

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

DESEMPENHO DAS LIGAÇÕES DE ELEMENTOS  
ESTRUTURAIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO

ENG. ADRIANO WAGNER BALLARIN

ORIENTADOR: PROF. DR. JOÃO BENTO DE HANAI

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

SÃO CARLOS, JANEIRO DE 1993

À Maria Luisa, mulher amada, que é um  
toque constante de brilho e sensibi-  
lidade à minha vida.

## AGRADECIMENTOS

A colaboração e estímulo de muitas pessoas amigas foram fundamentais na elaboração deste trabalho.

A todas agradeço com sinceridade, e desejo que continuem ao meu lado, caminhando.

Gostaria, contudo de expressar meu agradecimento especial:

- ao meu orientador, Prof. Dr. João Bento de Hanai - que desde há muito tem me dado o grande prazer de seu convívio - pelas idéias brilhantes que inspiraram este trabalho e pela orientação firme e segura;
- ao Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs pelas inúmeras e inestimáveis contribuições;
- aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia Rural da Faculdade de Ciências Agrônômicas - UNESP, com os quais venho construindo minha vida profissional;
- ao Sílvio Sabatini Simonetti Scolastici pelo incansável trabalho de preparação das ilustrações;
- à Maria Nadir Minatel pelo auxílio na elaboração da bibliografia;
- ao Antonio Valdair Carneiro pelo trabalho de impressão final;
- à FUNDUNESP e ao Programa Institucional de Capacitação de Docentes da CAPES, pelo apoio;
- à minha família, com carinho especial à minha querida mãe, por terem me dado as bases emocionais e morais para o desenvolvimento de todos os meus projetos de vida.

**LIGAÇÃO:**

"Dispositivo utilizado para compor um conjunto estrutural a partir de seus elementos, com a finalidade de transmitir os esforços solicitantes, em todas as fases de utilização, dentro das condições de projeto"

(NBR 9062/1985 - ABNT)

## RESUMO

Neste trabalho estuda-se o desempenho estrutural das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto.

Com base na classificação das ligações de acordo com os elementos estruturais envolvidos, são inicialmente apresentadas as metodologias teóricas de cálculo e resultados experimentais disponíveis na bibliografia.

Buscando lançar as bases para a fundamentação de um programa de pesquisa e desenvolvimento de longo prazo é feito um diagnóstico do estado-da-arte das ligações, através da revisão sistemática dos principais requisitos de desempenho. São analisados requisitos de resistência, do comportamento em serviço e dos aspectos construtivos e estéticos das ligações.

As diretrizes de pesquisa sugeridas enfatizam a consideração especial dos mecanismos elementares de transmissão de forças, coeficientes de segurança, ductilidade e ações dinâmicas, no que se refere aos requisitos de resistência, e da fissuração, deformabilidade e durabilidade, no que se refere aos requisitos de comportamento em serviço.

## ABSTRACT

This paper presents the study of structural performance of connections in precast concrete structures.

Based on the classification of the structural element connections, design methods and available experimental data are reported.

Aiming to establish the bases for a long-term research and development program, a state-of-the-art diagnostic was performed, through the systematic examination of the main performance requirements. The strength, serviceability, construction and esthetics connection requirements are analyzed.

The proposed research guidelines specially emphasize the consideration of the force transmission elementary mechanisms, the safety coefficients, the ductility and the dynamic loads (concerning to the strength requirements), and the cracking, the deformability and durability (concerning to the serviceability requirements).

## SUMÁRIO

	Página
1. INTRODUÇÃO. OBJETIVOS .....	1
2. TIPOLOGIA E CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES .....	7
3. ESTADO DA ARTE .....	12
3.1. Ligação Fundação-Pilar .....	12
3.2. Ligação Pilar-Pilar .....	34
3.3. Ligação Viga-Pilar .....	45
3.4. Ligação Viga-Viga .....	113
3.5. Ligação Viga-Laje .....	122
3.6. Ligação Laje-Parede .....	128
3.7. Ligação Parede-Fundação .....	132
3.8. Ligação Parede-Parede .....	138
3.9. Ligação Laje-Laje .....	144
3.10. Ligação Concreto pré-moldado Concreto moldado "in loco" .....	152
3.11. Dispositivos especiais .....	165
4. SISTEMATIZAÇÃO DA ANÁLISE DAS LIGAÇÕES .....	178
4.1. Ligação Fundação-Pilar .....	186
4.2. Ligação Pilar-Pilar .....	197
4.3. Ligação Viga-Pilar .....	203
4.4. Ligação Viga-Viga .....	217
4.5. Ligação Viga-Laje .....	224
4.6. Ligação Laje-Parede .....	226
4.7. Ligação Parede-Fundação .....	226
4.8. Ligação Parede-Parede .....	228
4.9. Ligação Laje-Laje .....	230
4.10. Ligação Concreto pré-moldado Concreto moldado "in loco" .....	232
4.11. Dispositivos especiais .....	235
4.12. Síntese da avaliação .....	235
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	245
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	248

## CAPÍTULO I

### 1. INTRODUÇÃO. OBJETIVOS

Segundo definição do Instituto Eduardo Torroja, da Espanha, a Industrialização da Construção, consiste no emprego de forma racional e mecanizada de materiais, meios de transporte e técnicas construtivas para conseguir uma maior produtividade.

SANTOS (1985)<sup>[59]</sup>, simplificadamente, coloca a Industrialização da Construção como a aplicação de técnicas próprias da atividade industrial à execução de obras.

A industrialização, caracterizada enfim como um processo, que busca associar conceitos de organização e produção em série a atividades até então desenvolvidas de maneira descontrolada e assistemática é uma tendência bastante forte e atual dentro da busca de aprimoramento da Construção Civil.

Os altos custos dos insumos básicos da Construção, o peso das leis sociais sobre a mão-de-obra, a busca de um maior controle de qualidade nas construções tornam imperiosas medidas que visem otimizar o aproveitamento da mão-de-obra e dos materiais.

Encarada sob um aspecto bastante amplo, a Industrialização da Construção compreende um profundo estudo da tecnologia dos produtos empregados, bem como dos processos envolvidos na aplicação destes produtos. De nada adiantaria atingir-se um padrão de qualidade bastante alto dos materiais de revestimento, se eles continuassem a ser aplicados com as mesmas técnicas artesanais, com a mesma mão-de-obra despreparada e com as mesmas condições de trabalho desfavoráveis.

Contudo, embora a Industrialização da Construção compreenda a evolução na tecnologia dos produtos e/ou dos processos construtivos, ela recorre, quase que sistematicamente, à pré-fabricação, ou seja, ao aprimoramento da tecnologia dos produtos.

Segundo KONCZ (1976)<sup>[28]</sup> a pré-fabricação é o método industrial de construção em que os elementos fabricados em grande série, por métodos de produção de massa, são montados na obra mediante o uso de equipamentos e dispositivos de elevação.

O pré-fabricado - notadamente de concreto armado e protendido<sup>[28]</sup> - traz em sua essência a solução para grande parte dos problemas até então enfrentados na construção. Vários pesquisadores<sup>[28],[45],[46],[47],[59]</sup> são uníssonos ao afirmar as vantagens do pré-fabricado:

- redução dos prazos de construção, facilitando o cumprimento de cronogramas;
- redução dos materiais empregados;
- redução do custo da mão-de-obra;
- aumento na qualidade final da obra.

Como desvantagens, o pré-fabricado de concreto armado teria:

- a necessidade de utilização de equipamentos de transporte e montagem, e,
- a dificuldade de se efetuar ligações.

\* \* \*

Historicamente, as primeiras tentativas de utilização da pré-fabricação datam de 1891, com a execução das vigas de concreto do Cassino de Biarritz, em Paris.

Em 1900, são executados painéis de grandes dimensões (5,10 x 1,20)m<sup>2</sup>, com 5 cm de espessura, nos Estados Unidos.

Em 1905 executam-se lajes pré-moldadas para edifícios de quatro pavimentos nos Estados Unidos.

Em 1907, a "Portland Cement Co.", dos Estados Unidos, executa edifícios industriais totalmente pré-moldados na obra, e, em 1912 são produzidos edifícios de vários pavimentos, totalmente pré-fabricados, através de método patenteado por John E. Conzelmann.

Estas primeiras experiências são difundidas ao longo do mundo, surgindo, a partir delas, iniciativas isoladas em diversos países, notadamente na Europa.

Depois da 2ª guerra Mundial, segundo SERRANO (1987)<sup>[61]</sup>, houve um grande avanço na utilização dos sistemas pré-fabricados fechados (à base de grandes painéis). Foram utilizados maciçamente para suprir, em partes, a necessidade de reconstrução europeia (notadamente na Europa do Leste e Comunidade Econômica Européia) e também na busca de reconstituição do grande patrimônio habitacional dilapidado nas décadas de 20 e 30, principalmente pela falta de investimentos maciços no setor.

A década de 70 se caracteriza por um arrefecimento no processo mundial de Industrialização da Construção. As razões dessa "crise", sentida concomitantemente em diversos países, são apresentadas e discutidas por SERRANO<sup>[61]</sup>.

Como conseqüência, a partir de 1974, nota-se uma acomodação no processo. Os sistemas de pré-fabricação fechados começam a se flexibilizar em suas formas, opções e padrões. Procura-se uma melhor adequação entre a produção industrial e a diversidade de produtos.

Surge, assim, em 1975, a caracterização dos sistemas fechados como uma 1ª geração de tecnologia de industrialização. A 2ª geração, mais evoluída, é agora representada pelos sistemas abertos de industrialização, com construções à base de componentes compatíveis.

Nos dias atuais, nota-se que os países constituintes do antigo bloco soviético experimentam avançado estágio de desenvolvimento na área, motivado principalmente pelos programas nacionais de construção em massa de edificações à base da pré-fabricação pesada (células modulares completas ou grandes painéis).

Nos Estados Unidos e também em alguns países da Europa Ocidental, notadamente a Inglaterra, França e Espanha, dá-se ênfase à produção de componentes industrializados, novos materiais e à ra-

cionalização da construção de estruturas.

O desenvolvimento da pré-fabricação no Brasil é descrito detalhadamente por VASCONCELOS (1988)<sup>[71]</sup>.

Partindo de um número restrito de empresas, a indústria nacional de pré-fabricados sofreu um processo de evolução gradativa, tanto no que diz respeito à tecnologia dos materiais e dos processos de produção e montagem como também no tocante aos projetos estruturais.

Nota-se, hoje, a existência de um bem instalado parque industrial, capaz de atender satisfatoriamente à demanda de edificações destinadas a várias funções, em especial às que contemplam amplos espaços, característica dos prédios industriais. Reunidos em torno da ABCI - Associação Brasileira de Construção Industrializada, os fabricantes têm procurado unificar o trabalho de institucionalização e divulgação da construção pré-fabricada.

Os sistemas pré-fabricados mais empregados atualmente no Brasil podem ser classificados como de ciclo aberto e, no geral, aporticados ("beam-column framing"). Existem, ainda, empresas trabalhando na produção de componentes para a construção, buscando a racionalização das técnicas convencionais.

Embora vivenciando um processo mundial de considerável progresso, a construção pré-fabricada enfrenta ainda alguns problemas que têm limitado a viabilização plena do pré-fabricado como ferramenta de trabalho dos engenheiros, arquitetos e projetistas.

Dentre esses problemas (modulação das construções, uso de equipamentos de transporte e montagem sofisticados e de custo elevado etc..) destaca-se o das ligações.

No estudo do tipo de ligação mais adequada a adotar, os técnicos são obrigados a lidar com uma multiplicidade de variáveis bastante incômoda. Existem ligações entre os mais diversos elementos estruturais (fundação-pilar, viga-pilar, laje-viga, laje-parede, parede-fundação, pilar-pilar, viga-viga), solicitadas à flexão, tração, compressão, cisalhamento etc.

As ligações são zonas singulares (de descontinuidade) da estrutura pré-fabricada. Nestas regiões, problemas como concentração de esforços e compatibilidade geométrica dos elementos ou componentes são bastante frequentes. Além disso, a dificuldade adi-

cional de execução da ligação no concreto armado - material associado, onde se deve providenciar a ligação do concreto e do aço simultaneamente - tornam o problema de solução mais difícil.

A investigação sobre o comportamento estrutural das ligações não tem acompanhado a expansão na utilização das estruturas pré-fabricadas. Embora nas duas últimas décadas alguns países venham realizando estudos experimentais sistemáticos sobre determinados tipos de ligação, o volume de informações disponíveis é ainda pequeno. Isto faz com que muitas das ligações que não foram testadas experimentalmente recorram, para sua análise, a modelagens teóricas muito simplificadas.

São poucos os países que dispõem atualmente de textos normalizadores do assunto. Na maioria dos casos, os países pioneiros no estudo das ligações apresentam bases teóricas e experimentais para o assunto através de manuais, editados por suas instituições como por exemplo o "PCI - Prestressed Concrete Institute" e o "ACI - American Concrete Institute", dos Estados Unidos, o "ISE - Institution of Structural Engineers" da Inglaterra e a "FIP - Federation Internationale de la Precontrainte" e o "CEB - Comité Euro-International du Béton", da Comunidade Econômica Européia.

Estas instituições configuram as principais "escolas" no assunto. Contudo, muitas das tendências por elas reveladas em suas recomendações não se adequam perfeitamente aos condicionantes e às práticas nacionais. A título de exemplo, o PCI recomenda em grande parte das ligações o uso de soldagem em campo ou aparafusamento. No Brasil tal prática é utilizada em casos excepcionais, onde outras opções como a concretagem "in loco" e o apoio simples com almofadas de elastômero não são possíveis.

Nota-se, portanto, que é de grande importância a realização de um estudo aprofundado e sistemático das ligações nos elementos estruturais pré-fabricados. Será formador de opinião sobre o assunto e terá, ainda, importância estratégica na consolidação de uma escola nacional de pensamentos.

Assim, este trabalho tem os seguintes objetivos:

- realizar um extenso levantamento de dados bibliográficos e não bibliográficos sobre ligações de elementos estruturais pré-fabricados, com vistas à elaboração de um estado-da-arte sobre o assunto;
- estabelecer um sistema de classificação tipológica das ligações, levando em conta a função, o comportamento estrutural, o processo de cálculo, a compatibilidade dimensional, o controle de qualidade da execução etc.;
- realizar avaliação crítica do estado-da-arte, através de uma análise sistemática do desempenho das ligações;
- emitir juízos a respeito dos tipos possíveis de ligações em elementos estruturais pré-fabricados e suas aplicabilidades;
- fornecer subsídios para futuras pesquisas e normalização técnica sobre o assunto.

\* \* \*

No capítulo 2 apresentam-se os critérios disponíveis para a classificação tipológica das ligações, e elege-se dentre eles um critério único para análise das ligações.

No capítulo 3 é feita uma extensa revisão bibliográfica das principais ligações que ocorrem em estruturas pré-moldadas. São apresentados vários aspectos das ligações como o método de cálculo, o desempenho estrutural, a forma de ruptura, etc... As informações são obtidas de manuais, artigos técnico-científicos, textos normalizadores, catálogos e revistas, principalmente.

No capítulo 4 realiza-se uma avaliação crítica do estado-da-arte, através da revisão sistemática dos principais requisitos de desempenho das ligações, buscando o estabelecimento de diretrizes para a pesquisa e para o seu desenvolvimento consistente e continuado.

O capítulo 5 apresenta considerações finais sobre o assunto.

## CAPÍTULO II

### 2. TIPOLOGIA E CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Existem diversos critérios para classificação das ligações em elementos estruturais pré-fabricados.

