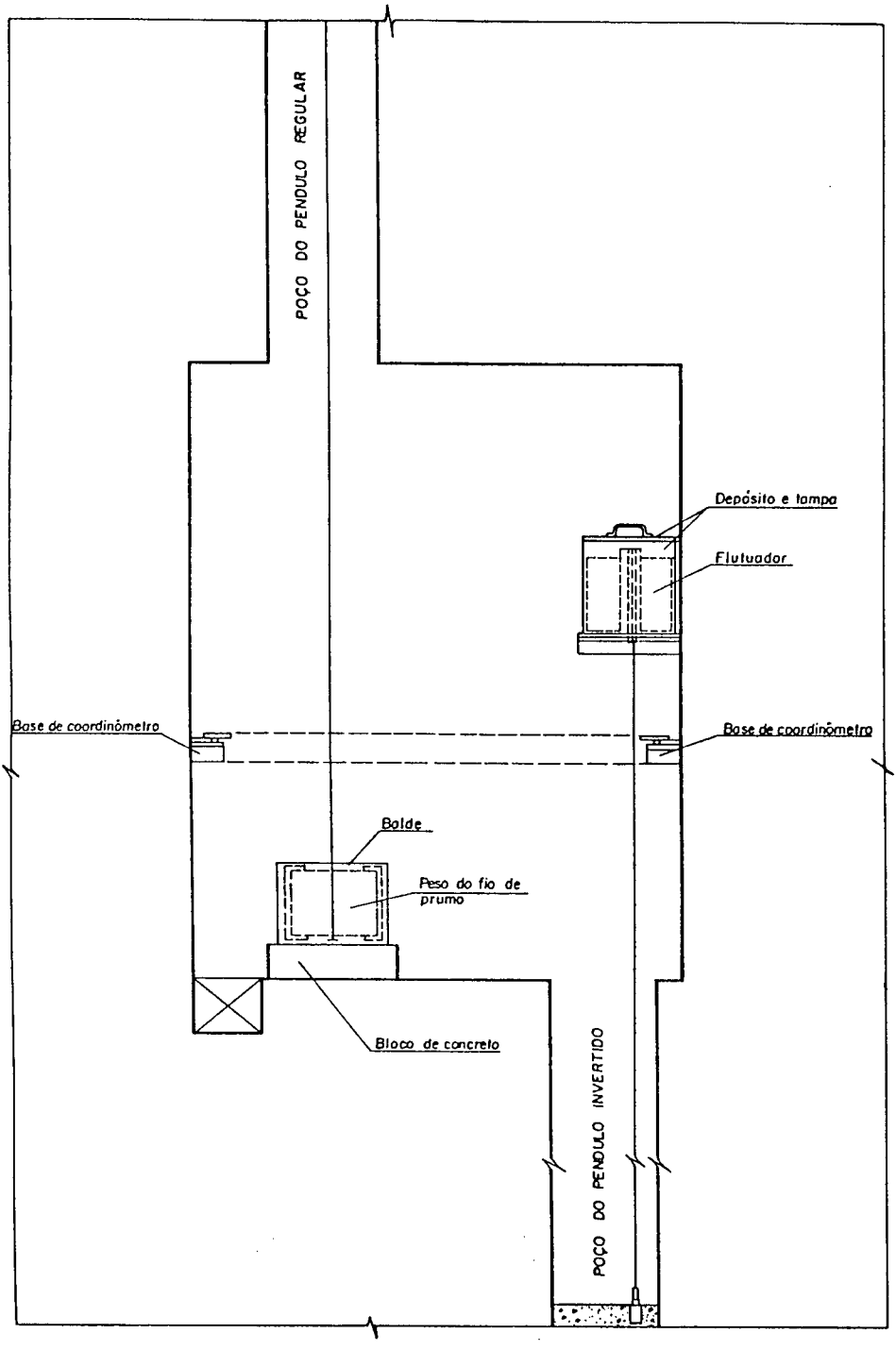


Figura 13.104 — Esquema de instalação dos pêndulos.

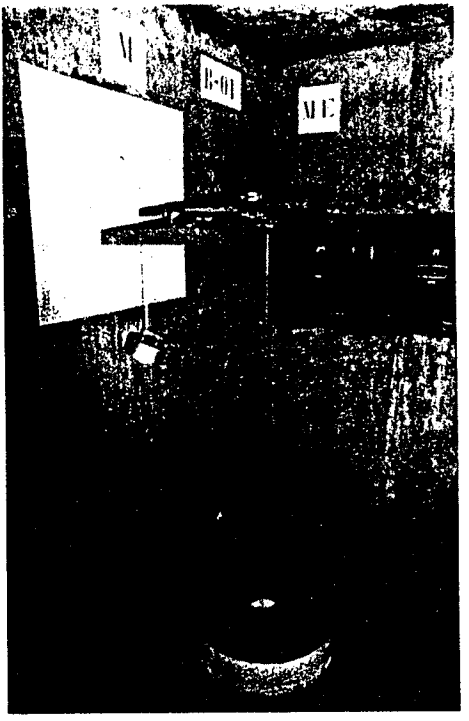


Figura 13.105 — Base de medida de um pêndulo localizada em local apropriado. Ver ao fundo as caixas seletoras de outros aparelhos e o sistema de identificação.

As leituras são efetuadas através de um coordinômetro (figuras 13.10, 13.11 e 13.106) fornecendo leituras em duas direções ortogonais, sendo uma paralela ao eixo da barragem e outra normal ao eixo.

Para a instalação do pêndulo invertido deve ser perfurado, a partir do contato concreto-rocha, um furo com diâmetro de aproximadamente 350 mm indo até um ponto que pode ser considerado fixo, ou seja, sem influência do campo de deformação da barragem.

Deixa-se, a partir do contato, um tubo que serve como guia quando começar a perfuração, com diâmetro aproximado de 600 mm.

Na ocasião da perfuração de Ø350 mm o desvio não deve ser maior do que 1,6 mm por metro.

O controle da verticalidade deve ser feito a cada metro perfurado.

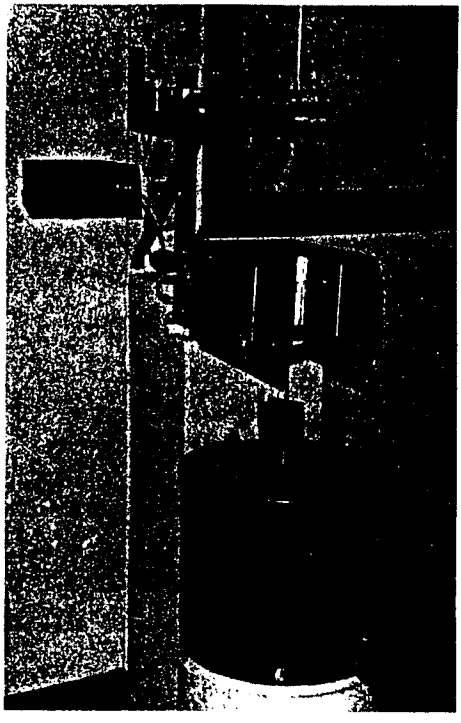


Figura 13.106 — Instalação de coordinômetros (ótico e fotocoordinômetro), vendo-se ainda o sistema digital de leitura do fotocoordinômetro, o fio do pêndulo e o tambor de óleo para amortecimento dos movimentos do pêndulo.

O pêndulo invertido consta de um flutuador com massa aproximada de 20 kg e um sistema de fixação superior, que são introduzidos em um reservatório cheio de óleo (figura 13.107).

O dispositivo de fixação do fio na parte inferior do poço é constituído de um corpo cilíndrico, com cerca de 8 kg. Para se fazer o chumbamento, escolhe-se, no desenho de acompanhamento da descida do revestimento, o ponto que esteja no centro da área útil.

Faz-se a injeção e desce-se o dispositivo no ponto.

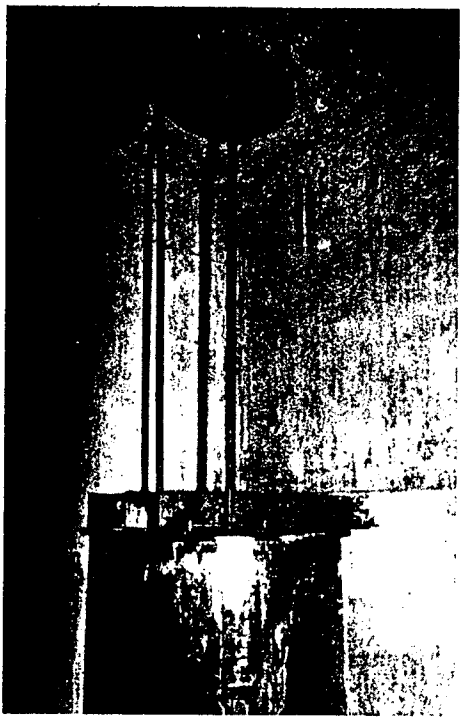


Figura 13.107 — Flutuador do pêndulo invertido instalado em uma galeria.

13.3.4 Operação do indicador de leituras de aparelhos tipo Carlson.

O indicador universal para leitura dos aparelhos tipo Carlson aqui exemplificado é o modelo CM-4F da Kyowa, e é mostrado na figura 13.66.

As leituras são feitas por ajuste de resistência, até que a agulha do galvanômetro estacione na posição zero.

A manutenção se resume em trocar as pilhas quando necessário e em uma limpeza periódica dos contatos, dos indicadores das resistências, com parafina.

O conjunto é contido em uma caixa de metal com dois fechos e uma alça para transporte a tiracolo.

No painel existem quatro décadas, um galvanômetro de agulha, um botão de ajuste da agulha, quatro terminais de ligação, um seletor e dois pinos.

O aparelho lê resistência de 0,01 Ω até 110,00 Ω e relações de resistência de 0,01% a 110,00%.

Para se usar o indicador CM-4F adequadamente, procede-se como segue:

Leitura do zero:

— Quando o seletor estiver na posição "Off" o ponteiro do galvanômetro está eletricamente protegido de danos mecânicos.

— Colocar o seletor em outra posição e zerar o ponteiro do galvanômetro usando o botão existente.

Verificação das baterias:

— Colocar o seletor na posição "Batt Check" e o primeiro pino da direita em Batt.

— O ponteiro do galvanômetro deve ficar na área marcada em vermelho. Caso isto não ocorra, substituir as pilhas.

Para conexão de medidores que não sejam termômetros de resistência, colocar o pino que está mais à direita para a posição "4 wire" e fazer corresponder as quatro entradas marcadas com B, R, G e W, com os condutores do cabo de cores B (black), R (red), G (green) e W (white), respectivamente.

— Para ligações de termômetros de resistência usar as entradas T_b, T_r, T_w, com o pino mais à direita em "Thermo".

Quando as leituras são tomadas de medidores com apenas três condutores, utilizar as entradas B, R e W, de tal modo que a entrada R, seja trazida para o ponto de união dos dois braços da ponte.

— Para a medida de resistência colocar o interruptor em "Resist" e o primeiro pino da direita em "Low." Zerar o galvanômetro usando os quatro indicadores de resistência. Antes do ajuste, colocar os indicadores de modo a dar uma leitura aproximada da resistência inicial, dado pelo medidor, evitando danos de um impacto brusco do ponteiro do galvanômetro.

Colocar o indicador direito para "High", e continuar zerando com os indicadores.

As leituras dos indicadores dão a medida da resistência em " Ω ".