MOKK (1969)<sup>[45]</sup>, em seu livro "Construcciones con materiales prefabricados de hormigón armado" sugere para as ligações as seguintes classificações:

i) quanto à vinculação

- rígida
- articulada

As ligações rígidas são obtidas normalmente com entrelaçamento, traspasse ou soldagem das armaduras salientes dos elementos ou então por soldagem de insertos metálicos devidamente ancorados nos elementos a serem unidos. Evidentemente, este tipo de ligação restringe grande parte dos graus de liberdade do sistema, sendo adequada para suportar tração, compressão, cisalhamento e flexão.

As ligações articuladas são obtidas pela superposição de um elemento estrutural a outro. Na interface de apoio entre elementos pode-se utilizar ou não placas especiais de apoio, confeccionadas com materiais diversos. As ligações articuladas podem transmitir as forças que passam pela articulação, liberando contudo alguns graus de liberdade do sistema (principalmente deslocamentos horizontais e rotações).

BIRKELAND e BIRKELAND (1966)<sup>[6]</sup>, analisando os aspectos desfavoráveis - principalmente para solicitações dinâmicas - da falta de continuidade da armadura nas ligações articuladas acreditavam que as estruturas pré-fabricadas deveriam ser projetadas com o mesmo grau de continuidade das estruturas monolíticas, sugerindo assim, sempre que possível, a adoção de ligações rígidas.

Esta tendência, conforme observa-se pelos relatos de MOKK (1969)<sup>[45]</sup>, está superada. Devido ao custo normalmente mais elevado das ligações rígidas - sua execução é mais trabalhosa - a tendência é reduzir sua aplicação ao mínimo. Como vantagem adicional, as ligações articuladas podem receber carregamento imediatamente depois de executadas.

- ii) quanto à exigência de concretagem "in loco", ou quanto à presença de material de preenchimento
- seca (junta a seco)
  - úmida

As ligações secas são executadas pela simples colocação de uma peça sobre a outra, sem adição de nenhum material de preenchimento na interface de contato e vizinhanças. Podem, eventualmente ter incorporadas chapas de aço ou borrachas de elastômeros na interface de contato, para melhorar as condições de apoio e até corrigir a falta de precisão dimensional.

As ligações úmidas são obtidas com adição de material de preenchimento (graute, argamassa ou micro-concreto) na interface dos elementos. O material de preenchimento, normalmente de natureza igual à dos elementos unidos, pode ter finalidade estrutural ou somente finalidade estética e protetora.

Segundo MOKK (1969)<sup>[45]</sup>, as ligações úmidas são mais adequadas para suportar carregamentos de maior magnitude, conferindo um caráter monolítico à estrutura.

- iii) quanto à classificação estrutural dos elementos envolvidos
- pilar - fundação
  - pilar - pilar
  - viga - pilar
  - viga - viga
  - concreto pré-moldado - concreto moldado "in loco"

Complementando-se a classificação original de MOKK (1969)<sup>[45]</sup> ter-se-ia ainda:

- laje - viga
- laje - parede
- parede - fundação
- parede - parede
- laje - laje
- dispositivos de içamento e insertos

Esta classificação sugerida por MOKK é bastante prática. Sem dúvidas, as opções a se adotar na análise da ligação entre dois elementos estruturais quaisquer são muitas: ligação rígida ou articulada, com traspasse, soldagem de armaduras ou até mesmo parafusos, com ou sem concretagem posterior, etc. Contudo, mesmo com essa gama de possibilidades, ao analisar-se, por exemplo, a ligação entre uma viga e um pilar, defronta-se com uma série de problemas que são comuns à maioria das ligações viga-pilar, senão vejamos: solicitação predominante a ser transmitida, compatibilidades dimensionais, quesitos estéticos, necessidade ou não de proteção, etc.

Além das classificações propostas por MOKK, encontram-se ainda outras classificações, como as que se seguem:

- iv) quanto à solicitação predominante
- compressão
  - tração
  - flexão
  - cisalhamento

Esta classificação é também bastante interessante. Utiliza-se como característica comum das ligações de cada grupo a solicitação predominante. Isto faz com que ocorra uma possível semelhança no mecanismo resistente, para ligações pertencentes ao mesmo grupo. Assim, por exemplo, para as ligações submetidas predominantemente à flexão, haverá sempre um binário resistente, obtido através de uma região tracionada da ligação e outra comprimida. Dessa forma, a análise estrutural de novas ligações poderá ser feita pela simples adaptação de mecanismos resistentes já completamente diagnosticados nesse grupo.

v) quanto à dureza

- "soft"
- "hard"

As ligações "soft", como o próprio nome sugere, são aquelas em que um elemento descansa sobre o outro intercalado por material de amortecimento.

As ligações "hard" são executadas com placas e perfis de aço, com soldagem ou com utilização de concreto moldado "in loco".

\* \* \*

Analisando-se os critérios de classificação expostos, nota-se que a maioria deles divide as ligações em dois grandes grupos (rígida/articulada, úmida/seca, "hard"/"soft"). Esses critérios terminam por enquadrar em um mesmo grupo ligações que às vezes apresentam um frágil ponto de similaridade.

Por outro lado, para os critérios com um número maior de grupos, os pontos comuns às ligações de um mesmo grupamento são maiores e muito mais fortes. Assim, a identificação e equacionamento de comportamentos estruturais típicos para o grupo e todas as outras atividades relacionadas com o estudo das ligações ficam facilitadas, permitindo a sistematização da análise.

O PCI - "Prestressed Concrete Institute" (1973)<sup>[48]</sup> através de seu "Manual on design of connections for precast prestressed concrete" apresenta detalhes típicos de ligações de acordo com a

classificação do elemento estrutural envolvido (critério iii).

De maneira semelhante procede "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> em seu manual "Structural joints in precast concrete".

Neste trabalho, seguindo essa tendência, será adotada a classificação de acordo com os elementos estruturais envolvidos (fundação-pilar, viga-pilar, viga-viga, etc.). Paralelamente a esse critério geral, para cada ligação analisada dentro de um mesmo grupo, serão atribuídos os qualificativos dos outros critérios aqui apresentados, configurando-se assim uma classificação secundária.

## CAPÍTULO III

### 3. ESTADO-DA-ARTE

Seguindo-se o critério de classificação das ligações definido no capítulo anterior, desenvolve-se aqui uma extensa revisão de artigos bibliográficos (artigos de revistas técnicas, manuais, normas, códigos) e não bibliográficos (revistas, catálogos, impressos publicitários) sobre o assunto, procurando agrupar e reordenar as informações disponíveis sobre cada uma das ligações, e sistematizar a sua apresentação.

#### 3.1 LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR

Classificação da ligação

- quanto à vinculação: rígida
- quanto à concretagem: úmida
- quanto à solicitação predominante: compressão e flexão
- quanto à dureza: "hard"

Esta ligação é normalmente rígida, podendo, eventualmente ser articulada.

A ligação rígida é obtida de várias maneiras:

- embutindo-se a base do pilar em um encaixe (colarinho) deixado no elemento de fundação ("bucket foundation");
- por soldagem de armaduras salientes;
- por traspasse de armaduras;
- embutindo-se armadura saliente do pilar em vazios deixados no

- elemento de fundação;
- com uso de parafusos.

A fig. 3.1 (MOKK)<sup>[45]</sup> ilustra algumas ligações rígidas obtidas embutindo-se a base do pilar (comprimento de engastamento do pilar) em encaixe existente no elemento de fundação. Tanto na face inferior do pilar, quanto na base de apoio do pilar na fundação, pode-se prever a utilização de placas de aço, ancoradas em seus respectivos elementos, para facilitar o posicionamento e a obtenção de prumo no pilar.

Depois de posicionado o pilar, faz-se o preenchimento do vazio entre as faces do pilar e as paredes do colarinho, com concreto ou argamassa. Até o endurecimento completo do material de preenchimento, o pilar deve ficar suficientemente travado (normalmente utilizam-se cunhas calçando o pilar na própria parede do colarinho do elemento de fundação).

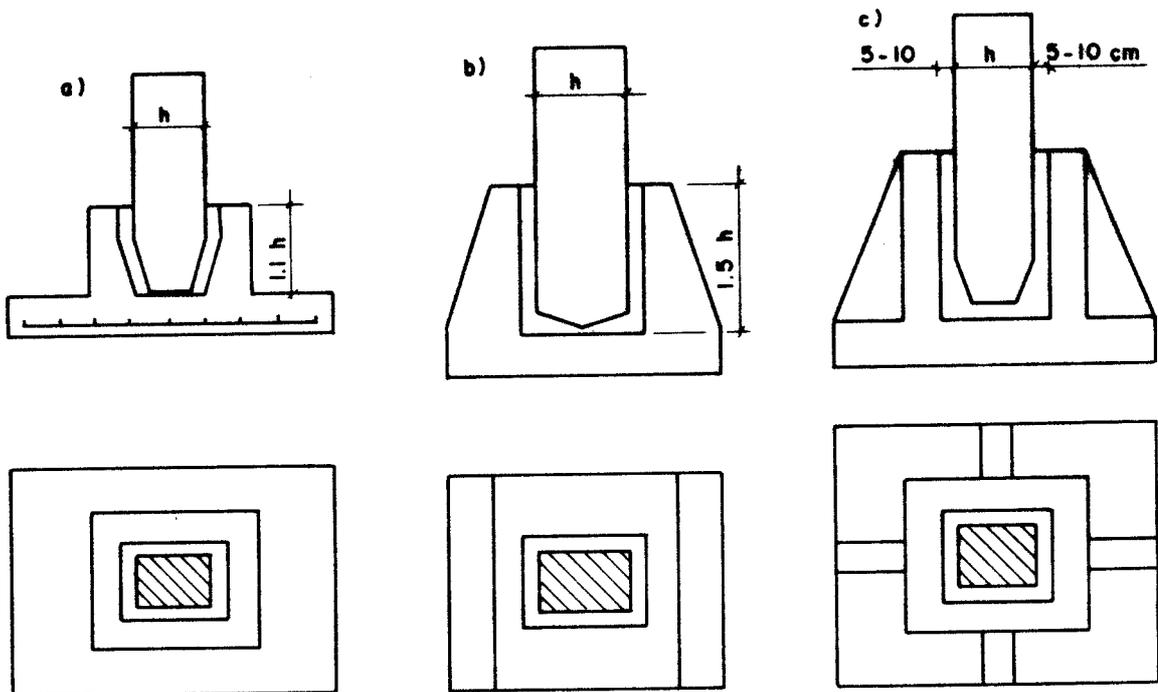


FIG. 3.1 - LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR - A base do pilar embute-se em encaixe existente na fundação. O espaço entre a lateral do pilar e as paredes da fundação é preenchido com argamassa, graute ou concreto, configurando-se uma ligação rígida.

Na fig. 3.1-a tem-se o exemplo de elemento de fundação - sapata - pequena. A profundidade de encaixe do pilar, de 1,1 vezes a maior dimensão do pilar, é a sugerida pela norma soviética.

Na fig. 3.1-b, para sapatas médias, a profundidade de encaixe foi obtida da norma húngara. Algumas regras práticas sugerem ainda a profundidade do encaixe deixado na fundação da ordem de 12% a 15% do comprimento do pilar.

A fig. 3.1-c ilustra uma sapata para grandes carregamentos de compressão. O encaixe do elemento de fundação deverá prever folgas laterais de 5 a 10 cm para facilitar o emprego de vibradores no adensamento do material de preenchimento.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> determina que as paredes internas do encaixe devem ter pelo menos a mesma característica superficial que a do pilar. Dependendo da rugosidade superficial desses elementos, pode-se garantir a transferência total ou parcial da carga de compressão pela interface.

MOKK (1969)<sup>[45]</sup> aponta como vantagens da ligação com embutimento do pilar a facilidade na colocação e obtenção de prumo no pilar, escoramento e travamento da ligação, além de ser ela menos sensível às imprecisões de projeto e montagem. Como desvantagem comenta que o momento fletor deve ser resistido tanto pela base do pilar como pelo colarinho da fundação. Isto provoca um custo adicional significativo em elementos de fundação de maiores dimensões. Comenta ainda que para ligações onde a profundidade de penetração do pilar for maior que 1,00 m, a união soldada resultará mais econômica.

O equacionamento matemático dos esforços solicitantes para a ligação com embutimento do pilar, considerando-se a atuação conjunta de  $M_d$ ,  $V_d$  e  $H_d$ , deve ser feito analisando-se dois casos limites quanto à conformação das superfícies das paredes do pilar e do colarinho ou pedestal: superfície rugosa e superfície lisa.

Segundo LEONHARDT (1978)<sup>[31]</sup>, no caso de paredes com superfícies rugosas, pode-se admitir funcionamento conjunto do pilar com a fundação, após o preenchimento do espaço entre esses elementos, desde que:

- a) as superfícies sejam rugosas com rugosidade mínima de 1 cm em 10 cm;

- b) o concreto de preenchimento seja de qualidade igual ou superior ao do concreto do pilar e do cálice, tendo adensamento adequado;
- c) a espessura do colarinho seja igual a  $h_2 \geq 1/3$  da menor distância interna entre as paredes do colarinho, sendo sempre maior ou igual a 10 cm;
- d) a profundidade de engastamento seja:

$$L_{eng} \geq 1,2 h \quad \text{para } \frac{M_d}{V_d \cdot h} \leq 0,15 \quad (3.1)$$

$$L_{eng} \geq 2,0 h \quad \text{para } \frac{M_d}{V_d \cdot h} = 2,00 \quad (3.2)$$

sendo:

$M_d$  e  $V_d$  - esforços solicitantes de cálculo, referidos ao bordo superior do colarinho;

$h$  - dimensão do pilar na direção da solicitação.

Para valores intermediários, interpola-se linearmente.

Para o caso em que  $\frac{M_d}{V_d \cdot h} = 2,00$ , a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup>, diferentemente especifica:

$L_{eng} \geq 1,6 h$ , colocando contudo:

$L_{eng} \geq 40$  cm., quer sejam as interfaces lisas ou rugosas.

A fig. 3.2 ilustra o desenvolvimento dos esforços para a transmissão das forças do pilar às paredes do colarinho.

Os valores de  $H_{od}$  e  $H_{ud}$  sugeridos pela NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> e LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup> são aproximadamente iguais:

$$H_{od} = \frac{6}{5} \frac{M_d}{L_{eng}} + \frac{6}{5} H_d \quad (3.3)$$

$$H_{ud} = \frac{6}{5} \frac{M_d}{L_{eng}} + \frac{1}{5} H_d \quad (3.4)$$

As paredes transversais do colarinho transmitem a solicitação horizontal ( $H_{od}$ ) às paredes longitudinais, que funcionam como

consolos engastados na fundação (fig. 3.3). Nas paredes longitudinais o mecanismo resistente é o de uma treliça de duas barras, uma tracionada (tirante) e a outra comprimida (biela).

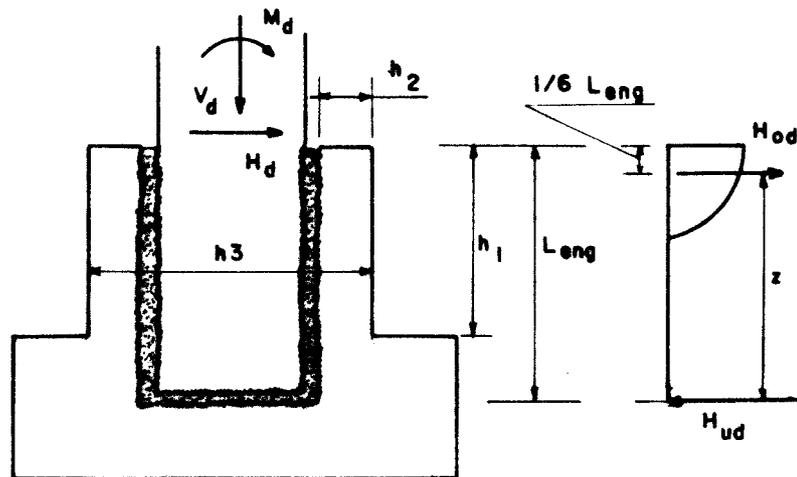


FIG. 3.2 - Distribuição de tensões na ligação fundação-pilar -- paredes rugosas

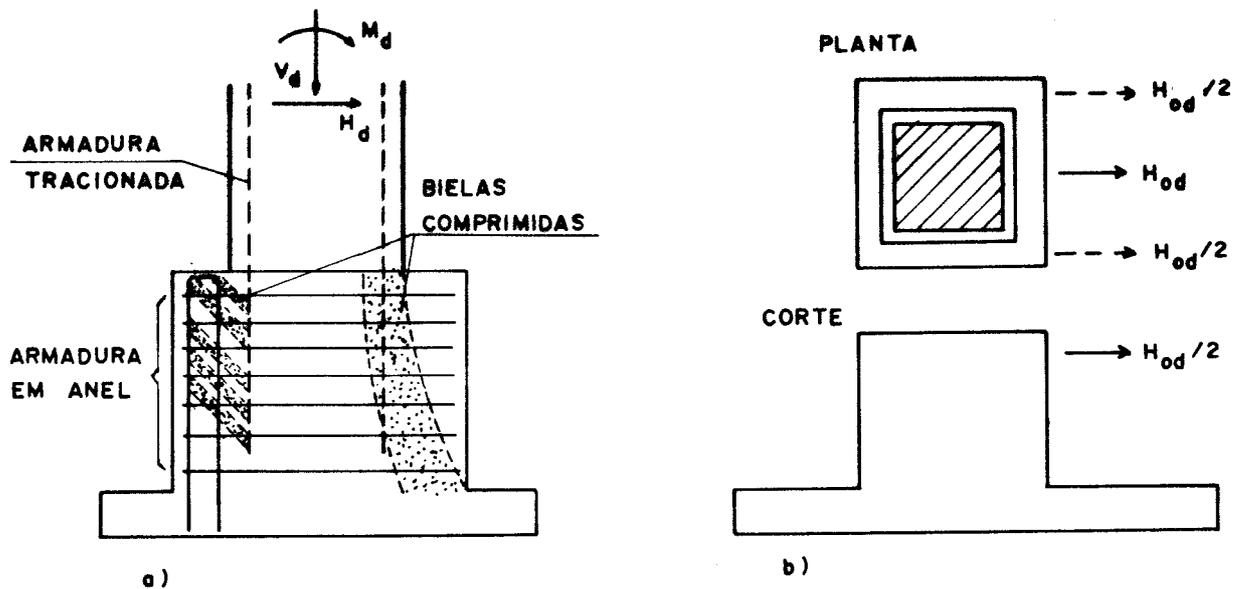


FIG. 3.3 - LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR - a) Bielas de compressão para transferência dos carregamentos; b) Mecanismo resistente das paredes longitudinais.

Nessa treliça o tirante compõe-se de estribos verticais, distribuídos ao longo das paredes transversais e calculados por:

$$A_{sv} = \left( 0,1 + \frac{a}{(h_3 - h_2)} \right) \cdot \frac{H_{od}}{f_{yd}} , \text{ onde:} \quad (3.5)$$

$$a = h_1 - \frac{L_{eng}}{6} , \text{ e}$$

$h_1, h_2$  e  $h_3$  - grandezas lineares, conforme fig. 3.2.

Deve-se prever armadura horizontal em anel ( $A_{sh}$ ), na zona superior do colarinho, para transmitir a sollicitação horizontal das paredes transversais para as longitudinais, dimensionando-se cada parede para  $H_{od}/2$ .

Não há necessidade de se verificar o cisalhamento das paredes transversais.

LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup> colocam que a força  $H_{ud}$  é transmitida à sapata sem necessidade de armadura adicional.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> especifica que a verificação da punção no elemento de fundação deverá ser feita, no caso de paredes rugosas, para o valor  $N_{gld}$  correspondente à carga aplicada pelo pilar por ocasião da montagem e antes de se efetivar a ligação entre a fundação e o pilar.

No caso de utilização de pilar e colarinho com superfícies lisas, LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup> sugerem que os comprimentos de engastamento  $L_{eng}$  das expressões (3.1) e (3.2) sejam multiplicados por 1,40.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup>, novamente sugerindo valores relativamente menores especifica:

$$L_{eng} \geq 1,5 h \quad \text{para} \quad \frac{M_d}{V_d \cdot h} \leq 0,15 \quad (3.6)$$

$$L_{eng} \geq 2,0 h \quad \text{para} \quad \frac{M_d}{V_d \cdot h} = 2,00 \quad (3.7)$$

No caso de interfaces fundação-pilar lisas, a distribuição dos esforços é a ilustrada na fig. 3.4.

Os valores de  $H_{od}$  e  $H_{ud}$  sugeridos por LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup> e pela NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> são:

$$H_{od} = \frac{3}{2} \frac{M_d}{L_{eng}} + \frac{5}{4} H_d \quad (3.8)$$

$$H_{ud} = \frac{3}{2} \frac{M_d}{L_{eng}} + \frac{1}{4} H_d \quad (3.9)$$

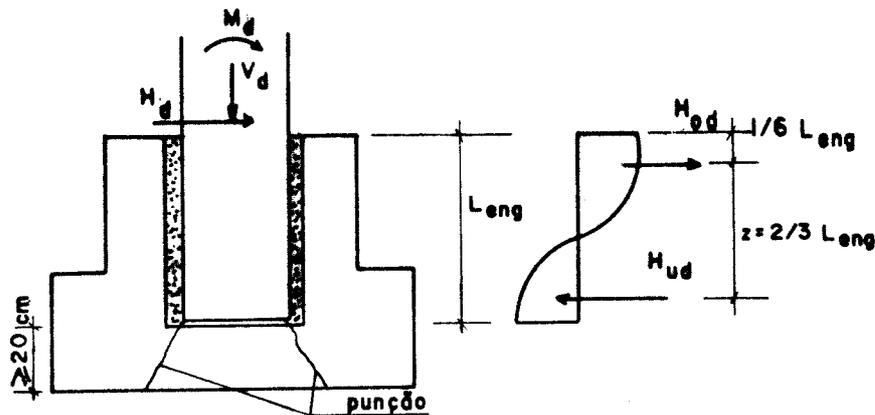


FIG. 3.4 - Distribuição de tensões na ligação fundação-pilar -- paredes lisas.

A absorção de  $H_{od}$  é feita de maneira análoga à exposta para interfaces rugosas.

Contudo, neste caso, as paredes verticais deverão ser verificadas à flexão e ao cisalhamento.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> especifica ainda que o cálculo dos estribos verticais (armadura de suspensão) seja feito através da expressão:

$$A_{sv} = \frac{0,7 \cdot V_d}{f_{yd}} \quad (3.10)$$

permitindo-se, como mostra a formulação, a transferência de  $0,7 N_d$  pela interface lisa.

A absorção de  $H_{ud}$  pelo colarinho, através de armadura horizontal, deve ser verificada, a não ser que o pé do pilar penetre na sapata pelo menos em  $1/6 L_{eng}$ .

A verificação da punção no elemento de fundação será feita para  $0,3 N_d$ , quando se respeitar a equação (3.10), e para  $N_d$ , em caso contrário.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> especifica ainda que, em nenhum caso, a altura dessa parte do elemento de fundação seja inferior a 20 cm.

Por fim, quando existirem barras longitudinais traçionadas no pilar, LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup> sugerem a verificação da sua ancoragem, tomando-se sempre o comprimento de ancoragem  $l_b \leq 1/2 L_{eng}$ .

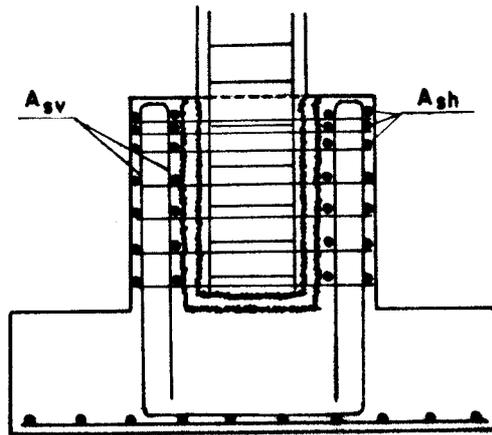


FIG. 3.5 - Detalhamento final de armaduras no elemento de fundação - caso de grandes excentricidades<sup>[32]</sup>

A fig. 3.6 ilustra ligações rígidas fundação-pilar, obtidas por soldagem.

Na fig. 3.6-a o pilar apoia-se provisoriamente na fundação, através de saliência existente em sua extremidade.

Nota-se também na figura o rebaixo existente no elemento de fundação. Nesse sentido, MOKK (1969)<sup>[45]</sup> sugere que as barras de espera da fundação não ultrapassem o nível do pavimento, evitando-se assim interferências incômodas.

Na fig. 3.6-b o apoio provisório do pilar é feito utilizando-se cilindros de concreto armado.

BIRKELAND e BIRKELAND (1966)<sup>[6]</sup> apresentam uma alternativa às ligações soldadas da fig. 3.6, onde as barras de espera da fundação são soldadas a cantoneiras ancoradas na base do pilar (fig. 3.7).

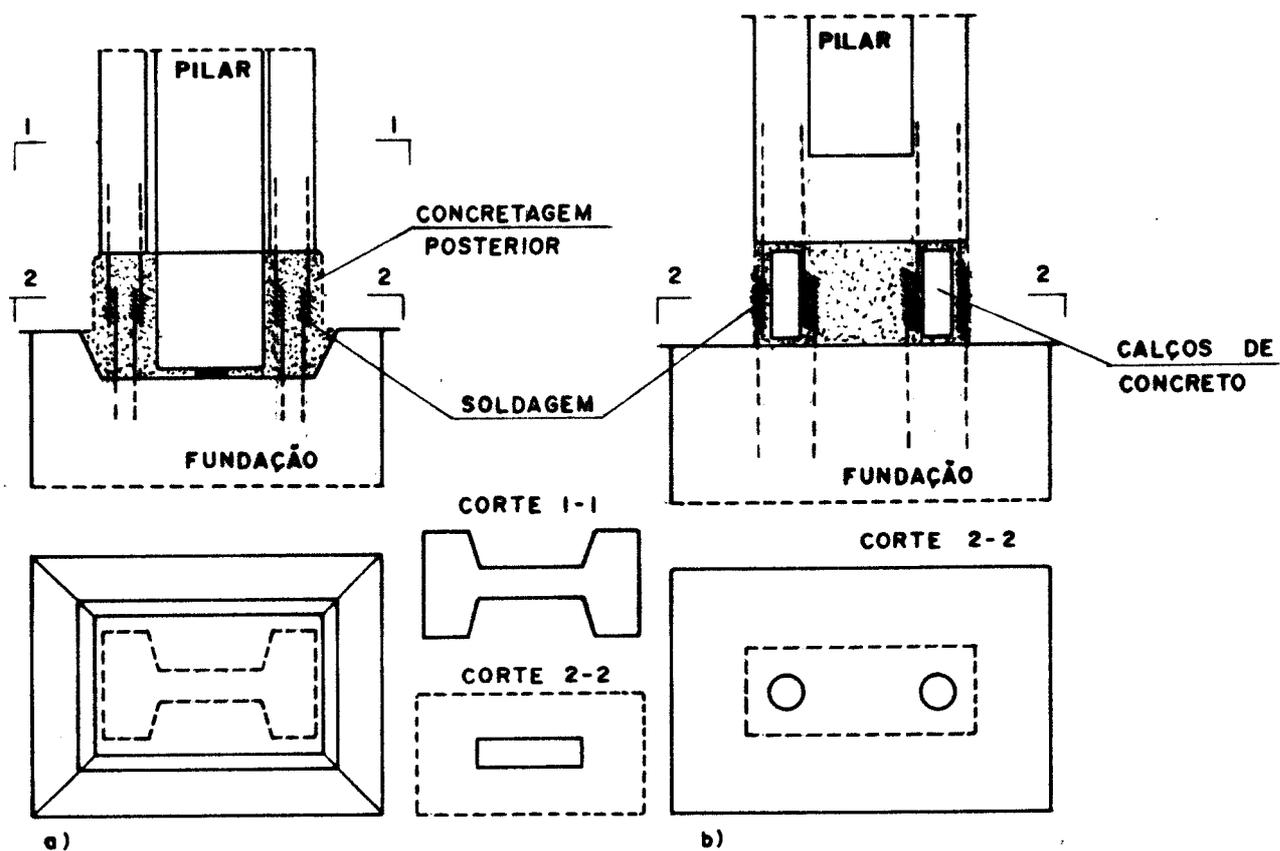


FIG. 3.6 - LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR SOLDADA

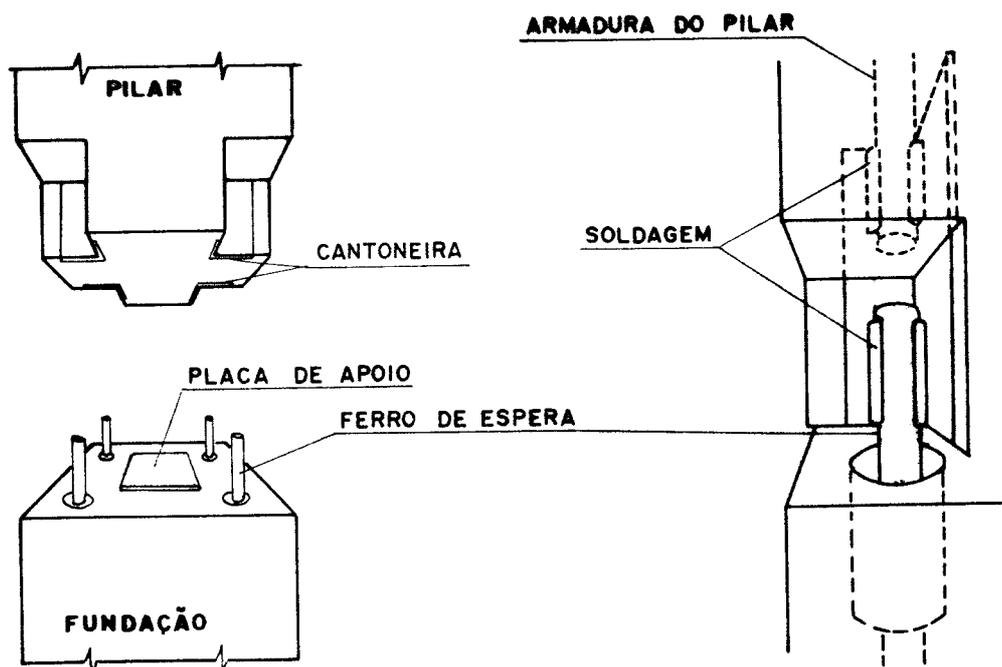


FIG. 3.7 - LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR SOLDADA Alternativa<sup>[6]</sup>

Na ligação fundação-pilar soldada é sempre importante garantir a correta fixação e concretagem das barras de aço salientes dos elementos.