— Para a medida da relação de resistência colocar o seletor, em "Rat" e o pino direito em "Low."

Zerar o galvanômetro com os quatro indicadores de resistência.

Colocar o pino em "High" e continuar zerando o galvanômetro com os indicadores de resistência.

As leituras dos indicadores de resistência apresentam a relação de resistência em %.

— Colocar o seletor em "Off" e os pinos na posição neutra quando as leituras não estão sendo efetuadas.

13.4 Cálculos e apresentação

13.4.1 Generalidades

O intenso desenvolvimento da eletrônica e da computação, bem como o conforto e vantagens que isso tem proporcionado, motivam a sua utilização nas diversas áreas.

A auscultação de obras, também, como não poderia deixar de acontecer, tem sido adaptada para o usufruto dessas vantagens.

Assim é que em um grande número de obras [67] [68] têm sido aplicados sistemas automáticos para leitura-processamento e análise das medidas obtidas pela instrumentação instalada na obra.

É o caso, exemplificando, do sistema proposto para a instrumentação da [68] barragem de Auburn — Sacramento — Califórnia, onde o esquema estabelecido levava em conta:

— importância de uma observação contínua, da segurança da estrutura;
— dificuldades de inspeções periódicas;
— rotina de trabalho;
— custo da equipe de leituras;
— mantenimento de equipe especializada;
— viabilidade e disponibilidade dos equipamentos eletrônicos.

O sistema foi projetado de modo a permitir, também, leituras manuais individualizadas, de acordo com a prática usual. Os dois processos podem ser integrados. Todos os dados são registrados de forma analógica e imediatamente transformados para a forma digital. Todos os dados são fornecidos, por cabo, à sala de medição por meio de telemedidores. Os receptores são acoplados a um minicomputador, na sala de medição. O minicomputador pode ser programado para auscultar todos os instrumentos e gravar uma fita ou outro processo. Pode, ainda, ser acoplado ao computador central de operação da usina ou ainda a um sistema centralizado de observações instalado em determinada parte do país.

Esses sistemas abreviam a distância entre o evento medido e a ação-resposta fruto da análise dos valores obtidos e calculados.

É importante, antes de se deixar para os sistemas computadorizados avaliarem a segurança da estrutura, que haja uma razoável compreensão dos valores medidos e calculados.

Desta forma, neste item procurar-se-á apresentar algumas rotinas de cálculos das grandezas medidas pelos instrumentos usualmente adotados na auscultação de estruturas de concreto.

13.4.2 Cálculos

13.4.2.1 Medidores de deformação no concreto

A determinação da tensão a partir da deformação em um material perfeitamente elástico, ou quando as tensões e deformações estão abaixo do limite elástico do material, pode ser expresso para o estado simples de tensão pela lei de Hooke (ver item 5.4):

$\sigma = E\varepsilon$ onde:
σ = tensão;
E = módulo de deformação;
ε = deformação específica.

É sabido entretanto como citado em 5.7.4, que o concreto possui a capacidade de rmação lenta, ou seja, deforma-se lentamente sob carga constante. Desta forma se erial é perfeitamente elástico, a deformação específica $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$ se observa ins- amente após a aplicação da carga e permanece estável ao longo do tempo. Su que ao se retirar a carga o material restabelece suas dimensões originais. Para o eto, passível de fluência, há [69] a necessidade de uma adaptação à expressão de Hooke, onde E' corresponde ao módulo de deformação do material com uma fluência, fazendo-se a correção para o módulo de deformação.

A figura 5.29 mostra graficamente o aumento de E e o decréscimo gradual da inclinação da curva à medida que aumenta a idade do concreto.

De acordo com o visto no item 5.7.4 as curvas de fluência podem ser representadas pela equação:

$$\varepsilon = \frac{1}{E'} + f(k) \ln (t+1)$$ sendo f (k) um coeficiente de fluência e l_n é logaritmo de base "e" (neperiano).

Qualquer variação na deformação $\Delta\varepsilon$, devido a uma variação em $\Delta\sigma$ é então expressa por:

$$\Delta\varepsilon = \Delta\sigma \left[\frac{1}{E'} + f(k) \ln (t + 1) \right].$$

Desta forma, tendo em mãos os valores de 1/E' e f (k) (ver item 5.7.4), é possível obter-se $\Delta\sigma$, para determinado intervalo de tempo a partir de $\Delta\varepsilon$.

Assumindo que há um módulo de elasticidade constante dentro de um pequeno intervalo de tempo e que se esse módulo for usado para cálculo de $\Delta\varepsilon$ no meio do intervalo, não há dúvida que se obterá um valor aproximado. Observa-se que essa precisão aumentará à medida que se reduzir o intervalo de tempo, o que, no limite, dará o valor exato. Esse módulo de elasticidade é designado por E_s, conhecido por módulo ("sustained") sob carga constante e define-se por

$$E_t = \frac{1}{1/E' + f(k)\, I_n\, (t + 1)}$$ e por conseguinte a expressão $\Delta\sigma = \Delta\varepsilon \cdot E_t$

é análoga à expressão da lei de Hooke para um material elástico.

A tensão, então, em um instante genérico (t), é a soma de todos os $\Delta\sigma$ anteriores àquela idade, e a deformação total é a soma de todas $\Delta\varepsilon$ até aquela data, o que pode ser expresso por

$$\varepsilon = \sum_{r=1}^{n} \Delta\varepsilon_1 = \sum_{r=1}^{n} \left[\frac{1}{E'_r} + f_r\,(k)\, I_n\, (t + 1) \right] \Delta\sigma_1$$

com r (número de intervalos) de "1" até "n".

Passando a situação de medidas a partir de uma roseta de extensômetros como mostrado na figura 13.64, tem-se que os extensômetros 01, 02, 03, 04 pertencem a um mesmo plano e (0513), (0524) formam dois triedros, triortogonais.

Admite-se então $I_1 = \varepsilon_1 + \varepsilon_3$ e

$I_2 = \varepsilon_2 + \varepsilon_4$ sendo

ε_i a deformação medida pelo medidor na direção i.

A origem escolhida para o cálculo e traçado dos diagramas de variação das deformações de uma dada roseta pode ser a época a partir da qual as diferenças $| I_1 - I_2 |$ tornam-se aproximadamente constantes, sendo:

$\varepsilon_1 = f\,(L - L_o) + (b - \alpha_c)\,(\theta - \theta_o)$ com

ε_i = deformações específicas medidas pelo extensômetro na direção i;
f, b = constantes dos aparelhos (ver itens 13.3.2.1 a 13.3.3.3);
L = relação de resistência elétrica em qualquer época;
L_o = relação de resistência elétrica na época inicial;
θ e θ_o = temperaturas na época das leituras L e L_o;
α_c = coeficiente linear de expansão térmica do concreto.

Dessa forma

$$I_1 - I_2 = (f_1 L_1 + f_3 L_3 - f_2 L_2 - f_4 L_4) - (f_1 L_{o1} + f_3 L_{o3} - f_2 L_{o2} - f_4 L_{o4})$$

como $I_1 - I_2 = Cte$

$$(f_1 L_1 + f_3 L_3 - f_2 L_2 - f_4 L_4) - (f_1 L_{o1} + f_3 L_{o3} - f_2 L_{o2} - f_4 L_{o4}) = Cte.$$

A época a partir da qual isso é verdadeiro é tomada como inicial. Uma das épocas tomadas como inicial para a origem dos cálculos das deformações é aquela quando o concreto atinge seu pico térmico, na estrutura.

O roteiro, então, para o cálculo de tensões e direções principais a partir de deformações lidas por extensômetros de uma roseta é o que se segue:

— Deformações lidas nos extensômetros

$\varepsilon_1 = f\,(L - L_o) + (b - \alpha_c)\,(\theta - \theta_o)$.

Esse cálculo é efetuado para todos os extensômetros da roseta e do balde corretor (atensorial).

— Correção das deformações registradas pelo extensômetro atensorial (para uma roseta de cinco braços).

$\varepsilon_1 - \varepsilon_6 = \varepsilon'_1$ isto é
$\varepsilon_1 - \varepsilon_6 = \varepsilon'_1$
$\varepsilon_2 - \varepsilon_6 = \varepsilon'_2$
$\varepsilon_3 - \varepsilon_6 = \varepsilon'_3$
$\varepsilon_4 - \varepsilon_6 = \varepsilon'_4$
$\varepsilon_5 - \varepsilon_6 = \varepsilon'_5$.

— Verificação e correção

$\varepsilon'_1 + \varepsilon'_3 = \varepsilon'_2 + \varepsilon'_4 =$ Cte, ou seja, verificação do primeiro invariante das deformações (a soma das deformações que atuam em duas direções quaisquer, perpendiculares entre si, é constante).

Essa correção é feita por:

$$\varepsilon'_1 + \varepsilon'_3 = I_1$$

$$\varepsilon'_2 + \varepsilon'_4 = I_2$$

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$$\Delta_1 = \frac{I - I_1}{2}$$

$$\Delta_2 = \frac{I - I_2}{2} \text{ sendo } \Delta_1 = -\Delta_2.$$

Se $I_1 > I_2$ adicionar a ε'_1 e ε'_3 o valor negativo do (Δ_1 ou Δ_2) e subtrair de ε'_2 e ε'_4 valor positivo de (Δ_1 ou Δ_2).

Se $I_1 < I_2$, faz-se o oposto do que foi dito acima.
Se $I_1 = I_2$ não será necessário fazer a correção.

Após esta correção ter-se-ão os valores de ε''_1, ε''_2, ε''_3, ε''_4 e ε''_5, sendo que o valor de ε''_5 será o mesmo de ε'_5.

— Correção devido ao coeficiente de Poisson.

Para se fazer esta correção é usada a expressão abaixo:

$$\varepsilon^*_1 = \frac{1}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad [(1 - \nu)\,\varepsilon''_1 + \nu\,(\varepsilon''_1 + \varepsilon''_4)].$$

Para o valor de $\nu = 0{,}20$, a deformação final na direção de cada aparelho será:

$$\varepsilon^*_1 = 1{,}11\,\varepsilon''_1 + 0{,}28\,(\varepsilon''_3 + \varepsilon''_5)$$
$$\varepsilon^*_2 = 1{,}11\,\varepsilon''_2 + 0{,}28\,(\varepsilon''_4 + \varepsilon''_5)$$
$$\varepsilon^*_3 = 1{,}11\,\varepsilon''_3 + 0{,}28\,(\varepsilon''_1 + \varepsilon''_5)$$
$$\varepsilon^*_4 = 1{,}11\,\varepsilon''_4 + 0{,}28\,(\varepsilon''_2 + \varepsilon''_5)$$
$$\varepsilon^*_5 = 1{,}11\,\varepsilon''_5 + 0{,}28\,(\varepsilon''_1 + \varepsilon''_3)$$

— Cálculo das tensões em função das deformações levando em conta a fluência do concreto.

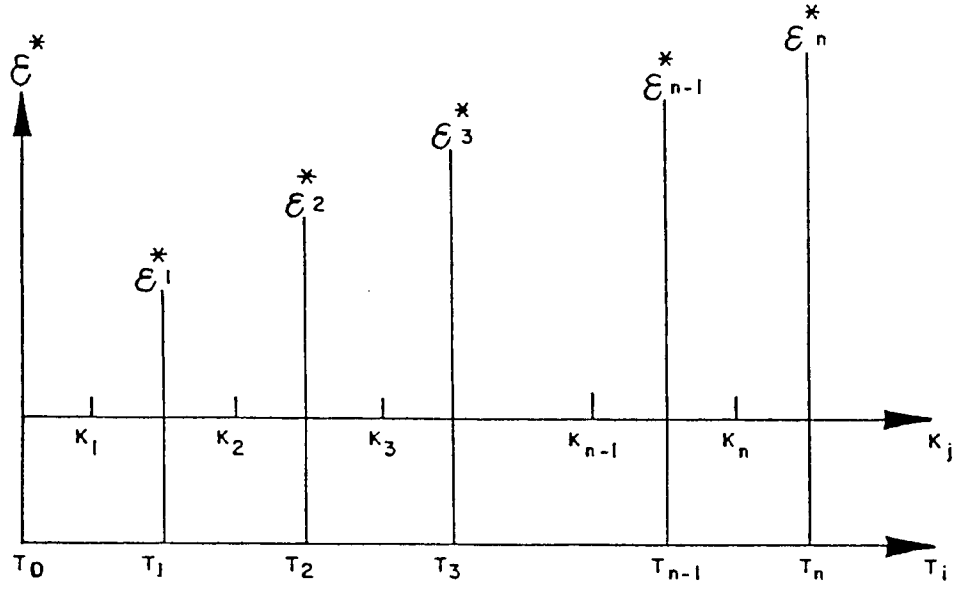


Figura 13.108 — Deformações em várias épocas.

— Variável t_i — designa as épocas em que são conhecidas as deformações ε^*_i

$t_j = \{T_0, T_1, T_2 \ldots \quad T_n - 1, T_n\}$

T_0 = época inicial escolhida para cálculo das deformações.

— Variável k_j — designa as épocas em que são dados os acréscimos de tensão $\Delta\sigma_j$.

A época k_j está no meio da época t_{j-1} e t_j, isto é, k_j é igual a $(t_{j\ 1}) \div 2$, para $j > 1$

$k_j = \{k_1, k_2 \ldots k_{n\ 1}, k_n\}$

— Expressão geral de cálculos dos acréscimos de tensão (método da sobreposição de efeitos)

$$\Delta\sigma_n = [E\ (k_n)^{-1} + f\ (k_n)\ .\ l_n\ \ (1 + t_n - k_n)]^{-1} x$$

$$x \left\{ \varepsilon^*_n - \left[\sum_{j=1}^{n-1} \frac{\Delta\sigma_j}{E(k_j)} + \sum_{j=1}^{n-1} \Delta\sigma_j\ .\ f(k_j)\ .\ l_n\ (1 + t_n - k_j) \right] \right\}$$

sendo:

— $E\ (k_j)$ = módulo de elasticidade na época k_j;
— $f(k_j)$ = coeficiente de fluência na época k_j;
— l_n = logaritmo neperiano;
— k_n = época que se está calculando o acréscimo $\Delta\sigma_n$;
— ε^*_n = deformação correspondente à época t_n;
— $j = \{1, 2, 3 \ldots \quad n-1\}$;
— $n = \{1, 2, 3 \ldots\}$;
— $j \leqslant n-1$.
— Cálculo das ordenadas da curva de tensão nos pontos k_n.

$$k_n \rightarrow \sigma \quad (k_n) = \sum_{j=1}^{n} \Delta\sigma_j$$

— Cálculo das ordenadas da curva de tensão em uma época qualquer.

— Fazer uma regressão polinominal com três pontos σ_k anteriores e três pontos posteriores.

— Se a época for inferior a k_3, contar quantos k existem à esquerda e completar com os k da direita, até seis valores de k.

— Estabelecer correspondência entre a data e as variáveis t_i e k_j (hora, dia, mês e ano).

— Cálculo das tensões principais e direções principais. Para efetuar estes cálculos deve ser adotado um terceto qualquer formado por três extensômetros dos quatro pertencentes ao plano do fluxo em uma roseta (1, 2, 3, 4 da figura 13.64). A condição para estabelecer um terceto é que dois extensômetros sejam normais entre si e o terceiro forme um ângulo de 45° com qualquer um dos dois primeiros.

Abaixo é fornecido um exemplo teórico para estes cálculos usando-se o terceto 1, 2, 3, escolhido ao acaso.

Cálculo de σ_c

$$\sigma_c = 0{,}5\ (\sigma_3 + \sigma_1)$$

— Cálculo do raio

$$R = \sqrt{(\sigma_3 - \sigma_c)^2 + (\sigma_c - \sigma_2)^2}$$

— Cálculo das tensões principais

$$\sigma_I = \sigma_c + R$$

$$\sigma_{II} = \sigma_c - R$$

$$\sigma_{III} = \sigma_5$$

— Cálculo do ângulo

$$\text{tg } 2\psi = \frac{\sigma_c - \sigma_2}{\sigma_3 - \sigma_c}, \text{ se}$$

$\sigma_3 - \sigma_c > 0$

$\text{tg } 2\psi > 0$ a direção de σ_I encontra $\psi°$ no sentido anti-horário a partir do extensômetro 3.

$\text{tg } 2\psi < 0$ a direção de σ_I encontra $\psi°$ no sentido horário a partir do extensômetro 3.

$\sigma_3 - \sigma_c < 0$

$\text{tg } 2\psi > 0$ a direção de σ_I encontra $(90 - \psi)°$ no sentido horário a partir do extensômetro 3.

$\text{tg } 2\psi < 0$ a direção de σ_I encontra $(90 - \psi)°$ no sentido anti-horário a partir do extensômetro 3.

$\sigma_3 - \sigma_c = 0$

A tensão σ_{II} atua na direção do extensômetro 2.

A direção da outra tensão principal é normal à calculada acima.

A referência [70] apresenta uma série de exemplos de cálculos para instrumentos de auscultação de obras de concreto.

13.4.2.2 Medidores de abertura de juntas

Os cálculos para determinar a abertura de juntas através das leituras com os instrumentos elétricos tipo Carlson são feitos a partir da expressão:

$\Delta A = (L - Lo)\ f$ sendo

ΔA = deslocamento em determinada época;

L = leitura efetuada em determinada época;

Lo = leitura inicial;

f = constante de calibração (ver item 13.3.2.1).

O deslocamento negativo indica fechamento e o positivo, abertura.

Cálculos dos deslocamentos a partir das leituras dos alongâmetros (ver item 13.3.3.7).

O bloco da esquerda é considerado fixo (ver figura 13.109) sendo o deslocamento, no sentido de Y, positivo para a abertura e deslocamento, no sentido de X, positivo para um recuo (piso) ou abaixamento (parede).

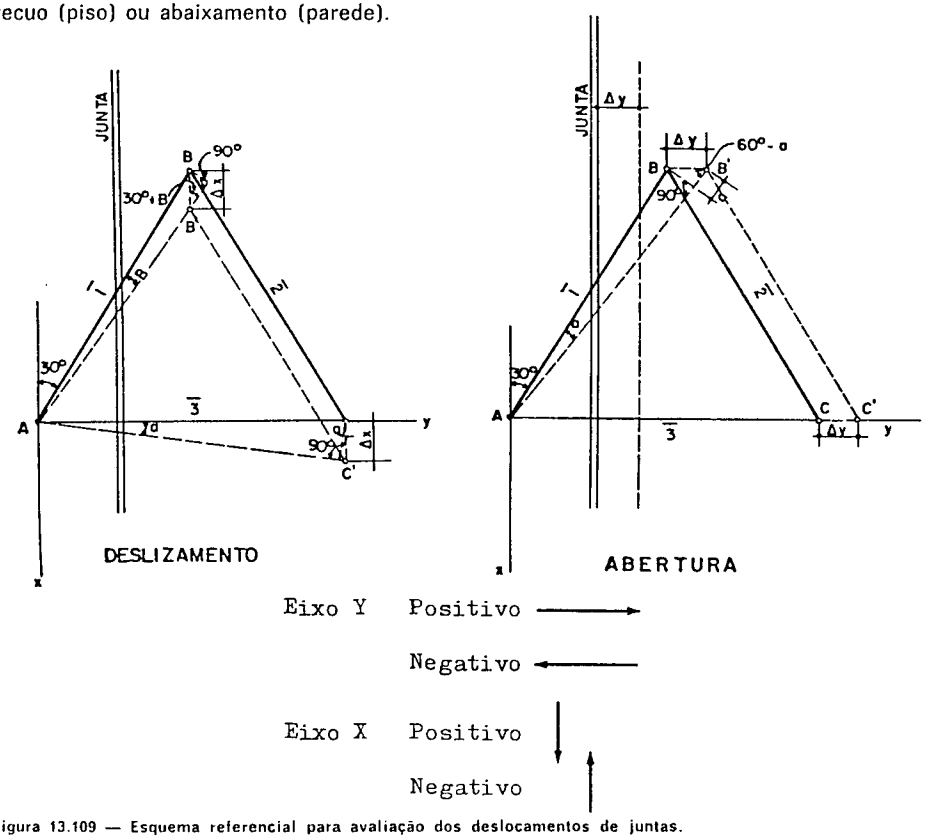


Figura 13.109 — Esquema referencial para avaliação dos deslocamentos de juntas.

A equação matricial para cálculo é a que segue:

$$\begin{bmatrix} \Delta Y \\ \Delta X \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -2/\sqrt{3} & \sqrt{3}/ \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta 1 \\ \Delta 3 \end{bmatrix}$$

Sendo:

$\Delta = (l_{bj} - l_{Ij}) - (l_{bi} - l_{Ii}) = (l_{bj} - l_{bi}) - (l_{Ij} \quad _{Ii})$ sendo:

l_{bj} = leitura na base à época j;
l_{Ij} = leitura no ínvar (padrão) à época j;
l_{bi} = leitura na base à época inicial;
l_{Ii} = leitura no ínvar à época inicial.

13.4.2.3 Medidores de tensão no concreto

O cálculo para determinação da tensão no concreto, a partir das leituras dos tensômetros tipo Carlson (item 13.3.3.8) pode ser feito (para cada direção de instalação) a partir da expressão.

$\sigma_c = f\,(L - L_o), - [(80\ ef/ed + b - \alpha_c) \times 10^{-6}] \times 0{,}07\ E, \times [\ \theta - \theta_o]$

onde

f_1 ... nstantes de calibração;

L = leitura da relação de resistência em qualquer época;

L_o = leitura da relação de resistência na época inicial;

α_c = coeficiente linear de expansão térmica do concreto;

E_t = módulo de elasticidade sob carga mantida (Sustained load);

e_f = espessura da película de mercúrio;

e_d = espessura do diafragma;

θ e θ_o = temperaturas na época das leituras L e L_o.

13.4.2.4 Medidores de temperatura do concreto

A temperatura do concreto a partir de termômetros tipo Carlson é facilmente obtida pela expressão citada em 13.3.3, ou seja, $\theta\,(°C) = [(R_1 + R_2) - R_0] \times \beta$

sendo

θ = temperatura do concreto em qualquer época;

R_1 e R_2 = valor das resistências elétricas na época da leitura;

R_0 = valor da resistência elétrica 0°C.

β = constante de calibração da temperatura (ver item 13.3.3.2).

13.4.2.5 Medidores de tensão na armadura

A tensão na armadura, medida pelos tensômetros de armadura tipo Carlson pode ser calculada a partir de:

$$\sigma = [f\,(L - L_o) + (\theta - \theta_o)\,b] \frac{S_m}{S_b} \text{ onde:}$$

σ = tensão na armadura;

S_m = área da seção transversal do medidor;

S_b = área da seção transversal da barra.