As ligações fundação-pilar soldadas merecem ainda cuidado especial no processo de soldagem. Embora a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> teça poucos comentários sobre soldagem, somente em algumas ligações particulares (por ex. consolos), manuais internacionais sobre pré-moldados são muito rígidos nas especificações e no controle de qualidade da solda.

O PCI (1973)<sup>[48]</sup> recomenda que sejam soldadas somente barras de aço Grade 40 ( $f_{yk} \approx 280$  MPa) ou Grade 60 ( $f_{yk} \approx 420$  MPa), com conteúdo de carbono e manganês não superiores a 0,50% e 1,30%, respectivamente. Recomenda ainda a utilização de eletrodos com baixo teor de hidrogênio e soldagem afastada em pelo menos 20cm dos pontos de dobramento a frio das barras da armadura. A NBR9062 (1985)<sup>[5]</sup> também cita esse último valor.

A tabela 3.1, extraída e adaptada do PCI (1973)<sup>[48]</sup> sugere valores da carga última de tração para ligações soldadas entre barras, utilizando-se aço com  $f_{yk} \approx 280$  MPa.

RUDY et alii (1959)<sup>[57]</sup>, estudando soldagem de barras de armadura de estruturas de concreto, concluíram que para o tipo de solda ilustrado na tab. 3.1, a resistência última será majorada em cerca de 30% se a soldagem for executada preenchendo-se também as "pontas" das barras.

Depois de soldadas as barras de armadura salientes, essa ligação fundação-pilar é concluída com a colocação de estribos e a concretagem da ligação.

Endurecido o concreto de preenchimento (via de regra, exige-se para ele resistência igual ou superior à dos materiais constituintes dos elementos unidos), o mecanismo resistente da ligação é o mesmo do pilar.

Contudo, considerando-se que uma das vantagens desse tipo de ligação é a rapidez com que ela permite sejam liberados os equipamentos de transporte, içamento e montagem, muitas vezes é necessária a verificação estrutural da ligação, em etapas intermediárias de sua execução, tomando-se como elemento resistente somente as barras de aço soldadas e como carregamentos o peso próprio dos ele-

mentos, o vento, as solicitações de montagem e outras.

$$T = 0,1761 l_w t_w$$

$$\theta = 0,70$$

$l_w$  = COMPRIMENTO DA SOLDAGEM (cm)

$t_w$  = ESPESSURA DA SOLDA (cm)



$$\frac{l_w}{100}$$

VALORES DE T (t)

$l_w$ (cm)	$t_w = 0,4$	$t_w = 0,6$	$t_w = 0,8$	$t_w = 1,0$	$t_w = 1,2$	$t_w = 1,4$	$t_w = 1,6$
3	1,5	2,2	3,0	3,7	4,4	5,2	5,9
4	2,0	3,0	3,9	4,9	5,9	6,9	7,9
5	2,5	3,7	4,9	6,2	7,4	8,6	9,8
6	3,0	4,4	5,9	7,4	8,9	10,3	11,8
7	3,4	5,2	6,9	8,6	10,3	12,1	13,8
8	3,9	5,9	7,9	9,8	11,8	13,8	15,7
9	4,4	6,6	8,9	11,1	13,3	15,5	17,7
10	4,9	7,4	9,8	12,3	14,8	17,2	19,7
12	5,9	8,9	11,8	14,8	17,7	20,7	23,6
14	6,9	10,3	13,8	17,2	20,7	24,1	27,6
16	7,9	11,8	15,7	19,7	23,6	27,6	31,5
18	8,9	13,3	17,7	22,1	26,6	31,0	35,4
20	9,8	14,8	19,7	24,6	29,5	34,5	39,4
22	10,8	16,2	21,7	27,1	32,5	37,9	43,3
24	11,8	17,7	23,6	29,5	35,4	41,3	47,2
26	12,8	19,2	25,6	32,0	38,4	44,8	51,2
28	13,8	20,7	27,6	34,4	41,3	48,2	55,1
30	14,8	22,1	29,5	36,9	44,3	51,7	59,1
32	15,7	23,6	31,5	39,4	47,2	55,1	63,0

TAB. 3.1 - Resistência última da ligação soldada em barras.<sup>[48]</sup>

MOKK (1969)<sup>[45]</sup> afirma que as ligações soldadas têm seu uso generalizado na prática das estruturas pré-fabricadas, por suas vantagens (comportamento bem diagnosticado, praticidade de execução, boa estética, rapidez) que se traduzem objetivamente em resultados efetivos.

A ligação fundação-pilar da fig. 3.6 pode ser ainda feita com emendas das barras salientes por traspasse, conforme mostra a fig. 3.8.

Ainda nesses casos, a ligação, depois de concluída, comporta-se como perfeitamente rígida.

Outro tipo de ligação fundação-pilar rígida é obtida com as barras - em forma de gancho ou retas - salientes do pilar, penetrando em vazios deixados no elemento de fundação, que são concretados.

MOKK (1969)<sup>[45]</sup> sugere a utilização de dois pontos de ancoragem das barras do pilar, para pilares com carregamento reduzido, e quatro pontos, para pilares mais carregados.

O PCI (1973)<sup>[48]</sup>, a partir de resultados de testes de arrancamento executados por ANDERSON (1960)<sup>[2]</sup>, indica uma formulação para cálculo do comprimento de ancoragem ( $l_b$ ) das barras (retas) salientes do pilar, no caso em que elas penetram em uma bainha metálica já preenchida com graute.

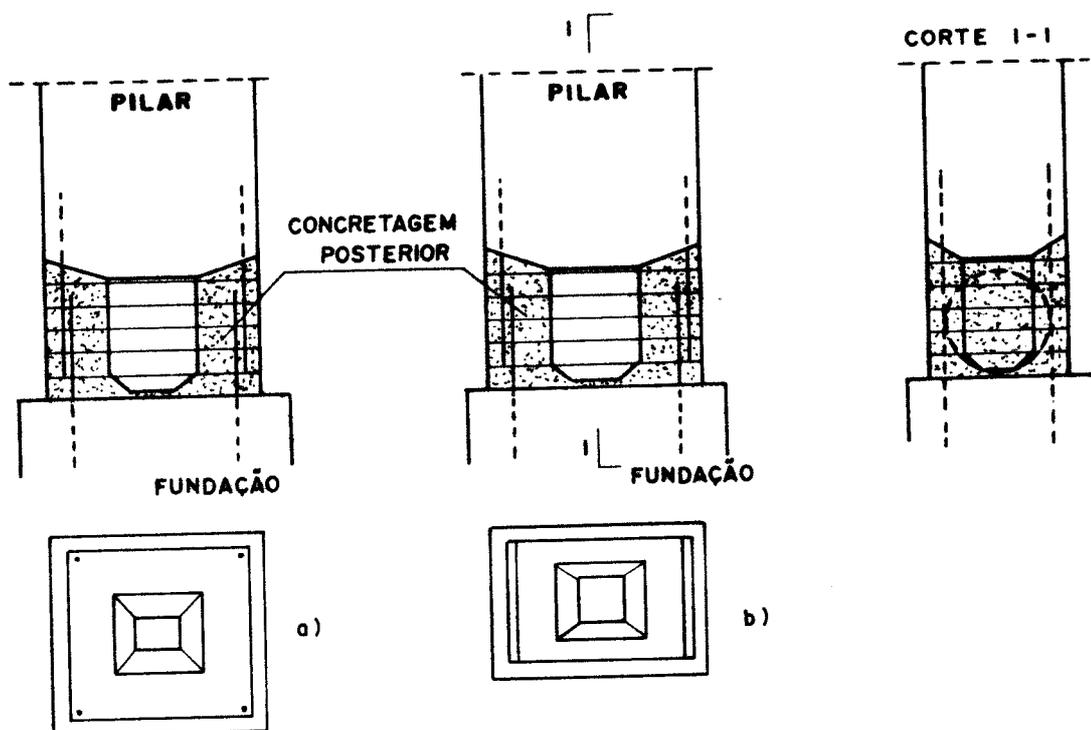


FIG. 3.8 - LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR POR TRASPASSE-  
Emendas das barras: a) sem ganchos;  
b) com ganchos.

Para barras com  $\phi \leq 12,7$  mm tem-se:

$$l_b = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{84,51 \phi P} \geq 15 \text{ cm} \quad (3.11)$$

onde:

- $A_s$  = área da barra de aço, em  $\text{cm}^2$ ;  
 $f_{yd}$  = resistência de cálculo ao escoamento da barra de aço, em  $\text{Kgf/cm}^2$ ;  
 $\phi$  = fator de redução, igual a 0,85;  
 $P$  = perímetro da barra de aço, em cm.

Para essa ligação, o PCI (1973)<sup>[48]</sup> sugere ainda:

- espessura mínima da camada de concreto ao redor da bainha igual a 7,5 cm;
- diâmetro externo da bainha maior ou igual a 3 vezes o diâmetro da barra de aço saliente do pilar;
- espessura mínima da parede da bainha metálica de 0,58 mm;
- graute de preenchimento com resistência mínima  $f_{ck} = 42$  MPa;
- armadura "de confinamento" disposta na horizontal, na forma de estribos ou espirais, calculada por:

$$A_{sh,f} = \frac{A_s f_{yk,s}}{\mu f_{yk,h}} \quad (3.12)$$

sendo:

- $f_{yk,s}$  - resistência característica ao escoamento da armadura saliente;  
 $f_{yk,h}$  - resistência característica ao escoamento da armadura de estribos horizontais;  
 $A_s$  - área de armadura saliente do pilar;  
 $\mu$  - coeficiente de atrito, dado pela tab. 3.2.

Valores do coeficiente de atrito $\mu$	
Tipo de interface	$\mu$
concreto/concreto produzido monoliticamente	1,4
concreto/concreto endurecido de textura áspera	1,0
concreto/aço com saliências soldadas	0,7
concreto/concreto endurecido com textura lisa	0,6

TAB.3.2 - Valores do coeficiente de atrito interno<sup>[11]</sup>

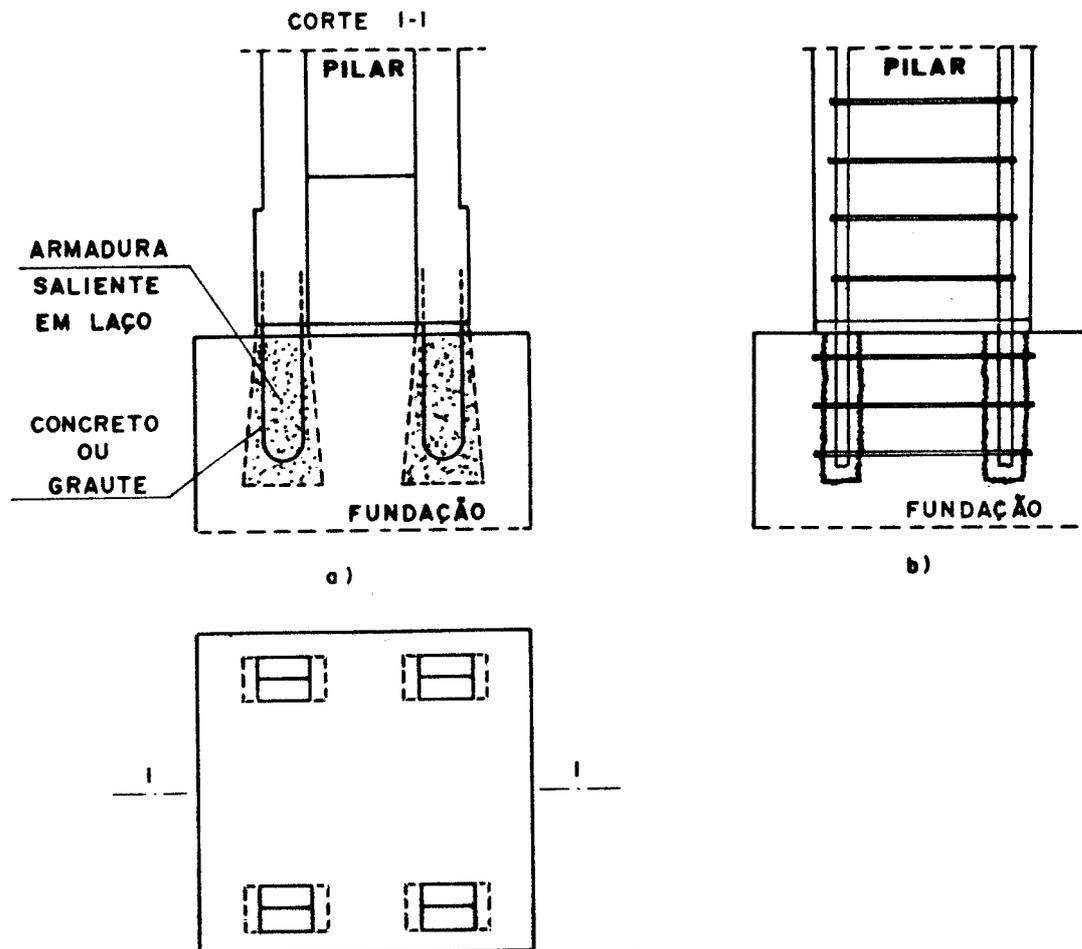


FIG. 3.9 - LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR - As barras de aço salientes da armadura do pilar penetram em espaços vazios deixados para esse fim no elemento de fundação.

A ligação fundação-pilar pode ainda ser feita com uso de parafusos e chapas de aço conforme mostram as opções da fig. 3.10. As chapas de aço ficam soldadas à armadura do pilar e os parafusos são ancorados no elemento de fundação.

Segundo MOKK (1969)<sup>[45]</sup> a precisão de execução exigida por esse tipo de ligação faz com que ela seja recomendada somente para alguns casos excepcionais.

Contrariamente, o PCI (1973)<sup>[48]</sup> e "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> sugerem, em muitas situações, a

ligação fundação-pilar parafusada. Segundo eles, as desvantagens desse tipo de ligação (custos, precisão requerida, possibilidade de corrosão dos parafusos e chapas) são compensadas pela rapidez de içamento e montagem das peças que a ligação propicia e pela facilidade de obtenção de prumo e nivelamento do pilar. Essa operação é feita utilizando-se duas porcas na fixação da chapa a cada uma das barras de ancoragem. A porca inferior de cada uma das barras de ancoragem, posicionada sob a chapa, ajusta o nivelamento, enquanto a porca superior prende a chapa à barra de ancoragem.