As demais variáveis e constantes foram citadas em 13.4.2.3.

13.4.2.6 Deslocamentos pendulares

A expressão geral de cálculo do acréscimo de deslocamento pendular entre duas épocas, pode ser:

$\Delta R = C\,(l_j - l_i)$ sendo:

ΔR = acréscimo de deslocamento;

C = coeficiente (+1 ou −1).

$l_j = (lf_j - l_{cj})$, ou seja, a leitura no fio menos a leitura no cone em uma época j.

$l_i = (lf_i - l_{ci})$, leitura no fio menos a leitura no cone em uma época i.

Os valores de C (+1 ou −1) são calculados de acordo com o posicionamento da régua maior do coordinômetro, do tipo de pêndulo e como considerado positivo o deslocamento entre montante e jusante e/ou margem direita e esquerda.

As figuras 13.110 e 13.111 mostram o deslocamento de um pêndulo direto e de um invertido.

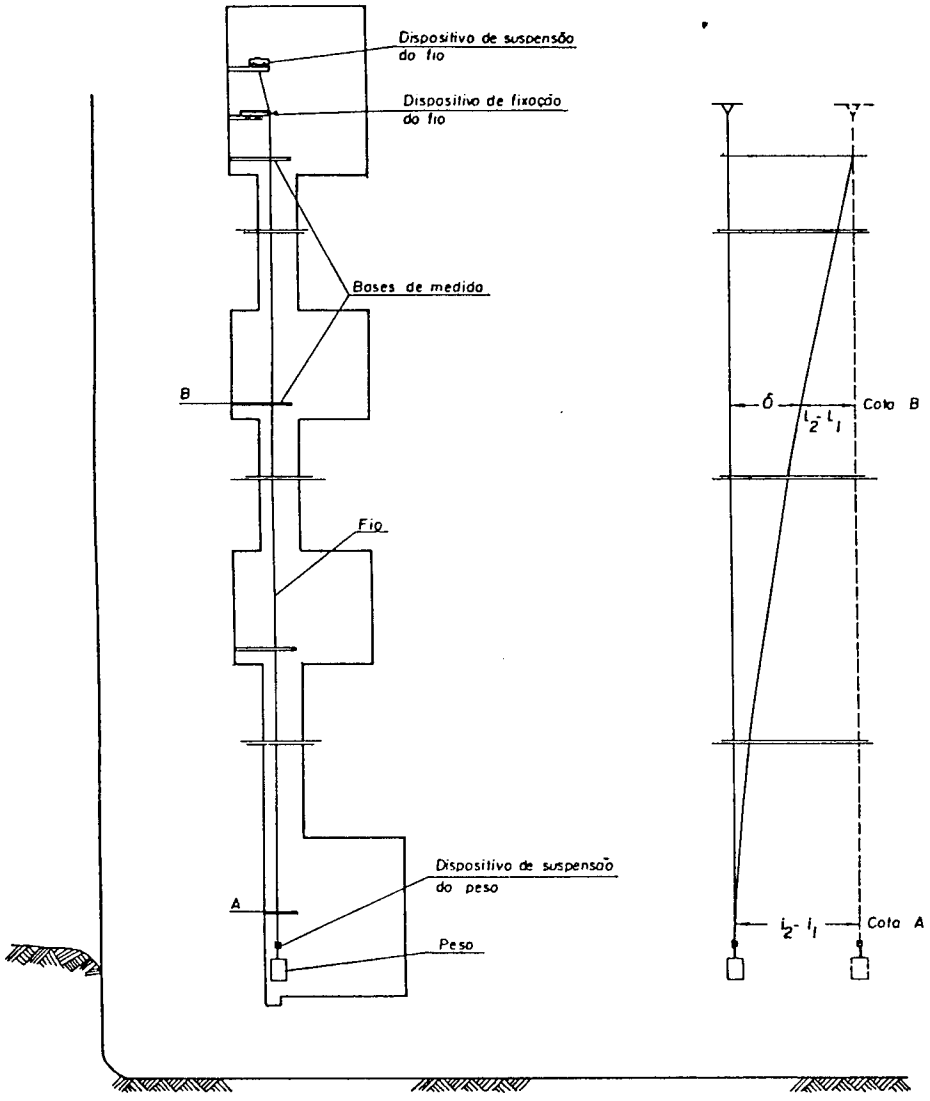
A expressão geral acima citada pode se dividir, caso se esteja calculando deslocamentos radiais ou tangenciais, e deslocamentos absolutos ou relativos. Assim sendo, mostra-se abaixo o resumo das expressões que são usadas.

— Deslocamento radial;

— Deslocamento relativo radial.

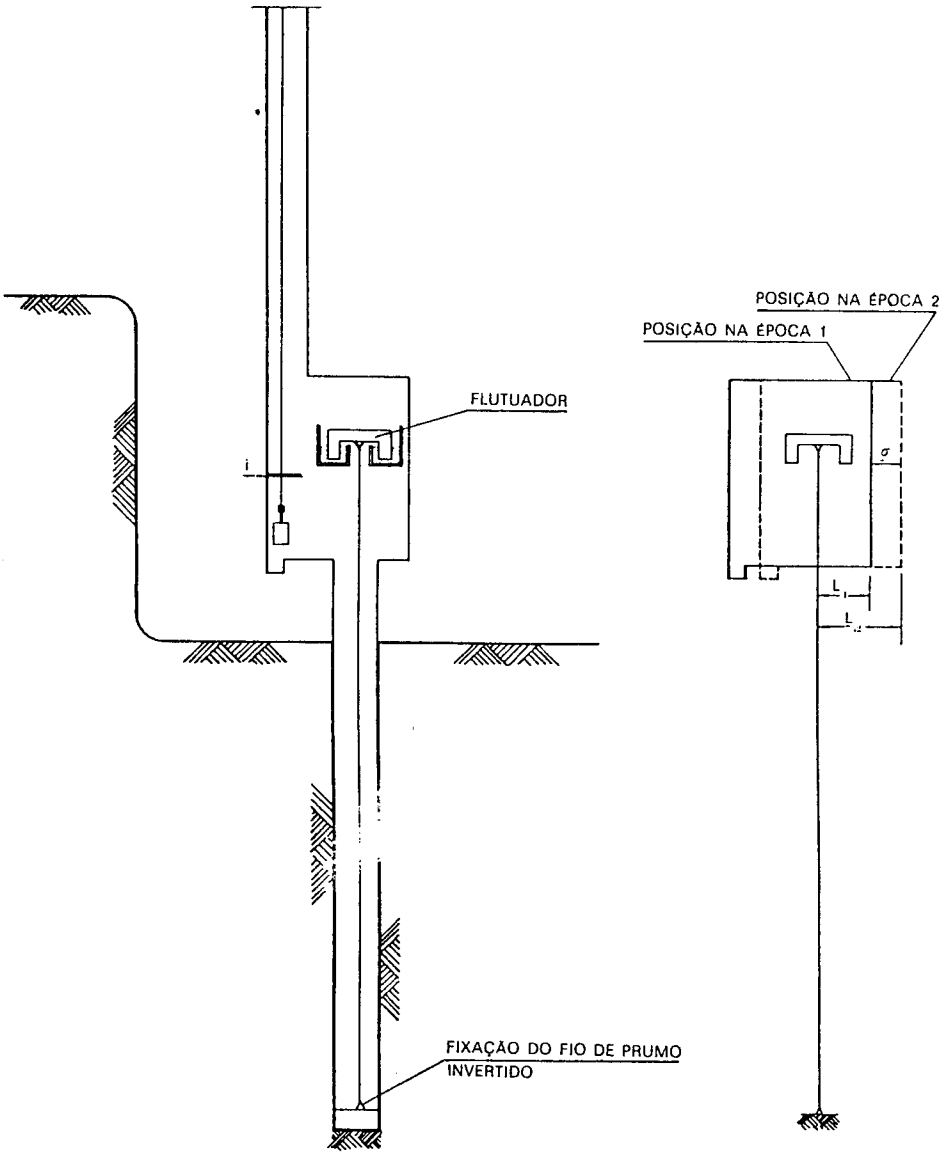
$\Delta R_1 = C_r\,(l_j - l_i)$ do ponto mais alto — crista.

$\Delta R_2 = \Delta R_1 - C_r\,(l_j - l_i)$ (de pontos intermediários).



$$\delta_B = (i_2 - i_1) - (l_2 - l_1)$$

Figura 13.110 — Deslocamento medido pelo pêndulo regular.



$$\sigma = L_2 - L_1$$

Figura 13.111 — Deslocamento medido pelo pêndulo invertido.

— Deslocamento absoluto radial.

$\Delta R_3 = l_r (l_1 - l_i)$ (de pontos com bases de leitura em pêndulo invertido).

$\Delta R_4 = \Delta R_2 + \Delta R_3$ (de pontos intermediários com bases de leituras em pêndulo direto).

$\Delta R_5 = \Delta R_1 + \Delta R_3$ (do ponto de fixação do pêndulo direto).

— Deslocamento tangencial. As fórmulas são as mesmas trocando-se apenas l_r por l_t e l_r por C_t.

— Cálculo dos valores de C_r e C_t (extraído de [70]). Considera-se como positivo o deslocamento de montante para jusante e margem esquerda para a margem direita. O cálculo pode ser feito como ilustra a figura 13.112, e resumido abaixo.

Desloc. Radial		Desloc. Tang.		Localização
Pêndulo Direto	Pêndulo Invertido	P.D.	P.I.	
+ 1	− 1	− 1	+ 1	margem direita
− 1	+ 1	+ 1	− 1	margem esquerda
+ 1	− 1	+ 1	− 1	montante
− 1	+ 1	− 1	+ 1	jusante

— Resumo dos valores de C_r e C_t citados

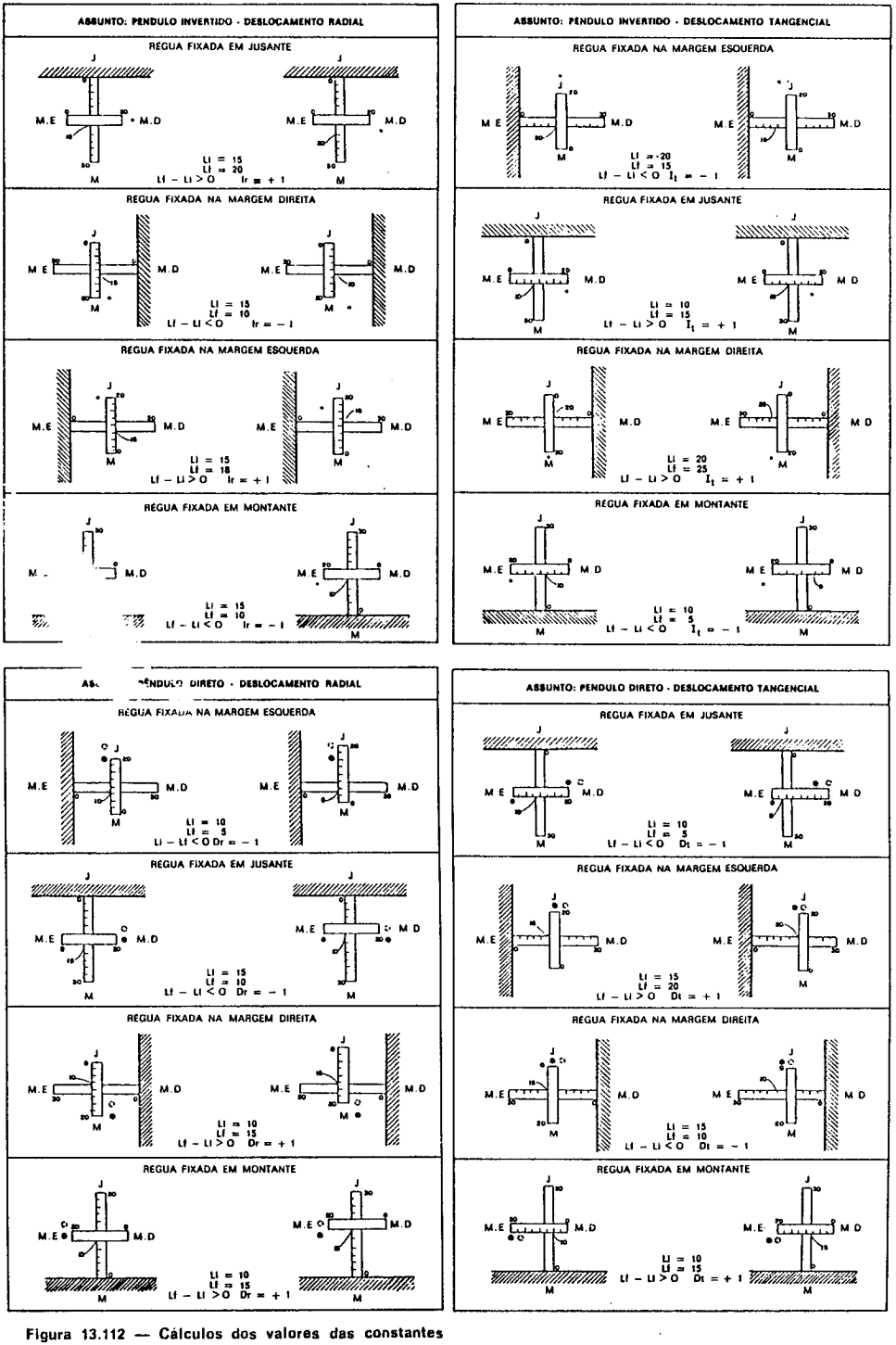


Figura 13.112 — Cálculos dos valores das constantes

13.4.3 Apresentação dos valores

A apresentação dos dados obtidos pelos instrumentos de auscultação pode ser feita desde por simples tabelas ou gráficos, e até por sistemas computadorizados.

Um dos tipos de apresentação, e que pode ser citado como exemplo, é o que foi adotado pela Itaipu Binacional, onde as informações lidas nos aparelhos eram passadas a um computador que as processava. Os valores calculados eram relatados por um diagrama traçado pelo próprio computador.

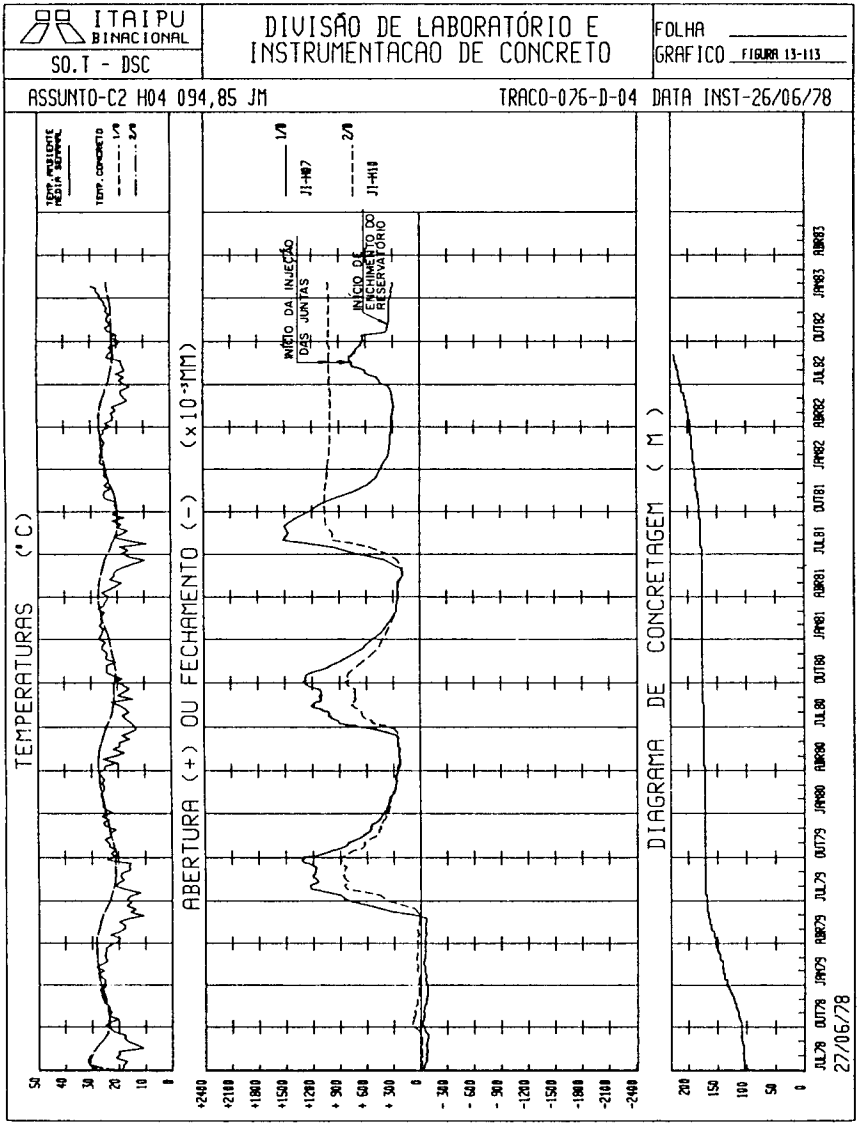


Figura 13.113 — Exemplo para apresentação — Medidor de abertura de junta

As constantes de cada aparelho eram previamente fornecidas e armazenadas no computador, fazendo-se um cadastramento. A partir da instalação de cada um dos aparelhos a memória do computador era acionada dando os valores cadastrados para cálculo com as leituras fornecidas.

As figuras 13.113 a 13.115 [71] mostram os comportamentos de medidores de junta Carlson de três blocos típicos da estrutura de controle de desvio de Itaipu (durante o período de construção).

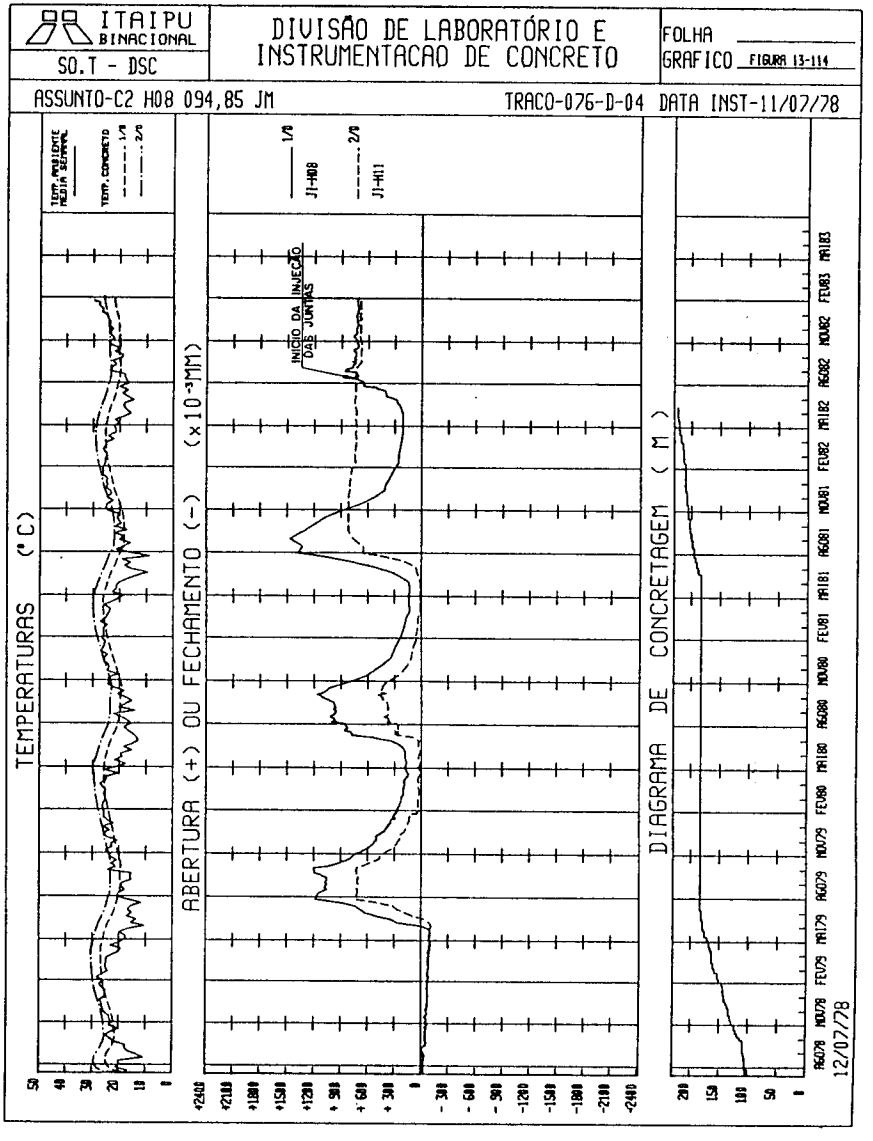


Figura 13.114 — Exemplo para apresentação — Medidor de abertura de junta

Pode ser notada a identificação adotada de acordo com o sugerido na figura 13.64.