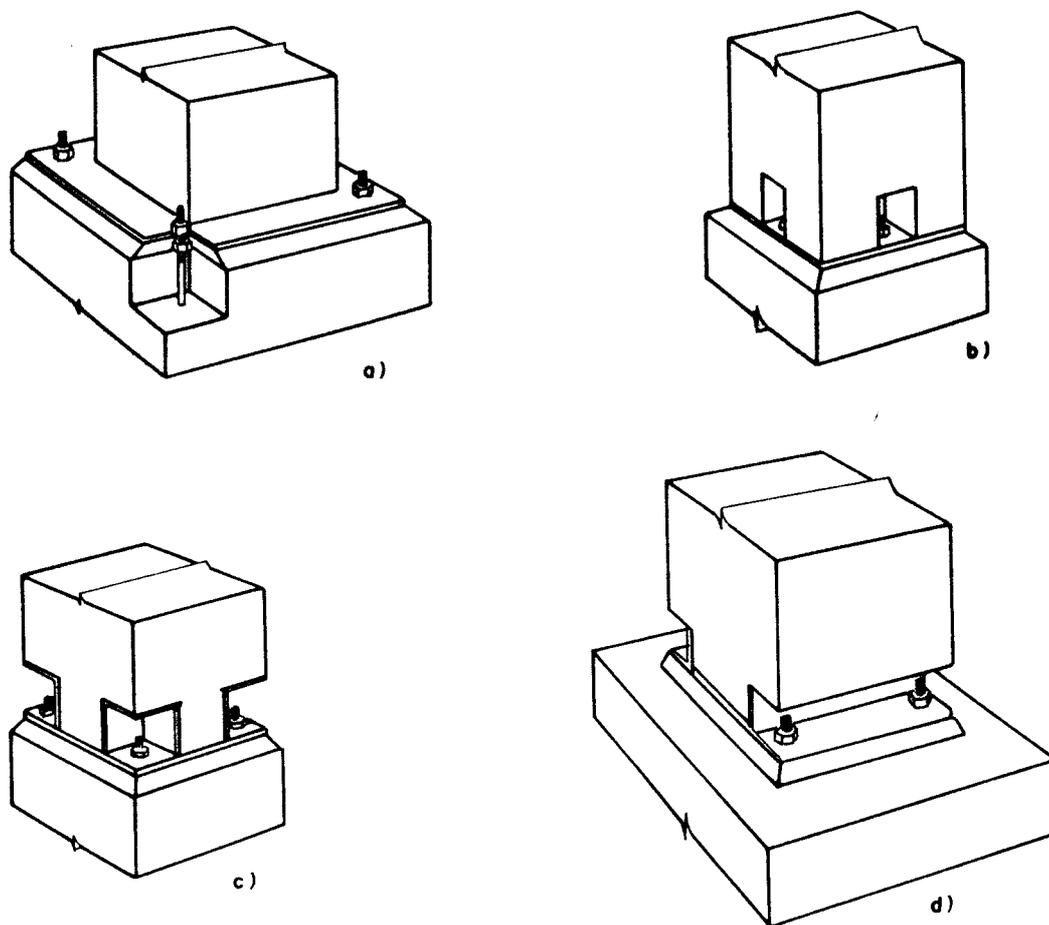


FIG. 3.10 - LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR PARAFUSADA  
Arranjos típicos<sup>[48]</sup>

A interface entre o topo do elemento de fundação e a chapa - normalmente de 4 cm a 6 cm - é preenchida com graute.

A fig. 3.10-c apresenta ligação em que são utilizadas cantoneiras concretadas nos quatro cantos do pilar. Essas cantoneiras são soldadas a pequenas placas de aço, em sua base ( $e \approx 19\text{mm}$ ) e em seu topo ( $e \approx 3\text{mm}$ , com finalidade única de contenção do concreto). Essa ligação permite a padronização de seus detalhes, independentemente das dimensões da seção transversal da coluna.

As placas de aço da ligação fundação-pilar parafusada podem ainda ter dimensões maiores, iguais ou menores que as da seção transversal do pilar. As duas últimas opções permitem um melhor tratamento arquitetônico da ligação, além de facilitar a proteção contra corrosão de seus dispositivos.

Em algumas situações a placa de base é soldada a uma armadura secundária do pilar (fig. 3.11-b). O PCI (1973)<sup>[48]</sup> e "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> recomendam que a fixação da placa à armadura do pilar seja feita passando-se as barras por furos existentes na chapa e soldando-se essa região em ambos os lados da chapa. Deve-se evitar a soldagem de topo.

As fases de carregamento crítico dessa ligação são:

- durante a montagem;
- após a conclusão da ligação.

Durante a montagem, os carregamentos atuantes são parciais (esforços de montagem, peso próprio, vento). Essas cargas são transferidas do pilar para a fundação somente pelos parafusos (barras de ancoragem) sem o graute de preenchimento.

Nessa situação, seguindo-se orientação do PCI(1973)<sup>[48]</sup> a espessura da placa de base deve ser:

$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{F \cdot 4 x_c}{b \cdot f_{yd}}} \quad (3.13)$$

se todas as barras de ancoragem estão submetidas à compressão, e

$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{F \cdot 4 x_t}{b \cdot f_{yd}}} \quad (3.14)$$

se pelo menos as barras de ancoragem de um lado da placa de base estão submetidas à tração, sendo:

- $b$  - largura da placa de base, medida na direção perpendicular ao plano de consideração das forças;
- $F$  - força total atuando em cada lado da placa de apoio
- $x_c$  - distância entre a barra de ancoragem e a face do pilar;
- $x_t$  - distância entre a barra de ancoragem e a armadura tracionada do pilar;
- $f_{yd}$  - resistência de cálculo ao escoamento do aço da placa de apoio;
- $\phi$  - fator de redução, igual a 0,90.

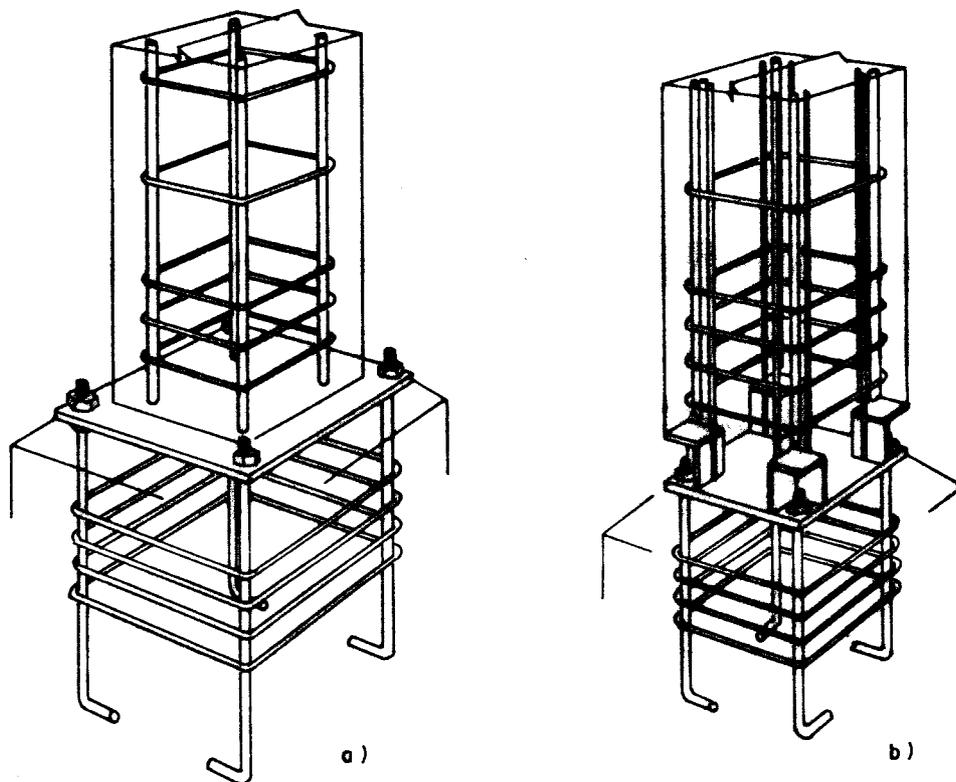


FIG. 3.11 - Detalhes gerais da ligação FUNDAÇÃO-PILAR PARAFUSADA<sup>[48]</sup>

No caso particular de ligações em que as placas de base apresentam dimensões iguais às do pilar (fig. 3.11-b), utiliza-se a

eq. (3.13), com " $x_c$ " igual à distância entre a barra de ancoragem e a face interna da cantoneira.

Na fase de utilização da obra, o graute já endurecido contribuirá no mecanismo resistente e os carregamentos atuantes serão também maiores (peso próprio, vento, sobrecargas etc...).

Existem diversos modelos para avaliação da força de arrancamento dos parafusos nesta etapa de comportamento.

O modelo elástico prevê uma distribuição linear de tensões de contato na região comprimida do graute e da fundação.

O modelo plástico admite uma distribuição uniforme de tensões de contato, conforme ilustrado na fig. 3.12.

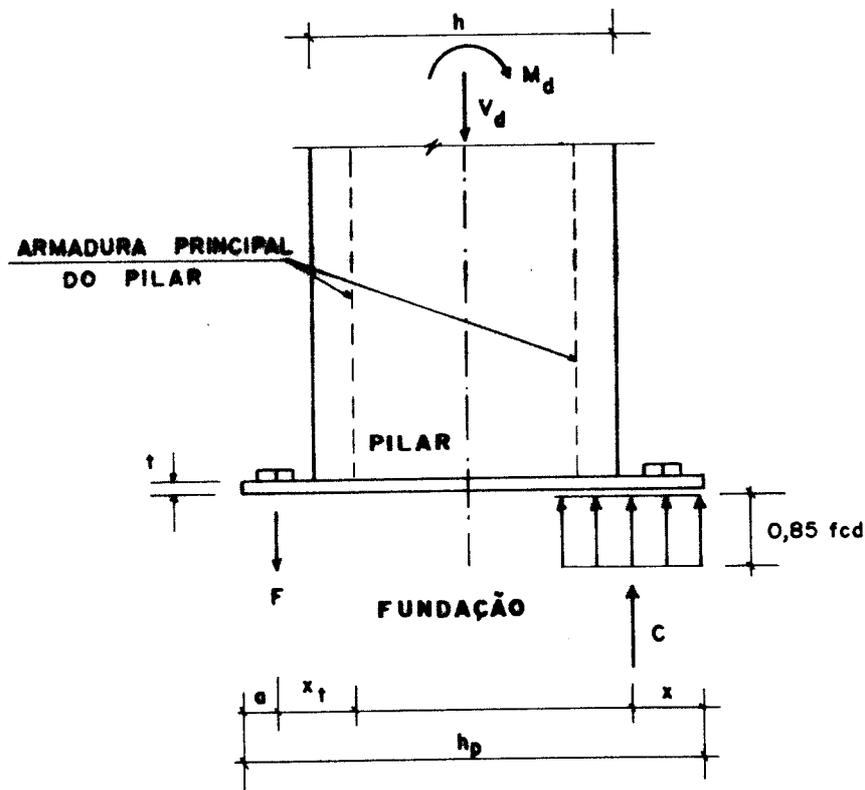


FIG. 3.12 - LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR PARAFUSADA - Sistema de forças atuantes, segundo o modelo plástico

Para esta situação, o equilíbrio de forças resulta no seguinte sistema de equações:

$$V_d + F = C = 0,85 f_{cd} \cdot 2 \cdot x \cdot b_p$$

$$V_d \left( \frac{h_p}{2} - x \right) + F \left( h_p - a - x \right) = M_d$$

Tomando-se, simplificadamente<sup>[24]</sup>,  $h_p - a \approx h_p$ , obtém-se:

$$F = \frac{M_d - V_d \left( \frac{h_p}{2} - x \right)}{h_p - x} \quad (3.15)$$

Adotando-se valores para a dimensão da placa no plano do desenho ( $h_p$ ) e para a variável "x", consegue-se estimar a força de arrancamento dos parafusos de ancoragem.

Deve-se, posteriormente, verificar a largura da placa de apoio ( $b_p$ ), através da primeira equação do sistema acima referido.

Segundo SANTOS (1985)<sup>[59]</sup>, a "Technische Hogeschool", de Delft - Holanda, propõe um modelo simplificado, aplicável somente às ligações que apresentam placas de apoio maiores que os pilares (fig. 3.11-a), admitindo que a resultante de compressão do concreto da fundação atua exatamente no alinhamento da face do pilar.

O cálculo do comprimento de ancoragem dos parafusos deve ser feito considerando-se a ruína em duas situações distintas:

a) perda de aderência entre o material de envolvimento do parafuso (concreto ou graute) e o parafuso

O comprimento de ancoragem dos parafusos é calculado pela eq. (3.11), nos casos em que eles penetram em uma bainha já preenchida com graute, ou então pela eq. (3.16), dada pela NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup> quando os parafusos de ancoragem são concretados juntamente com o elemento de fundação.

$$l_b = \left( \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,e}} \right) \quad (3.16)$$

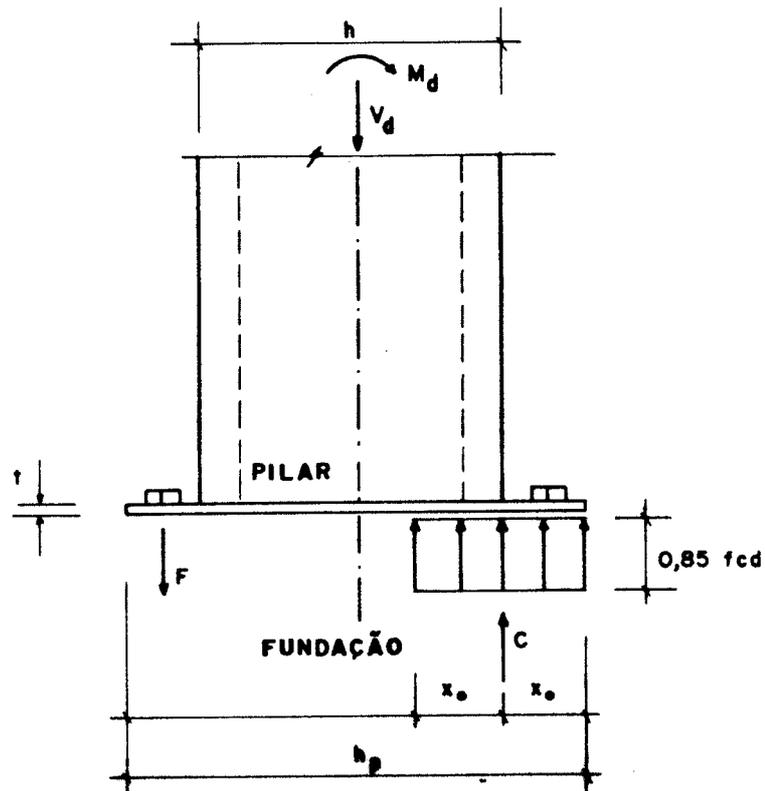


FIG. 3.13 - LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR PARAFUSADA - Modelo plástico simplificado, para avaliação da força de arrancamento dos parafusos de ancoragem.

Como as barras de ancoragem têm normalmente diâmetro superior a 12,7 mm e a NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup> exige a presença de ganchos para barras tracionadas com  $\phi \geq 6,3$  mm, a expressão do comprimento de ancoragem é:

$$l_b = \left( \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,e}} \right) - n \phi, \text{ sendo:} \quad (3.17)$$

- $\phi$  - diâmetro da barra de ancoragem;  
 $f_{yd}$  - resistência de cálculo ao escoamento da barra de ancoragem à tração;  
 $\tau_{bu}$  - tensão de aderência última;  
 $A_{s,cal}$  - área calculada da barra de ancoragem;  
 $A_{s,e}$  - área efetiva (existente) da barra de ancoragem.  
 $n$  - variável igual a:  
     10 - para barras com coeficiente de conformação superficial menor que 1,5;  
     15 - para barras com coeficiente de conformação superficial maior ou igual a 1,5.

b) ruptura por cisalhamento do concreto

Neste caso, o parafuso deve ser analisado como inserto submetido à tração. O comprimento de ancoragem é então obtido indiretamente através eqs. (3.103) ou (3.104) propostas respectivamente pela NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup> e pelo PCI (1973)<sup>[48]</sup>.

Para a etapa de comportamento em que o graute já colabora no mecanismo resistente, o PCI (1973)<sup>[48]</sup> e DEWOLF e SARISLEY (1980)<sup>[14]</sup> sugerem que a espessura da placa de apoio seja avaliada por:

$$t = \frac{x_o}{\phi} \sqrt{\frac{2 f_{bu}}{f_{yd}}} \quad , \text{ sendo:} \quad (3.18)$$

- $f_{bu}$  - tensão de contato no apoio, limitada ao valor  $0,85 f_{cd}$ ;  
 $f_{yd}$  - resistência de cálculo ao escoamento do aço da chapa.