Os medidores mostraram:

— A abertura da junta de contração em dois períodos de instalação (junho/79 — outubro/79 e junho/80 — outubro/80), evidenciando a ação do abaixamento da temperatura do concreto;

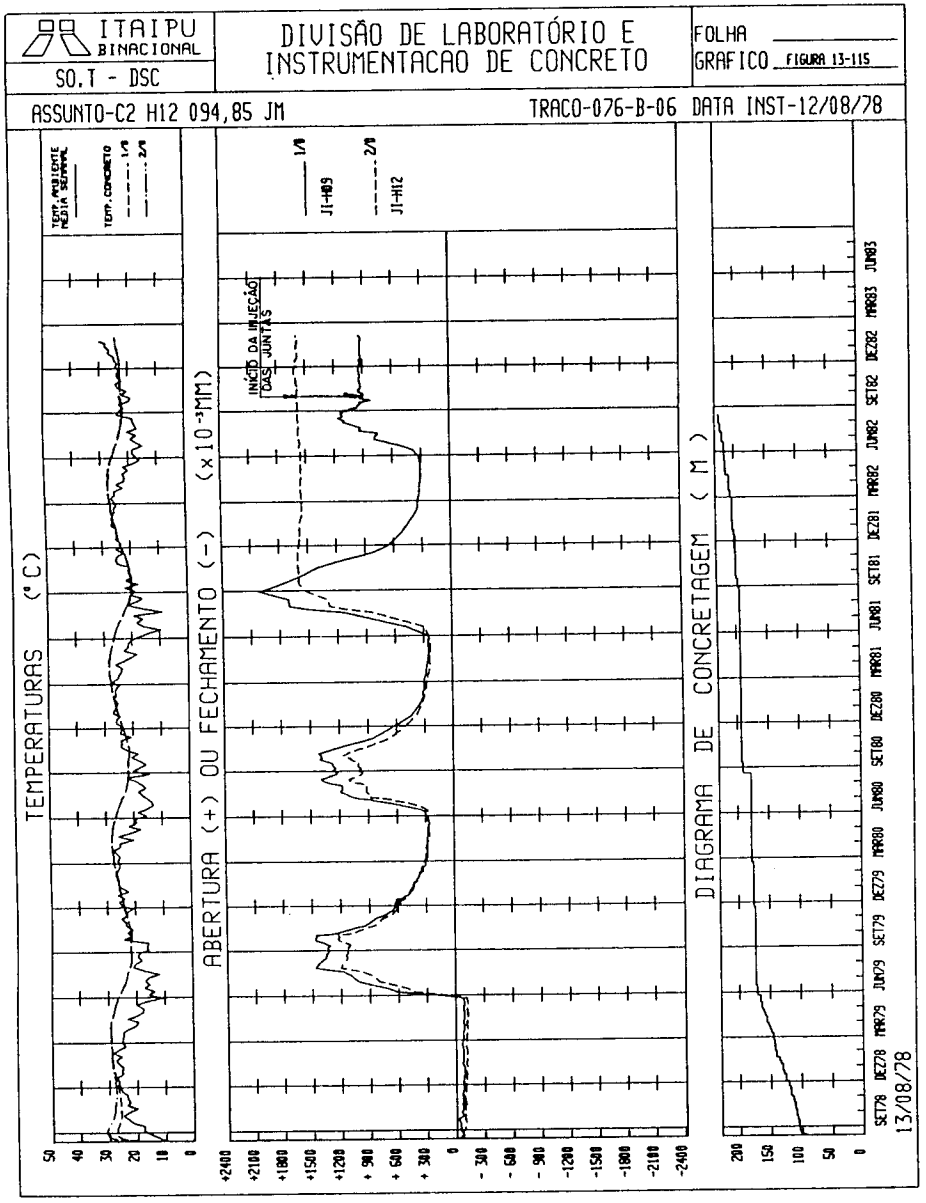


Figura 13.115 — Exemplo para apresentação — Medidor de abertura de junta

— A recuperação das deformações;
— A proximidade dos valores para blocos idênticos.

A figura 13.116 ilustra o movimento de uma junta de contração, observado através do uso de bases de alongâmetros, sendo também notada:

— A ação de temperatura na movimentação da junta;
— A recuperação das deformações;

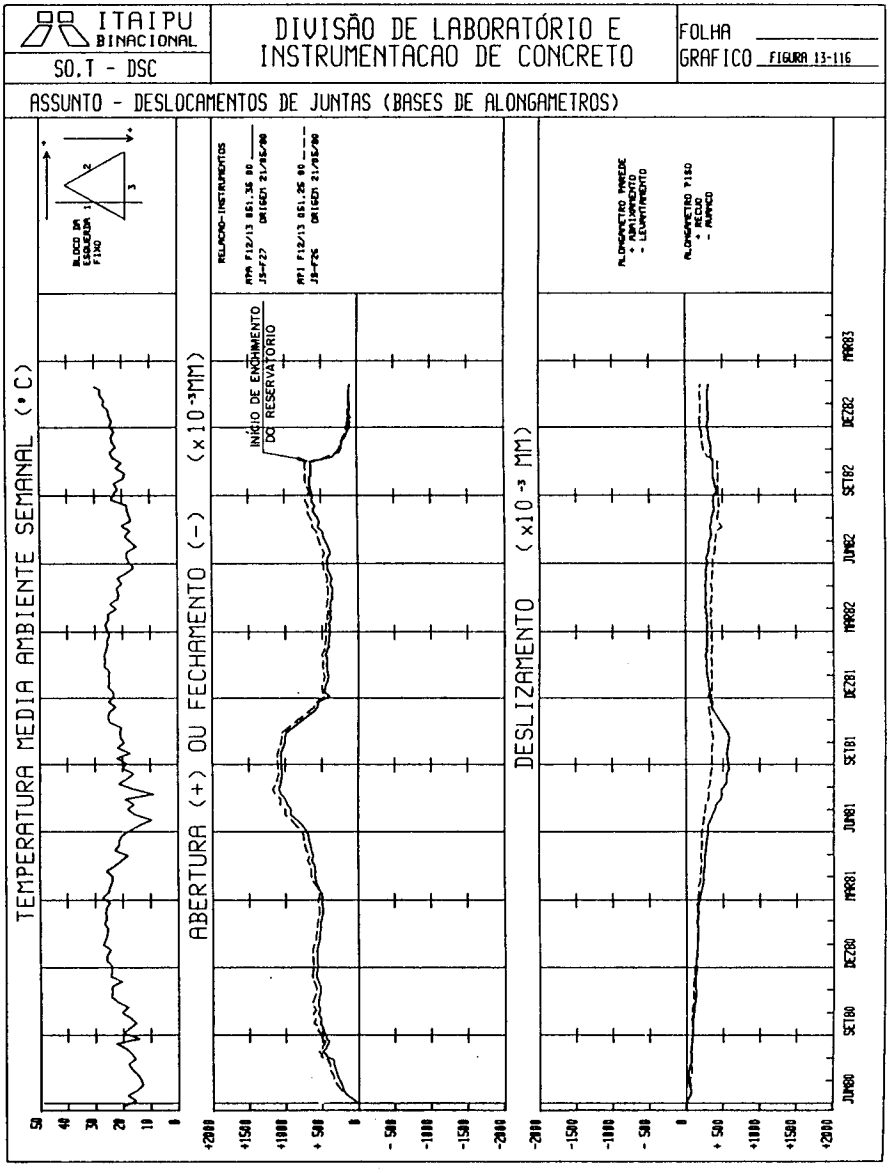


Figura 13.116 — Exemplo para apresentação — Deslocamentos a partir de bases de alongâmetro

— Semelhança dos movimentos.

A figura 13.117 ilustra o histórico da temperatura do concreto de nomenclatura 152 EO2 [11] (Itaipu Binacional) mostrando:

— o abaixamento lento a partir do pico térmico.

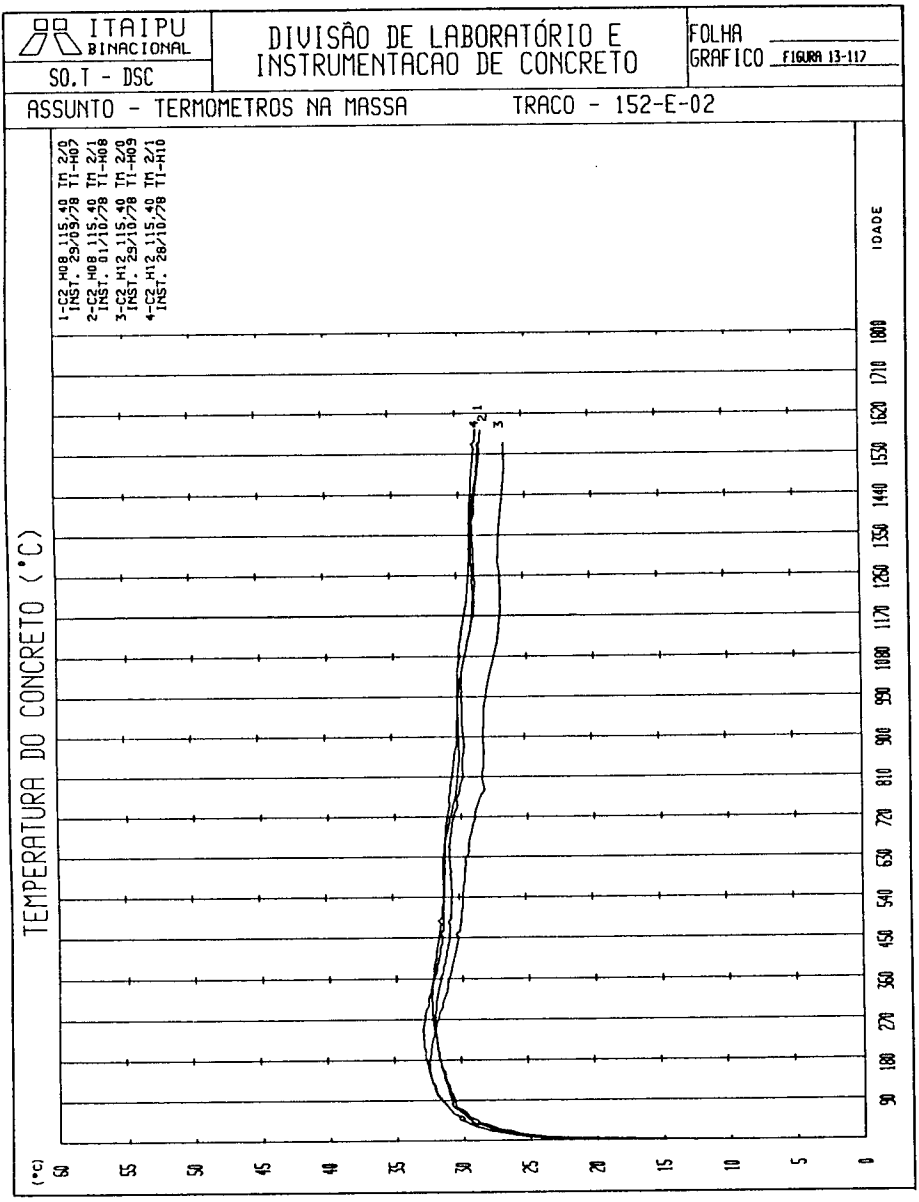


Figura 13.117 — Exemplo para apresentação — Temperaturas

13.4.4 Análise e Interpretação

A quantidade de informações fornecidas pela instrumentação de observação de obras deve ser analisada e interpretada de maneira a se permitir avaliar a realidade da segurança estabelecida ou para se adotar medidas corretivas.

Para a análise e interpretação dos valores obtidos na auscultação de estruturas, vários métodos têm sido desenvolvidos, sendo que um deles é descrito em [72] "Interpretação quantitativa dos fenômenos medidos no vertedouro da barragem de Ilha Solteira" que possibilita não só a quantificação do efeito de cada solicitação no valor da medida, mas também auxilia na previsão de limites práticos para os valores medidos, levando em consideração o histórico das observações efetuadas. Isto possibilita uma comparação permanente entre esses valores e os calculados, permitindo detectar qualquer anomalia no comportamento da estrutura. Além disso, possibilita o estabelecimento de limites de advertência para o conjunto de medidas.

14 Referências bibliográficas

1 — Notas Técnicas para Controle e Inspeção do Concreto — Francisco Rodrigues Andriolo — dezembro 1976 — Itaipu Binacional.
2 — Documento Rilem em 7.1.1.128 — Revista Materiaux et Constructions — maio/junho — 1970.
3 — C-04/74 — Ensaios de Arrancamento — Verificações Iniciais sobre o Método — Cesp — Ilha Solteira.
4 — Recommended Practices for Welding Reinforcing Steel American Welding Society.
5 — ACI — SP-46 — Proportioning Concrete Mixes.
6 — ACI — Standard — 214 — Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete.
7 — C-03/77 — Concreto com Variação na Porcentagem de Ar Incorporado — Itaipu Binacional.
8 — Concretos para a Obra da Usina de Água Vermelha — Bento Carlos Sgarboza e Francisco Rodrigues Andriolo — Cesp — Ilha Solteira.
9 — Concrete Manual — Bureau of Reclamation U.S. Department of Interior.
10 — C-33/79 — Resistência à Tração de Concretos da Obra de Itaipu — Itaipu Binacional.
11 — RE-01/80 — IV Resumo do Controle Tecnológico do Concreto — Itaipu Binacional.
12 — C-20/75 — Ensaios Triaxiais em Concretos — Estudos Iniciais — Cesp — Ilha Solteira.
13 — C-38/81 — Estudos de Concretos Submetidos à Compressão Triaxial — Itaipu Binacional.
14 — Causes and Control of Cracking in Unreinforced Mass Concrete — ACI — Journal — July/1979 — Carlson — Houghton — Polivka.
15 — RE-01/81 — V — Resumo do Controle Tecnológico do Concreto — Itaipu Binacional.
16 — Aspectos das Construções de Concreto da Itaipu Binacional — Ademar Sonoda — Francisco Rodrigues Andriolo.
17 — C-37/81 — Estudo das Propriedades Térmicas do Concreto de Itaipu — Itaipu Binacional.
18 — CRD-C-34/48 — Method of Calculation of Unilateral Flow of Heat From Concrete — Corps of Enginners — U. S. Army.
19 — RE-01/79 — Orientações para o Controle do Transporte, Lançamento, Adensamento e Cura do Concreto-Massa — Ideval Betiolli — Itaipu Binacional.
20 — ACI-309-72 — Recommended Practice for Consolidation of Concrete.
21 — CRD-C-521/78 — Standard Test Method for Frequency and Amplitude of Vibrators for Concrete — Corps of Engineers — U. S. Army.
22 — C-10/80 — Controle de Adensamento do Concreto-Massa — Itaipu Binacional.
23 — Método de Concretagem das Chavetas da Fundação da Barragem Principal de Itaipu — XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens — 1981 — I. Betiolli — L. Scandiuzzi — A. Sonoda.
24 — Concreto com Fibras de Aço para Combate aos Efeitos de Alta Velocidade D'Água — XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens — 1980 — Roberval F. Silva — Luercio Scandiuzzi.
25 — Introdução de Canaletas de Aeração e Uso de Técnicas Especiais de Concretagem no Projeto e Construção do Vertedouro da Usina de Emborcação — XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens — 1981 — Fabiano C. — Adailton S. P. — Fabio F. G.
26 — Abrasion Resistance of Concrete — ACI — Journal September-October/81 — Liu.
27 — Cura Térmica de Elementos Estruturais Pré-Moldados na Construção da Hidrelétrica de Tucuruí. Ibracon — 1981 — F. G. Holanda e Gustavo R. Lobo.
28 — Produção Industrial de Peças Pré-Moldadas Curadas a Vapor — XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens — 1980 — J. A. Braga e Luercio Scandiuzzi.
29 — Protensão e Injeção dos Pilares do Vertedouro de Superfície de Ilha Solteira — 1975 — M. H. G. — Pagnano, F. R. Andriolo — Cesp — Ilha Solteira.
30 — C-30/81 — Injeção de Resina Epoxídica na Barragem Lateral Direita — Itaipu Binacional.
31 — C-13/78 — Verificação do Sistema de Injeção para Juntas de Contração Longitudinais da Estrutura de Desvio — Itaipu Binacional.
32 — C-40/80 — Reensaio de Simulação de Injeção de Juntas de Contração — Itaipu Binacional.
33 — RE-01/82 — VI Resumo do Controle Tecnológico do Concreto.
34 — Control of Cracking in Mass Concrete Structures — Bureau of Reclamation — U. S. Department of Interior.
35 — O Controle das Tensões Térmicas em Concreto-Massa de Grandes Barragens pelo Método dos Elementos Finitos e suas Repercussões sobre as Modernas Tecnologias de Construção — Ibracon — 1974 — H. Eckschmidt — Emerson T.
36 — Refrigeração do Concreto na Construção da Hidrelétrica de Tucuruí — Ibracon/1981 — F. G. Holanda — Gustavo R. Lobo V. — Wanderley G. Correa.
37 — ACI — Committee-207 — Mass Concrete for Dams and other Massive Structures — ACI-Manual of Concrete Practice — 1980 — Part. I.

38 — Sistemas de ...eração e Isolan ... Concreto-Massa — ACI — Journal — Julho/1979.
39 — Rapid Consti ... of Concrete Dams ...gineer Foundation Conferences — Asilomar — March — 197...
40 — Rolled Concrete for Dams — Construction Trials Using High Fly Ash Content Concrete.
41 — Feasibility Study of no Slump Concrete for Mass Concrete Construction.
42 — Roller Compacted Concrete Studies at Lost Creek Dam.
43 — Proposed New Technique for Construction on of Concrete Gravity Dam.
44 — A Study of Dry Lean Concrete Applied to the Construction of Gravity Dams.
45 — An Investigation into the Engineering Characteristics of Dry Lean Concrete with Reference to its Use in the Construction of Gravity Dams.
46 — Rolled Dry Lean Concrete Gravity Dam.
47 — Rolled Dry Lean Concrete Applied to fill Construction of Dams.
48 — The Outline of Design of Gravity Dams.
49 — Rationalised Work Performance of a Concrete Dam.
50 — RCD Concrete for Shimajigawa Dam.
51 — Design and Construction of a Concrete Gravity Dam on a Weak Bedrock.
52 — Trial of Lean Rolled Concrete at the Tamar Treatment Works.
53 — Bellefonte Nuclear Plant — Test for Compaction of no Slump Concrete Next to Formwork — Report I.
54 — Bellefonte Nuclear Plant — Report II.
55 — Bellefonte Nuclear Plant — Roller Compacted Concrete — Summary of Concrete Placement and Evaluation of core Results.
56 — Bellefonte Nuclear Plant — Evaluation of Core Results.
57 — Roller Compacted Concrete — ACI — Committee 207.
58 — Tarbela Rescue: 380.000 m³ Plug Beats the Flood.
59 — IRC Wins Race to Project Tarbela's Eroded Plunge Pool.
60 — O Empreiteiro n.° 125 — julho/1978
61 — Concreto Adensado com Rolo Vibratório — XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens — Rio de Janeiro. F. R. Andriolo — I. Betiolli — L. Scandiuzzi.
62 — Rollcrete, Concreto do Futuro — Ibracon — julho/1981. Humberto R. G. — F. G. Holanda.
63 — Manual Prático da Impermeabilização e de Isolação Térmica.
64 — Basic Steps of a Concrete Repair Program — Joseph J. Waddell — ACI. Compilation n.° 5 — Concrete Repair and Restoration — September/80.
65 — C-21/82 — Análise do Desempenho do Foto-Coordinômetro Digital — Itaipu Binacional.
66 — Avaliações de Compressões Instaladas em Estruturas de Concreto, através de Tensômetros Elétricos — XVII S.N.G.B. — 1980 — Gustavo R. Lovo V. — Luercio Scandiuzzi.
67 — Volume I — Questão 52 — Anais do 14.° Congresso Internacional de Grandes Barragens — Diversos Autores — Rio — 1982.
68 — Auburn Dam Instrumentation — Glen S. Tarbox — Bureau of Reclamation — Denver — U. S. Department of Interior.
69 — Calculation of Stress from Strain in Concrete — Keith Jones.
70 — C-24-77 — Sugestão para o Plano de Instalação, Leitura e Interpretação da Auscultação da Obra de Itaipu — Itaipu Binacional.
71 — RE-01/82-VI — Resumo do Controle Tecnológico do Concreto — Itaipu Binacional.
72 — Interpretação Quantitativa dos Deslocamentos Medidos no Vertedouro da Barragem de Ilha Solteira — Ibracon — 1981 — Marcos Pimenta — Lucy Birindelli — Selmo Kuperman — Antranig Kullukian.
73 — ACI — Manual of Concrete Practice.
74 — ACI — Formwork for Concrete.
75 — ACI-314 — Manual of Standard Practice for Detailing. Concrete Structures.
76 — ACI-SP.29 — Lightweight Concrete.
77 — ACI-SP.34 — Concrete for Nuclear Reactor.
78 — ACI-SP.40 — Polymers in Concrete.
79 — ACI-n.° 4 — Durability of Concrete Construction.
80 — ACI-n.° 8 — Precast Concrete — Handling and Erection.
81 — Cooling of Concrete Dams — Final Reports — Bulletin 3 — Bureau of Reclamation.
82 — Stress Studies for Boulder Dam — Final Reports — Bulletin 4 — Bureau of Reclamation.
83 — Thermal Properties o f Concrete — Final Reports — Bulletin 4 — Bureau of Reclamation.
84 — Handbook for Concrete and Cement — Parts 1-2 — Corps of Engineers.
85 — ASTM — Book of Standards.
86 — ASTM — STP-473 — Fineness of Cement.
87 — Concrete Technology — 1-2 — D. F. Orchard.
88 — Practical Quality Control for Concrete — Joseph J. Waddell.
89 — Concrete Construction Handbook — Joseph J. Waddell.
90 — Handbook of Heavy Construction — Havers — Stubbs.
91 — The Chemistry of Cement and Concrete — Frederich M. Lea.
92 — Properties of Concrete — A. M. Neville.
93 — Reinforcing Bar Splices — CRSI — 1971.
94 — Determinação do Coeficiente de Aderência e Discussão de Constantes para seu Ensaio — Cesp — Ilha Solteira — 1971.

95 — The Practical Qualities of Cement — ACI-1974.
96 — Relação de diversas marcas de cimento analisadas no Laboratório da Cesp — Ilha Solteira.
97 — Relatórios "C" — Emitidos pela Cesp — Ilha Solteira.
98 — Relatórios "C" — Emitidos pela Itaipu Binacional .
99 — Peças Pré-Moldadas — Cesp — Ilha Solteira — 1974.
100 — Reparos efetuados no vertedouro de superfície — Cesp — Ilha Solteira — 1975.
101 — Auscultação da Barragem de Concreto de Ilha Solteira — J. E. Costanzo — S. C. Kuperman.
102 — A Utilização da Pozolana na Construção do Conjunto Hidroelétrico de Urubupungá — F. R. Andriolo — Cesp — Ilha Solteira.
103 — Dados orientativos para produção e controle de caldas de injeção — L. Scandiuzzi — F. R. Andriolo — 1975 — Seminário Nacional de Grandes Barragens.
104 — Observações de deformações autógenas e de origem térmica na Barragem de Concreto de Ilha Solteira — Comparações com valores obtidos em laboratório — 1975 — J. E. Costanzo — J. L. Ferraz.
105 — Emendas de Barras de Aço para Concreto Armado — F. R. Andriolo — 1975. Seminário Nacional de Grandes Barragens.
106 — Concreto com Agregado Pré-Colocado — Relatório A — 02/72 — F. R. Andriolo — Cesp — Ilha Solteira.
107 — Concretagem submersa, com agregado pré-colocado nos ancoradouros do Porto de Cascalho — B. C. Sgarboza — Cesp — Água Vermelha.
108 — Elementos de Curso de Estatística — 1969 — Ruy Aguiar da Silva Leme.
109 — Guide Specifications — Civil Works Construction Preplaced Aggregate Concrete — Corps of Engineers.
110 — Concreto com Agregado Leve — Styropor Basf.
111 — Concrete Studies for Ilha Solteira Dam — Berkeley 1969.
112 — ASCE — Economical Construction of Concrete Dams — Asilomar — 1972.
113 — Standard Practice for Concrete — Corps of Engineers.
114 — Standard Guide Specifications for Concrete — Corps of Engineers.
115 — Investigations of Methods of Preparing Horizontal Construction Joints in Concrete-Corps of Engineers.
116 — Use of Concrete of Low Portland Cement Content in Combination with Pozzolaus and other admixtures in Construction of Concrete Dams — Bryant Mather.
117 — Desenvolvimento de Concretos Expansivos para Aplicação em Barragens — XIV — SMGB — 1981 — Selmo C. Kuperman.