A ligação fundação-pilar pode ser ainda articulada, embora seja esta uma situação pouco comum.

MOKK (1969)<sup>[45]</sup> apresenta duas maneiras práticas de se obter a articulação: embutindo-se o pilar em encaixe raso existente no elemento de fundação e por soldagem (fig. 3.14).

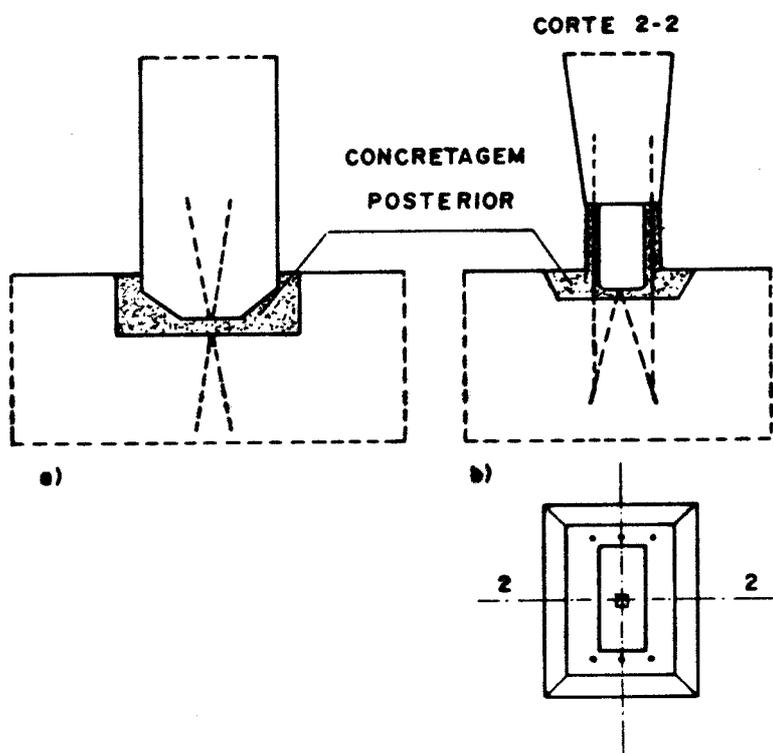


FIG. 3.14 - LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR ARTICULADA<sup>[45]</sup>  
a) por embutimento do pilar em encaixe de pouca profundidade  
b) por soldagem

### 3.2 LIGAÇÃO PILAR-PILAR

Classificação da ligação

- quanto à vinculação: rígida
- quanto à concretagem: úmida/seca
- quanto à solicitação predominante: compressão e flexão
- quanto à dureza: "hard"

A ligação pilar-pilar é normalmente evitada nas edificações pré-fabricadas convencionais. Sua execução é trabalhosa (difícil acesso e posicionamento para o trabalho, difícil obtenção de prumo, nivelamento e alinhamento do segmento superior do pilar etc...) e a responsabilidade estrutural é considerável - nos edifícios multi-pavimentos, convencionais do ponto de vista estrutural, os pilares desempenham importante papel na estabilidade global da edificação.

Por essas razões, muitos projetistas, engenheiros e fabricantes de pré-moldados especificam e utilizam pilares contínuos de grandes dimensões nas suas construções, evitando assim essa ligação.

MOKK (1969)<sup>[45]</sup> comenta que os pilares se unem normalmente ao nível do solo (ou das vigas), devendo-se evitar, se possível, a execução da ligação em pontos intermediários.

O PCI (1973)<sup>[48]</sup> e "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> não fazem considerações a esse respeito.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> especifica que sendo necessária a ligação, ela deve ser feita de preferência no terço médio do pilar, onde o momento fletor atuante é relativamente menor.

O comportamento estrutural da ligação pilar-pilar é basicamente o mesmo que da ligação fundação-pilar. Estando normalmente solicitada à flexão, deve-se garantir a transferência de um binário, através de um contato perfeito entre as partes comprimidas do material e a continuidade das armaduras nas partes tracionadas.

De maneira geral, a ligação pilar-pilar pode ser feita:

- fora do nível do piso

- ao nível do piso  
com vigas

{	apoiando-se nas laterais do pilar
	apoiando-se no pilar inferior
	atravessando o pilar

### 3.2.1 Ligação fora do nível do piso

Nessa ligação, o segmento superior do pilar apoia-se no inferior e a solidarização das armaduras salientes é feita por soldagem, através de luvas rosqueáveis, por aparafusamento em chapa de aço ou por traspasse. "The Institution of Structural Engineers" sugere ainda a execução dessa ligação com armadura saliente do pilar inferior embutida em vazios do pilar superior, posteriormente preenchidos com graute ("dowelled and grouted joint") (fig. 3.15-d).

Nas ligações PILAR-PILAR soldadas, com luvas rosqueáveis e parafusadas as etapas de carregamento crítico são:

- durante o içamento e montagem, quando os carregamentos são ainda parciais e a seção resistente ainda não conta com o graute de preenchimento;
- após a conclusão da ligação, com a incidência de todos os carregamentos.

A ligação pilar-pilar soldada (fig. 3.15-a) é calculada de maneira semelhante à ligação fundação-pilar soldada. A resistência última da solda é dada pela tab. 3.1 e todos os cuidados no procedimento de soldagem já citados devem também aqui ser observados.

Nesta ligação, durante a montagem, o pilar superior apoia-se no inferior através de saliência existente na seção transversal. Deve-se verificar essa pressão de contato entre os pilares, pois ela, eventualmente, pode ser fator condicionante.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> reza que a pressão de contato entre elementos pré-fabricados será:

$$f_{bu} \leq \begin{cases} 0,03 f_{ck} \\ 1,0 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{para contatos simples} \quad (3.19)$$

$$f_{bu} \leq \begin{cases} 0,10 f_{ck} \\ 2,0 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{para contatos executados com argamassa de preenchimento} \quad (3.20)$$

onde  $f_{ck}$  é a menor das resistências características dos materiais em contato.

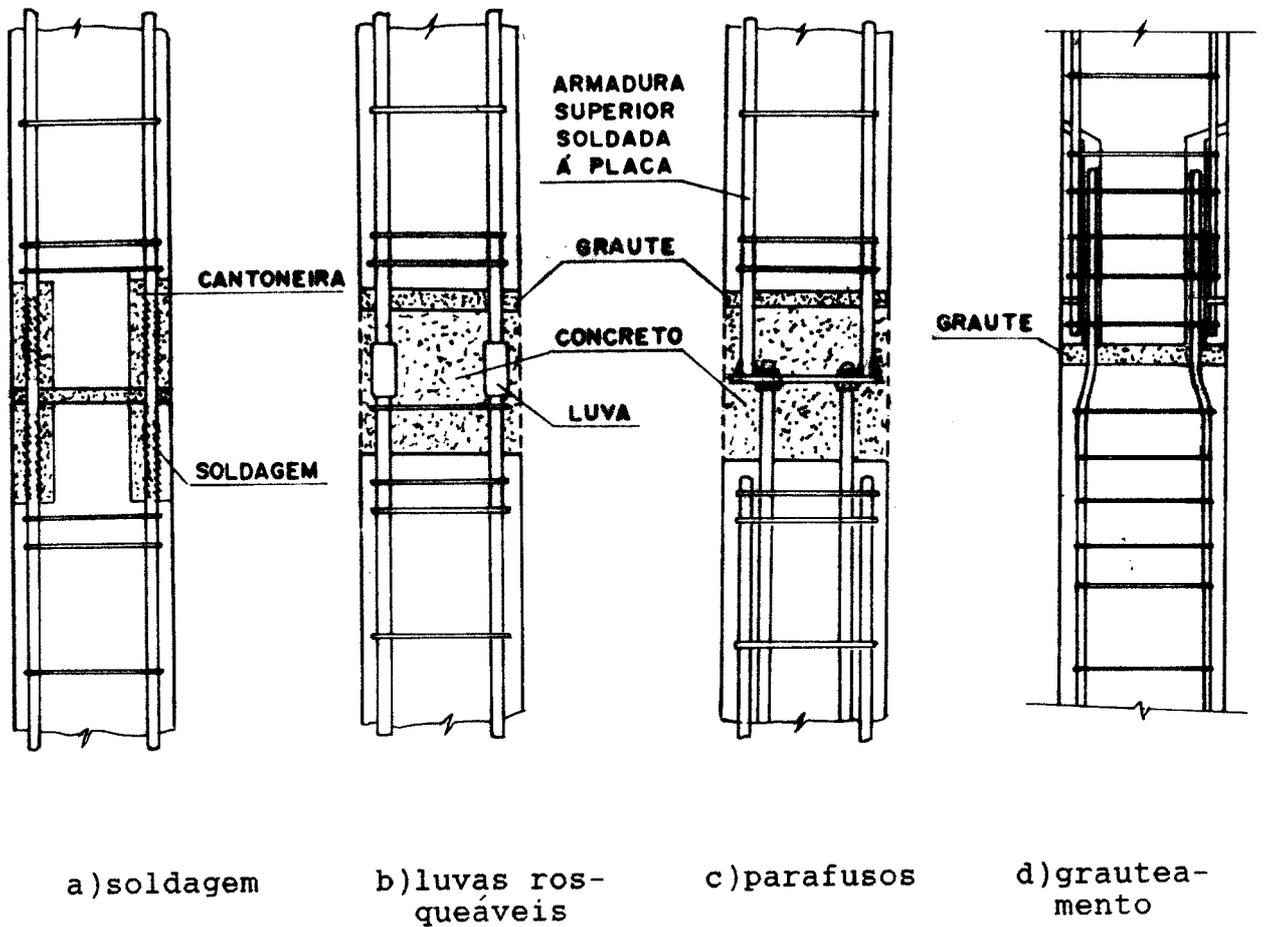


FIG. 3.15 - LIGAÇÃO PILAR-PILAR FORA DO NÍVEL DO PISO - Tipos de emenda das armaduras.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> também dá recomendações a respeito da armadura de reforço no topo dos segmentos de pilares. Além de uma armadura calculada para a situação de bloco com carregamento parcial (obtida de [31]), especifica uma armadura de fretagem na extremidade do pilar, ficando a armadura final, em cada uma das direções principais dada por:

$$A_{sh} = \frac{1}{f_{yd}} \left[ 0,30 V_d \left( 1 - \frac{d_1}{2a} \right) + \gamma_n H_d \right] \quad , \quad (3.21)$$

onde:

- $V_d$  - força vertical de cálculo transmitida à extremidade do pilar;
- $H_d$  - força horizontal de cálculo transmitida à extremidade do pilar;
- $d_1$ ,  $d$  e  $a$  - grandezas lineares, tomadas de acordo com a fig.3.16; para placas de apoio sem rigidez à flexão,  $d_1$  deve ser tomada como a dimensão do elemento apoiado, se ela resultar menor que  $d_1$ ;
- $\gamma_n$  - fator de multiplicação, dado por:

a) no caso de elementos pré-fabricados em usina:

- $\gamma_n = 1,0$  quando a carga permanente for preponderante;
- $\gamma_n = 1,1$  em caso contrário.

b) nos demais casos:

- $\gamma_n = 1,1$  quando a carga permanente for preponderante;
- $\gamma_n = 1,2$  em caso contrário.

LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[32]</sup> sugerem que se adote para essa armadura apenas barras de pequeno diâmetro, distribuídas em várias camadas sobrepostas que se estendem até uma profundidade equivalente a 70% da dimensão da peça na direção considerada, ancorando-se a armadura bem próximo às faces laterais externas. A solução mais prática é usar estribos fechados ou armadura em malhas.

Esta última opção é detalhada pela NBR 6118 (1978)<sup>[41]</sup>.

"The Institution of Structural Engineers" (1973)<sup>[26]</sup> adota como pressão de contato máxima entre elementos pré-fabricados os valores aproximados  $0,47 f_{ck}$  e  $0,70 f_{ck}$ , para contatos simples e contatos executados com argamassa de preenchimento respectivamente.

O PCI (1973)<sup>[48]</sup> recomenda que nos apoios executados em concreto simples, a pressão de contato seja limitada ao valor:

$$f_{bu} = \phi \cdot 5,875 \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt[3]{a/d_1} \quad , \text{ sendo} \quad (3.22)$$

- $f_{bu}$  - pressão de contato, em MPa;
- $f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão, em MPa;
- $\phi$  - coeficiente de redução, igual a 0,70;
- $a$  e  $d_1$  - grandezas lineares, tomadas em "cm", de acordo com a fig. 3.16.

No caso da existência de forças horizontais de cálculo ( $H_d$ ), a pressão de contato  $f_{bu}$  deverá ser reduzida, multiplicando-se a eq. 3.22 por um coeficiente de correção dado por:

$$C_r = \left( \frac{a \cdot d_1}{1290} \right)^{\frac{H_d}{V_d}} \quad , \quad (3.23)$$

sendo  $H_d$  e  $V_d$  as cargas de cálculo na horizontal e vertical, respectivamente e tomando-se  $a \cdot d_1 \leq 58 \text{ cm}^2$ .

Para apoios submetidos a carregamentos verticais e/ou horizontais elevados, deve-se limitar a tensão de contato ao valor:

$$f_{bu} = \phi \cdot 0,85 f_{ck} \quad , \quad (3.24)$$

onde  $\phi$  - coeficiente de redução, igual a 0,70, utilizando-se ainda armaduras de confinamento conforme a fig. 3.17 e a eq. (3.25).

$$A_{sh} = \frac{1}{\phi f_{yk}} \left[ \frac{V_d}{\mu} + H_d \right], \text{ sendo:} \quad (3.25)$$

$\phi$  - coeficiente de redução, igual a 0,85;

$\mu$  - coeficiente de atrito, dado pela tab. 3.2.

Para facilitar a obtenção de prumo, o alinhamento dos pilares e corrigir pequenas imprecisões do processo de montagem, é interessante a utilização do detalhe da fig. 3.7.

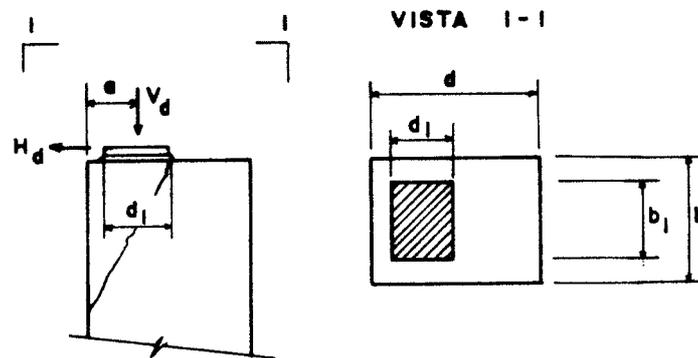


FIG. 3.16 - Esquema geral de apoio em concreto simples

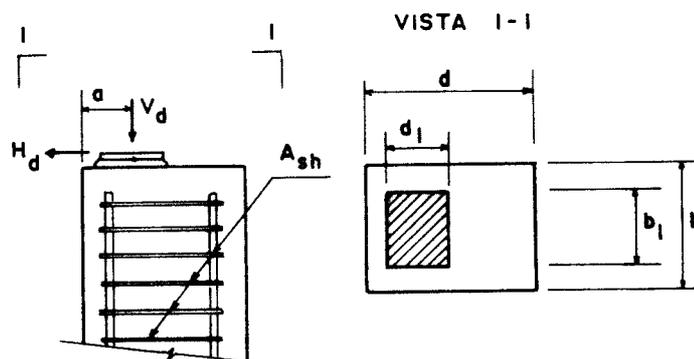


FIG. 3.17 - Armadura de confinamento nos apoios de concreto submetidos a carregamentos elevados

A ligação pilar-pilar pode ter a emenda das barras feita através de luvas rosqueáveis.

A NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup> não permite o uso de roscas em barras de aço classe B, salvo se demonstrado experimentalmente que o aumento da resistência por encruamento é uniforme em toda a seção transversal.

Segundo "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup>, nos casos em que a ligação estiver solicitada por um elevado momento fletor, o trecho com rosca da barra pode não apresentar ductilidade suficiente para acompanhar as deformações impostas à armadura do pilar. Quando necessário, dados sobre a ductilidade e resistência dessa região deverão ser obtidos por meio de ensaios laboratoriais.

Ainda segundo "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> é prática comum na finalização da ligação pilar-pilar com luvas rosqueáveis ou parafusos (fig. 3.15-b e 3.15-c) a execução do preenchimento de concreto em dois estágios: adiciona-se inicialmente concreto, deixando um pequeno espaço entre o topo desse concreto e a superfície inferior do pilar superior, espaço esse que será posteriormente preenchido com argamassa não retrátil ou graute.

Um problema potencial a esse tipo de ligação e a todas as ligações rosqueadas em que não se vê a extremidade com rosca da barra, é a garantia de que um comprimento suficiente da rosca encontra-se dentro da luva. Para solucioná-lo utilizam-se faixas de pintura delimitando essas regiões mínimas.

A ligação pilar-pilar com armaduras unidas através de chapas e parafusos apresenta os mesmos dispositivos, considerações de uso e limitações já apresentados para essa ligação no caso fundação-pilar. Neste caso, seriam possíveis de uso todos os detalhes em que a chapa de ligação não apresenta dimensões maiores que as da seção do pilar (fig. 3.18).

Simplificando-se a execução e montagem, a chapa de base fica normalmente soldada à armadura do pilar superior. Nas situações usuais, sua espessura deverá obedecer as equações 3.13, 3.14 ou 3.18, conforme o caso.

"The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> sugere a ligação pilar-pilar executada com barras salientes do pilar inferior penetrando em vazios deixados no pilar superior, que serão posteriormente preenchidos com graute - "dowelled and grouted joint" (fig. 3.15-d).

Esta ligação, de execução e mecanismo resistente bastante semelhantes à ligação fundação-pilar da fig. 3.9, apresenta, segundo "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup>, vantagens econômicas - ao nível da produção dos elementos - e práticas - pela facilidade com que permitem sejam feitas correções no posicionamento dos elementos a solidarizar.

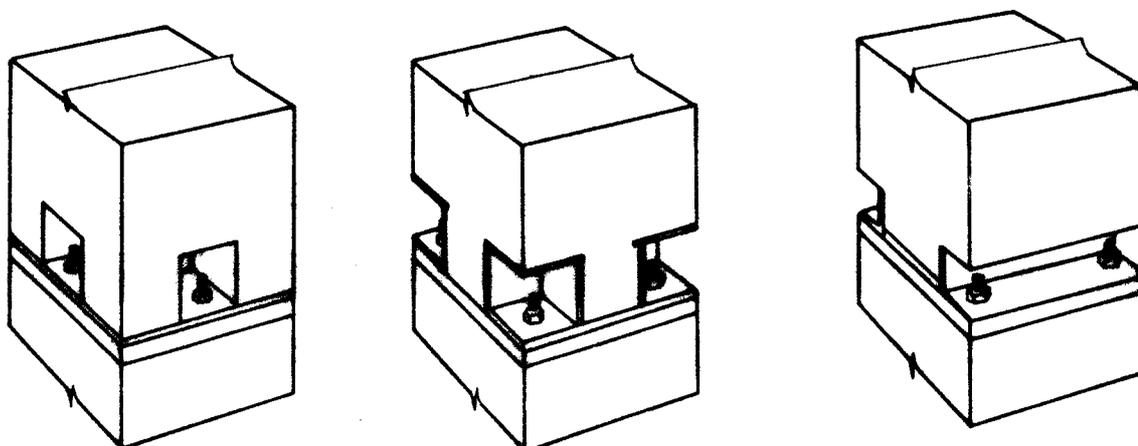


FIG. 3.18 - Ligações típicas PILAR-PILAR PARAFUSADAS<sup>[48]</sup>

Contudo, uma desvantagem considerável dessa ligação é o tempo necessário na finalização da montagem, uma vez que o graute de preenchimento deve ganhar resistência antes da ocorrência de quaisquer carregamentos. Até que isso ocorra, a ligação deve ficar devidamente escorada e travada.

Não se dispondo de resultados de ensaio conclusivos a respeito do desempenho dessa ligação, pode-se estimar o comprimento

de ancoragem da barra saliente com o uso da eqs. 3.11 ou 3.16, obedecendo-se também as seguintes recomendações construtivas para a bainha metálica (quando presente):

- a) espessura mínima da camada de concreto ao redor da bainha igual a 7,5 cm;
- b) diâmetro externo da bainha maior ou igual a 3 vezes o diâmetro da barra de aço saliente do pilar;
- b) espessura mínima da parede da bainha metálica de 0,58 mm;
- c) graute de preenchimento com resistência mínima  $f_{ck} = 42$  MPa;
- d) armadura "de confinamento" disposta na horizontal, na forma de estribos ou espirais, calculada pela eq. 3.12.

A ligação pilar-pilar pode ainda ser feita por traspasse das armaduras. Essa opção não é muito comum, tendo em vista os comprimentos de traspasse - relativamente grandes - necessários para as grossas barras dos pilares.

### 3.2.2 Ligação ao nível do piso

#### 3.2.2.a) com vigas apoiando-se nas laterais do pilar

A fig. 3.19-a, com detalhes gerais dessa ligação, mostra que a ligação viga-pilar não causa nenhuma interferência na ligação pilar-pilar, podendo assim analisar as ligações separadamente.

#### 3.2.2.b) com vigas apoiando-se no pilar inferior

Neste caso, devido à interferência das vigas que se apoiam nas bordas do pilar inferior, dispõe-se normalmente uma armadura secundária para realização da ligação pilar-pilar.

"The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> comenta que nessa situação a união pilar-pilar é feita normalmente usando-se parafusos ou solda, com preenchimento posterior de graute.

Em qualquer uma das situações, além das verificações relativas à ligação soldada ou parafusada, deve-se dimensionar:

- a) a armadura secundária, para resistir ao momento fletor atuante no pilar;
- b) o espaçamento dos estribos da armadura secundária;
- c) o apoio da viga no pilar inferior (ver ligação viga-pilar).

Novamente aqui, pode-se ter etapa de carregamento crítico durante o içamento e montagem da ligação.

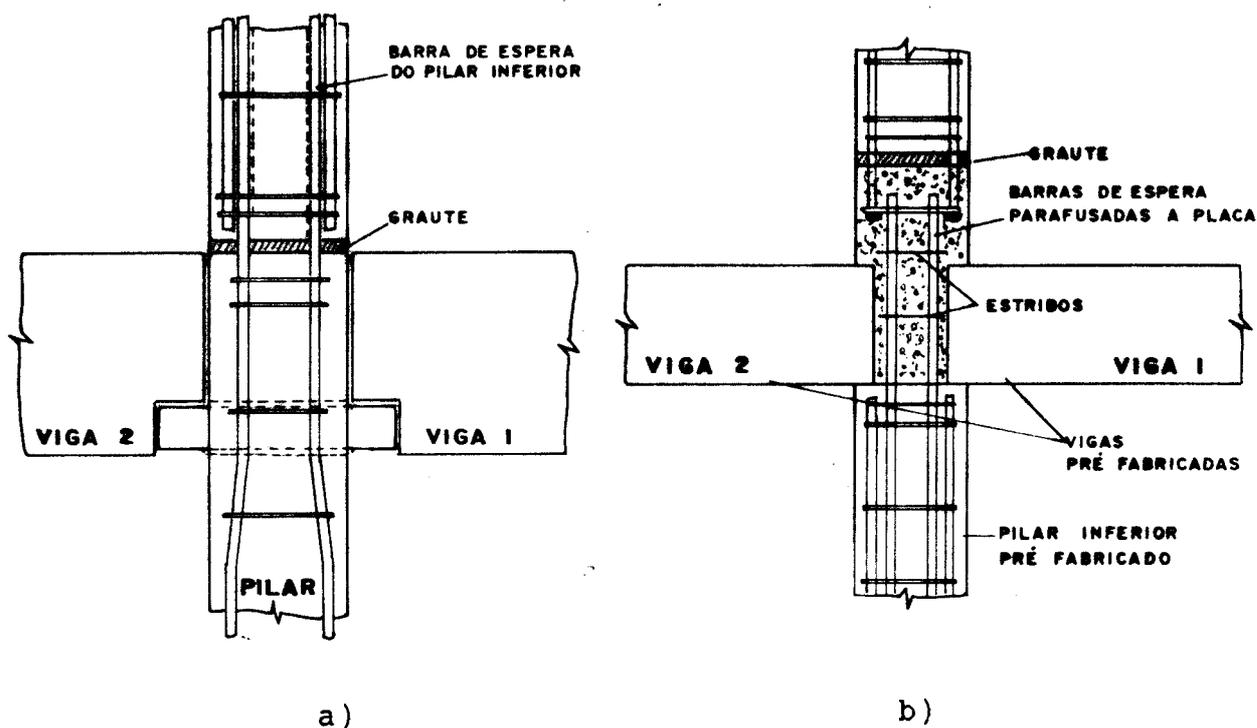


FIG. 3.19 - Ligação PILAR-PILAR: a) com vigas apoiando-se nas laterais do pilar; b) com vigas apoiando-se no pilar inferior.

3.2.2.c) com viga atravessando o pilar

A ligação da fig. 3.20 já foi estudada experimentalmente por SOMERVILLE (1967, 1972)<sup>[65],[66],[67]</sup> conforme citado em "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup>.

Esta ligação apresenta uma forma de ruptura potencial, causada pelo esmagamento de faces opostas dos pilares superior e inferior, forçando assim uma rotação da viga em torno de seu eixo longitudinal.

Outro aspecto do comportamento dessa ligação é que se a viga apresenta mesma largura que o pilar, há a tendência de ruptura da camada de cobertura da armadura da viga, na face sob o pilar superior. Se este fato não ocorre simultaneamente dos dois lados da viga, pode precipitar o efeito de torção citado.

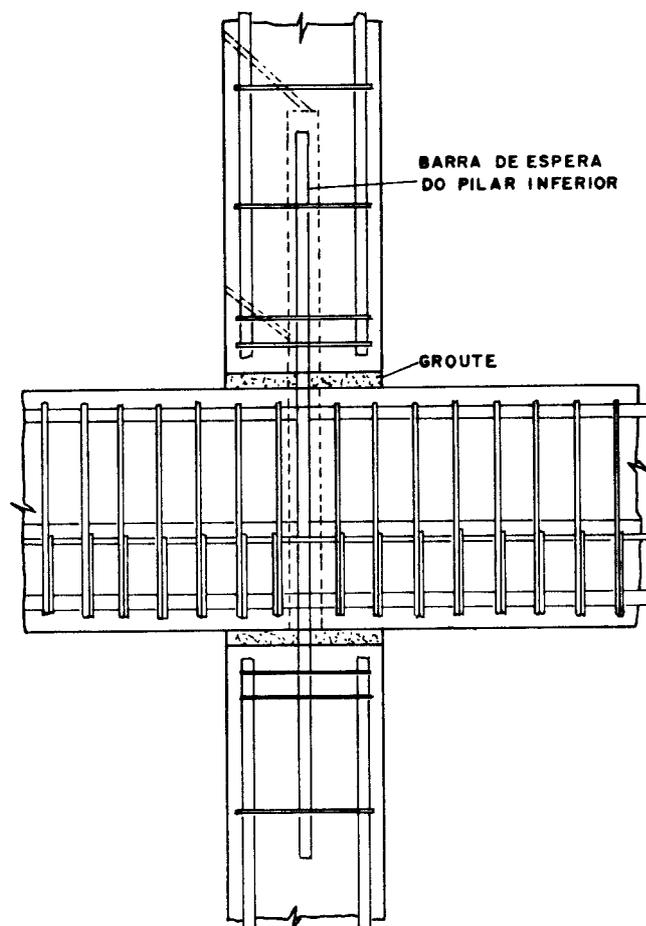


FIG. 3.20 - Ligação PILAR-PILAR com viga atravessando o pilar.<sup>[26]</sup>

### 3.3 LIGAÇÃO VIGA-PILAR

Classificação da ligação

- quanto à vinculação: articulada/rígida
- quanto à concretagem: seca/úmida
- quanto à solicitação predominante: cisalhamento/compressão/flexão
- quanto à dureza: "soft/hard"

A ligação viga-pilar mais elementar é a executada através de apoio simples da viga sobre o pilar ou seus prolongamentos (fig. 3.21).

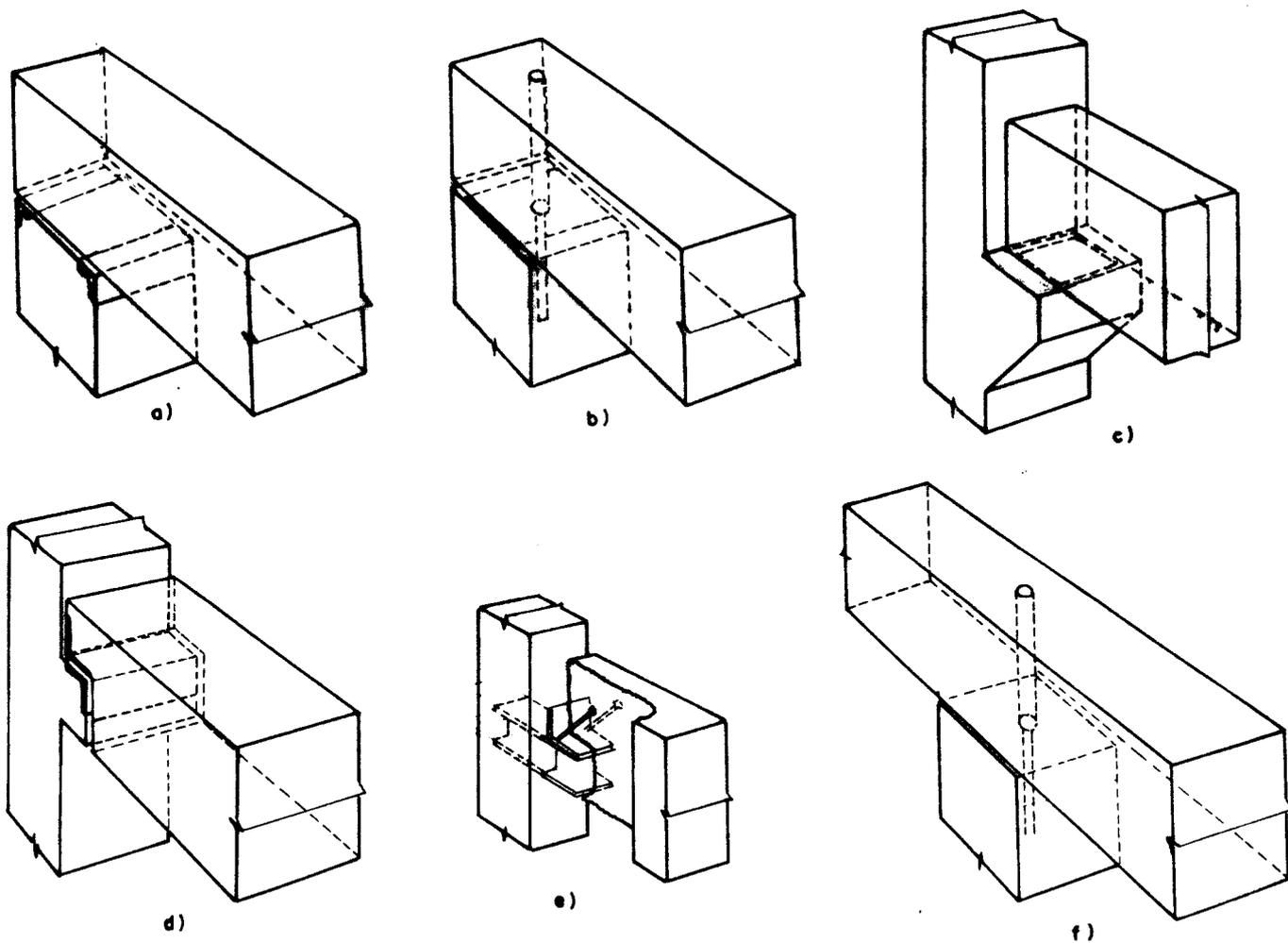


FIG. 3.21 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR - Algumas variações da ligação articulada.