15 Índice remissivo

Abatimento
definição — 97
ensaio — 149
estrutura — 97

Abrasão
do agregado — 46
do concreto — 190, 193, 195
do concreto a vácuo — 490
do concreto fibroso — 480
do concreto polímero — 504

Absorção
do concreto — 46, 105
e permeabilidade — 186

Acabamento — 104, 370

Acelerada
cura — 520

Aço
aderência ao concreto — 64
armadura de — 278
controle do — 157
ductilidade do — 62
emendas de — 70
fibras de — 483
granalha de — 701
para concreto — 58

Adensamento
controles do — 353
do concreto — 345
métodos — 346
utilização — 356

Aderência
com armadura — 64
das partículas — 53
fissuras — 64

Adições dos cimentos — 6

Aditivos — 55
aceleradores — 56
redutores — 57

Ágata — 29

Agitadores, veículos — 217

Aglomerantes — 3

Aglutinantes — 3

Agregado — 33
abrasão — 46
absorção — 46.
alongadas, partículas — 47
britado — 34
classificação — 34
exploração — 36
fôrma — 47
granulometria — 53
graúdo — 33
hematita — 518
identificação mineralógica — 34
impurezas, no — 53
índice de vazios — 47
leve — 517
massa específica — 46
miúdo — 33
módulo de deformação (elasticidade) — 50
pesado — 34, 518
propriedades — 46
reação com álcalis — 29
reativo — 29
resistência — 50
sanidade — 51
saturado superfície seca — 46
térmicas, propriedades — 52

Água — 55
absorvida — 46
de exsudação — 26
de hidratação — 16
para cura — 55
qualidade — 155

Água/cimento relação — 96
determinação — 98
na dosagem de concretos — 129

Álcalis — 29

Alita — 6

Alto-forno, cimento — 21

Alumina — 3

Aluminato — 8
tricálcico — 8

Alumínio
pó — 465
tubulações — 507

Ambiente
influência sobre o concreto — 543

Amostra — 118
coleta de — 119

Amplitude — 128

Angeles
abrasão dos — 46

Aparelho de apoio — 91
de vedação — 87

Areia — 34

Argamassa de cal — 3

Argila — 6
caulinítica — 26

Ar incorporado — 130

Armadura — 278
preparo da — 305

Arrancamento, ensaio de — 280

Autoclave, ensaio de — 17
tratamento — 520

Bainhas — 290

Barita — 518

Basalto — 35
condutividade — 52
difusividade — 53
efeito sobre fluência — 50

Betoneira — 206
capacidade — 208

Blaine — 32

Bogue — 7

Britado, agregado — 34

Britadores — 39

Brownmillerite — 7

Bureau of reclamation — 29

C_3A — 7, 8, 12, 14, 18

C_4AF — 7, 8, 12, 19

C_2S — 6, 8, 12, 19

C_3S — 6, 8, 12, 19

Caçambas — 217, 317

Cal
argamassa com — 3
atividade com — 32
livre — 7, 9

Calcário — 5

Calcinação — 6, 26

Cálcio
hidróxido de — 7
ortossilicato de — 7

Caldeamento — 83

Camada de concretagem, altura — 551

Capacidade de alongamento — 175

Capeamento de corpos de prova — 126

Carbono — 74

Cargas
laterais — 294
verticais — 293

Cascalho — 33

Cavitação, resistência a — 191

Celite — 7

Chert — 36

Chutes — 327

Cilindros moldados no local — 123

Cimento
alta resistência inicial — 20
aluminato de cálcio — 7
autoclave — 18
de alto-forno — 21
fabricação — 4
finura — 17

gel — 16
história — 3
pega — 17
portland comum — 3
pozolânico — 20
propriedades físicas — 17
SO_3 — teor de — 11
tipos — 20

Cinza volante — 24
permeabilidade — 27
reatividade do agregado — 29

Cisalhamento do concreto — 168

Clínquer — 3

Clinquerização — 5

Cobrejunta — 73

Coeficiente de variação — 128

Compensada, madeira — 239

Compressão
de corpos de prova, ruptura — 126
ensaio — 163
e tração — 165
triaxial — 170

Comprimento
de corpo de prova, influência sobre a resistência — 163

Concreto
adensado com rolo vibratório — 568
agregado pré-colocado — 458
áspero — 47
bombeado — 507
central de mistura — 205
colocação do — 316
com acabamento por processo a vácuo, polímeros no — 503
condutividade térmica do — 198
conservação do — 595
curado a vapor — 520
dosagem do — 94
efeitos da temperatura no — 548, 555
expansivo — 464
fibroso — 480
leve — 517
massa — 543, 548
para efeitos estéticos — 518
pesado — 518
poroso — 506
pós-resfriamento — 567
pré-moldado — 392
pré-resfriamento do — 558
projetado — 510
propriedades — 160
protendidos — 428
refrigeração do — 543
sistemas de refrigeração do — 558

Consistência de concretos — 160

Controle
carta de — 130
de qualidade — 123
de uniformidade — 158
ensaios de — 117, 154

Corpos de prova
adensamento de — 124
capeamento de — 126
cura de — 125
desforma de — 125
moldagem de — 124
ruptura de — 126

Correias transportadoras — 223

Corrosão da armadura — 600

Corte do concreto — 298

Cru — 5

Cura
água para — 55, 336
compostos para — 389
membrana para — 389
métodos para — 384

Deformação — 171
instantânea — 181
limite de ruptura — 178
transversal — 174

Deletérias
no agregado — 52
substâncias — 189

Desintegração — 596, 601

Desvio padrão — 127

Deval — 46

Diabásio — 35

Difratometria por raio X — 11

Difusividade
determinação da — 199
e condutividade — 198

Dilatação térmica — 199

Diorito — 35

Distribuição normal — 130

Dolomítico, calcário — 35

Dosagem — 94
agregado — 97
ar incorporado — 102
exemplo — 108
fatores — 95
teor de água — 98

Durabilidade
agregado — 101
concreto — 189
concreto com polímeros — 503
concreto processado a vácuo — 490

Dureza do agregado — 36

Elástica, deformação — 171, 713
efeito da idade — 174
e fluência — 181, 713

Elastômero — 87

Elétricos
medidores — 648

Eletrodos — 71

Eletromagnético
medidor — 648

Embutidas
peças — 287

Emendas
de aço — 70
de mata-juntas — 89

Ensaio
de compressão — 162
de tração na flexão — 165

Epóxi
resinas — 617

Esclerometria — 500

Escória de alto-forno — 5, 34

Esmectitas — 51

Espalhamento — 344

Espectrofotômetro — 12

Etringita — 478

Expansão
do cimento — 9
pressão de — 467
processos para obtenção da — 465

Exsudação — 27, 179, 363

Extensômetros — 648

Extrusiva — 35

Farinha crua — 5

Ferro aluminato tetracálcico — 7, 8, 12, 19

Fibras, concretos com — 485

Finura
de cimento — 16
módulo de — 34

Fissuração
devido a agregados não sãos — 29
devido à temperatura — 544
e retração hidráulica — 180

Flexão
resistência a — 165

Fluência — 181
do concreto — 557

Fôrmas — 232
de madeira — 236
economia das — 235
metálicas — 238
qualidade das — 232
tipos de — 244

Frequência
de vibração — 353
distribuição — 130

Gauss, distribuição — 130

Gel — 16

Gelo, no concreto — 107, 558

Gesso — 6

Granito — 35

Granulometria — 57

Hidráulico, saque — 409

Hidrogênio, bolhas de — 465

Içamento — 412

Idade do concreto
influência sobre
módulo de deformação — 174
resistência — 163

Instrumentação
cálculo dos valores — 713
medidores para — 635
uso da — 678

Intervalo de lançamento — 555

Intrusiva — 35

Invariante — 715

Isolação térmica — 567

Jato de areia
tratamento do concreto com — 298

Juntas
medidores de abertura — 672

Lança, bombeamento do concreto — 326

Lançamento do concreto — 316

Lea — 7

Le Chatelier — 6

Lenton — 82

Luva — 78

Madeira
fôrma de — 236

Magnésia — 8

Magnésio — 8

Manganês — 9, 75

Mármore — 36

Massa específica — 46

Mata-junta — 87

Maturidade — 521

Moagem
clínquer — 5

Módulo de deformação (elasticidade)
agregados — 50
concretos — 171
e coeficiente de Poisson — 151

Módulo de ruptura — 165

Montmorilonita — 24, 51

Neoprene — 91

Óleo, ataque — 92

Opala — 29

Papadakis — 8

Partícula de agregado
fôrma — 47

Pega — 17
fim de — 365

Perda ao fogo — 9

Periclasio — 7

Permeabilidade do concreto — 27, 186, 581

Poisson, coeficiente de — 151

Portland — 3

Pozolanas — 24
atividade química — 29
exsudação — 26
permeabilidade — 27
reatividade — 29

Pré-moldados — 392

Preparo — 295

Propriedades térmicas
do concreto — 197
dos agregados — 52

Quartzito — 36
difusividade — 52

Relaxação isotérmica — 68

Resfriamento
da água — 558
do agregado — 558

Resinas epoxídicas — 541

Resistência
do agregado — 50
do concreto — 162

Retração
hidráulica — 180
plástica — 179

Revibração — 364

Rochas — 35

Ruptura
sob tensão uniaxial — 163
sob tensões triaxiais — 170

Sanidade do agregado — 51

Secagem — 26
retração por — 180

Sedimentação — 465, 455, 533

Segregação — 179, 363
agregado — 26

Seixo — 50

Sílica, reação — 29

Silicato tricálcico — 5

Silicatos — 6

SO_3 no cimento — 9

Sobreposição — 71

Soldadas — 71

Stokes — 39

Sulfatos
alcalinos — 6
ataques — 20

Sulfetos — 6

Tacômetro — 356

Tamanho do agregado — 34

Taylor — 7

Temperatura
abaixamento rápido — 548
ambiente elevado — 543
fissuração devida a — 545
gradientes — 545

Tensão-deformação
do aço — 63
do concreto — 173

Teor de cimento — 105

Tirante — 65

Tobermorita — 16

Topo a topo — 76

Tornebohm — 6

Trabalhabilidade — 97

Tração
de aços — 65
de concretos com fibras — 485
diametral — 166
na flexão — 165

Traspasse — 70

Vapor
cura a — 520

Variações de volume — 178
autógena — 185

Vazios
índice de — 47

Venuat — 8

Via seca, processo — 4, 510

Via úmida, processo — 4, 510

Vibradores
imersão — 351
superfície — 348

Vibroacabadoras — 327

Vicat, aparelho de — 17

Vinsol, resina — 56

Volume, variações de — 178

Vulcânicas
cinzas — 24
vidros — 35

Xistos — 24