Na fig. 3.21-a o apoio da viga se dá através de cantoneiras metálicas de enrijecimento de borda. A ligação 3.21-b ilustra o uso de chumbadores (ferros de espera) e almofadas de neoprene. O orifício para encaixe dos chumbadores é posteriormente preenchido com graute ou argamassa não retrátil. O chumbador, dessa maneira, limita a movimentação da viga (principalmente na horizontal) e dá a ela maior estabilidade lateral, sendo por essa razão bastante usado na indústria nacional.

As ligações 3.21-c e 3.21-d são executadas através de consolos de concreto salientes do pilar. Na fig. 3.21-e utiliza-se para apoio da viga um perfil estrutural de aço, saliente do pilar.

O detalhe da fig. 3.21-f mostra uma viga que passa sobre o pilar. É comum nas vigas em balanço. Nota-se aqui também o uso de chumbadores. Quando se deseja permitir pequenas movimentações horizontais da viga, o orifício de encaixe dos chumbadores deve ser preenchido com mastique ou outro material compressível.

A ligação pode ser feita, ainda, com o apoio de mais de uma viga ao mesmo pilar (fig. 3.22).

As vigas podem ser assentadas aos seus apoios (pilares):

- a) com junta a seco;
- b) com intercalação de uma camada de argamassa;
- c) com concretagem local;
- d) com dispositivos metálicos;
- e) com almofadas de elastômeros.

Segundo a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup>, a junta a seco só é permitida no caso de elementos de pequenas dimensões. A limitação da pressão de contato ( $f_{bu}$ ) se faz de acordo com a eq. (3.19).

O CEB (1986)<sup>[12]</sup> não fornece a pressão de contato máxima nem limita a ligação a elementos de pequenas dimensões, exigindo contudo grande precisão de execução e montagem.

Para apoios com intercalação de uma camada de argamassa, a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> especifica que o assentamento deve ser feito antes do início da pega do cimento e a pressão de contato deve ser limitada aos valores da expressão (3.20).

A ligação VIGA-PILAR com concretagem local é sugerida por MOKK<sup>[45]</sup>, principalmente nos casos da fig. 3.22, onde existe mais de uma viga apoiando-se no mesmo pilar. MOKK<sup>[45]</sup> sugere ainda a utilização de pequenas alças, fixas ao topo dos elementos, conforme se mostra na fig. 3.23.

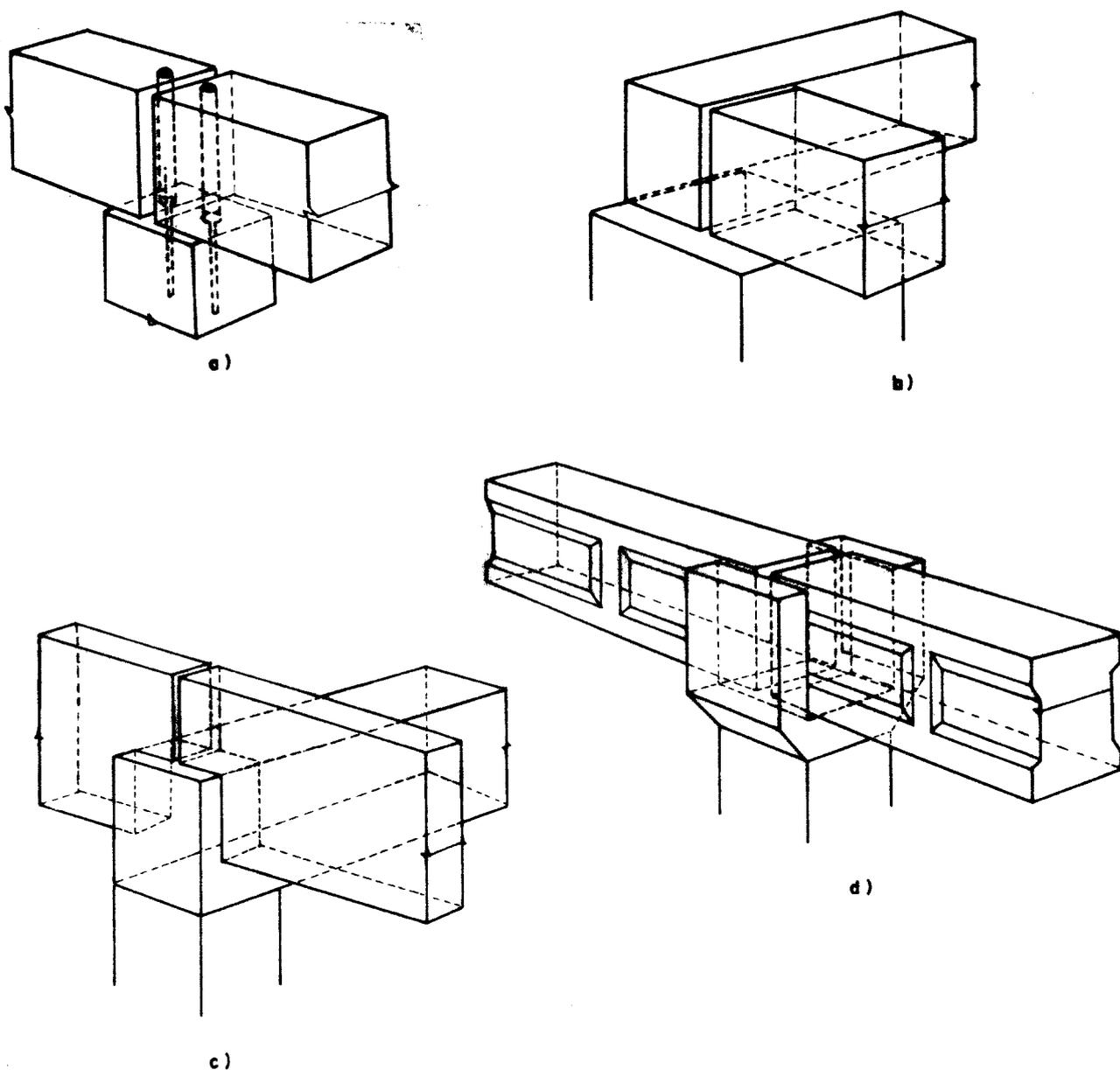


FIG. 3.22 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR - Ligações articuladas com mais de uma viga apoiando-se no mesmo pilar.

Nas especificações da NBR 9062 para ligações VIGA-PILAR com concretagem local, é citado o caso específico de pilares, pór-

ticos (viga-pilar) e arcos submetidos a esforços de flexão e cisalhamento, sem tensões de tração.

O apoio da viga sobre o pilar com uso de chapas e cantoneiras metálicas é bastante empregado pela escola americana<sup>[48]</sup>.

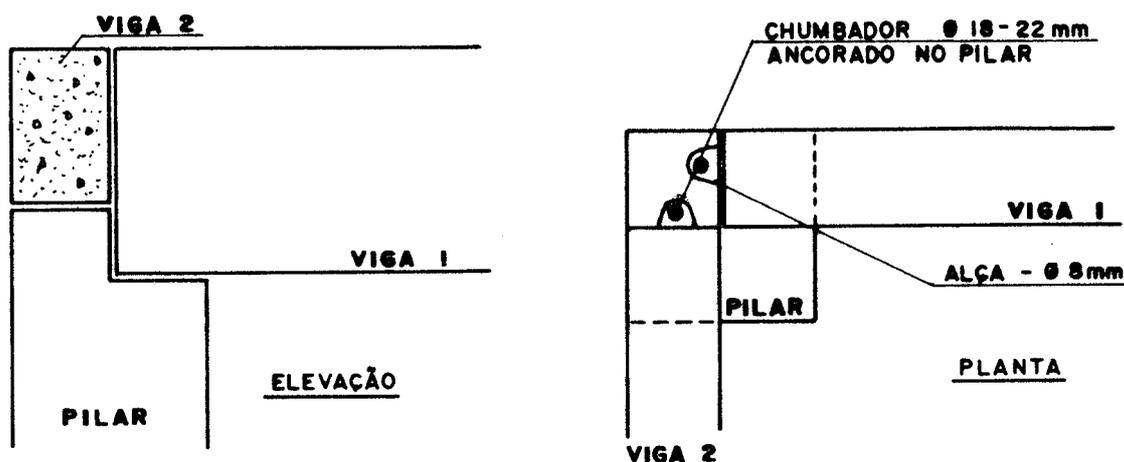


FIG. 3.23 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR ARTICULADA - Detalhe do encontro de vigas sobre um mesmo pilar e das alças de solidarização. A concretagem local dá acabamento e proteção à ligação.

Na sua utilização mais simples, as chapas e cantoneiras trabalham como enrijecedores de bordas dos elementos pré-moldados (fig. 3.21-d) e também como placas de apoio substituindo as camadas de argamassa e almofadas de apoio, no caso de cargas concentradas elevadas em áreas de apoio reduzidas (por ex. apoio de vigas "Y" e detalhe da fig. 3.24). As placas de apoio são normalmente soldadas à armadura dos elementos pré-moldados, ou ligadas ao concreto, através de grapas ou parafusos ancorados.

Os dispositivos metálicos (perfis estruturais "I", "U") podem também ser empregados como consolos para apoio das vigas (fig. 3.21-e). O seu cálculo será visto posteriormente.

Para assentamento da viga sobre seus apoios, os aparelhos com almofadas de elastômero são os mais empregados<sup>[8]</sup>. O material utilizado nessas almofadas é a borracha sintética, conhecida comercialmente como neoprene.

Para cargas de pequena intensidade (caso comum nos pré-moldados) e espessura de apoio reduzidas, pode-se utilizar somente o elastômero. No caso de ocorrência de cargas elevadas (pontes, por exemplo) são empregadas placas de borracha e chapas de aço intercaladas, solidarizadas por vulcanização ou colagem especial, formando um conjunto único (neoprene fretado). As chapas de aço exercem o efeito de cintamento sobre as placas de borracha, melhorando o comportamento do conjunto.

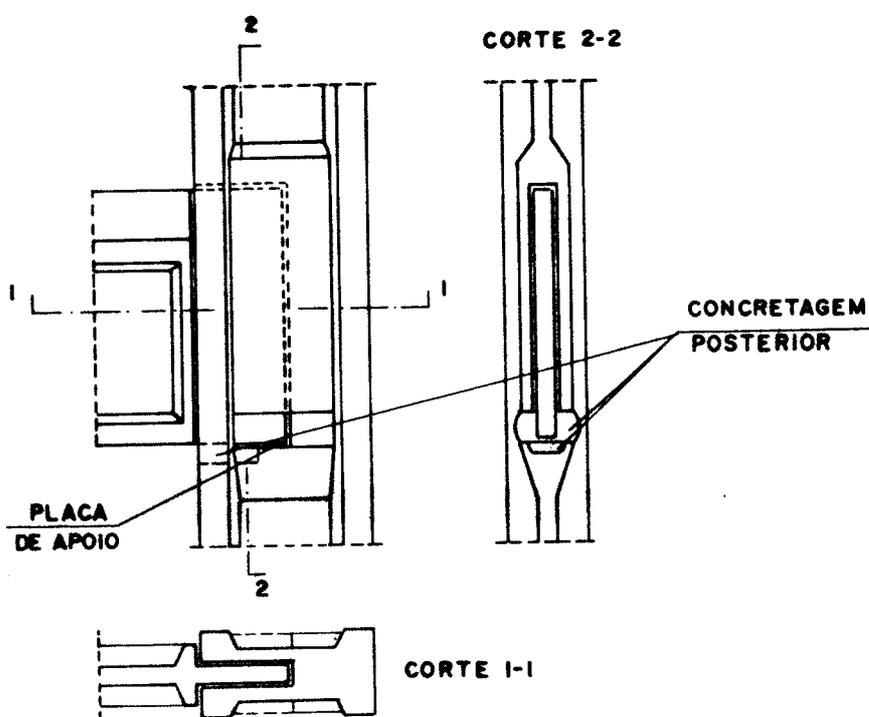


FIG. 3.24 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR ARTICULADA - A viga se apoia no fundo de um pequeno vazio deixado no pilar. A superfície de apoio deve ter uma placa de aço ancorada no pilar.

Os resultados de estudos teóricos existentes sobre aparelhos de apoio de elastômeros não são plenamente satisfatórios, pois baseiam-se em teoria de primeira ordem. Aos elastômeros deve-se aplicar uma teoria de terceira ordem<sup>[8]</sup>.

Os principais estudos experimentais sobre esses apoios foram desenvolvidos na França e divulgados a partir de 1965.

As fórmulas obtidas experimentalmente introduziram algumas modificações nas expressões determinadas através de estudos teóricos<sup>[8]</sup>. Nota-se, hoje, que a diferença principal entre os vários critérios para cálculo desses aparelhos de apoio está nas limitações impostas às tensões de cisalhamento.

No Brasil, na falta de uma norma específica, a NBR 9062<sup>[5]</sup>, com base nos critérios da norma da "Union Internationale des Chémins des Fer" (UIC)<sup>[70]</sup>, fornece especificações para esses aparelhos de apoio.

O cálculo dos apoios de almofadas de elastômeros retangulares consiste em se fixar as suas dimensões em planta e sua altura total - espessura e número de placas de elastômero - através de um pré-dimensionamento, procedendo a seguir a verificação das diversas condições de segurança, especificadas pela NBR 9062<sup>[5]</sup>, que são:

- pressão de contato;
- deformação por compressão;
- deformação por cisalhamento;
- segurança ao deslizamento;
- não levantamento da borda menos carregada;
- tensão de cisalhamento;
- condições de estabilidade;
- resistência das chapas de aço.

BRAGA (1986)<sup>[8]</sup> sugere a utilização de solicitações características nas verificações.

O roteiro de cálculo é a seguir detalhado, com base nas notações da fig. 3.25, utilizando-se solicitações de serviço (características).

#### a) Pré-dimensionamento

##### a.1) dimensões do apoio

$$\sigma = \frac{V_k}{a b} \leq \begin{cases} 7,0 \text{ MPa} - \text{para almofadas simples} \\ 11,0 \text{ MPa} - \text{para almofadas fretadas} \end{cases}$$

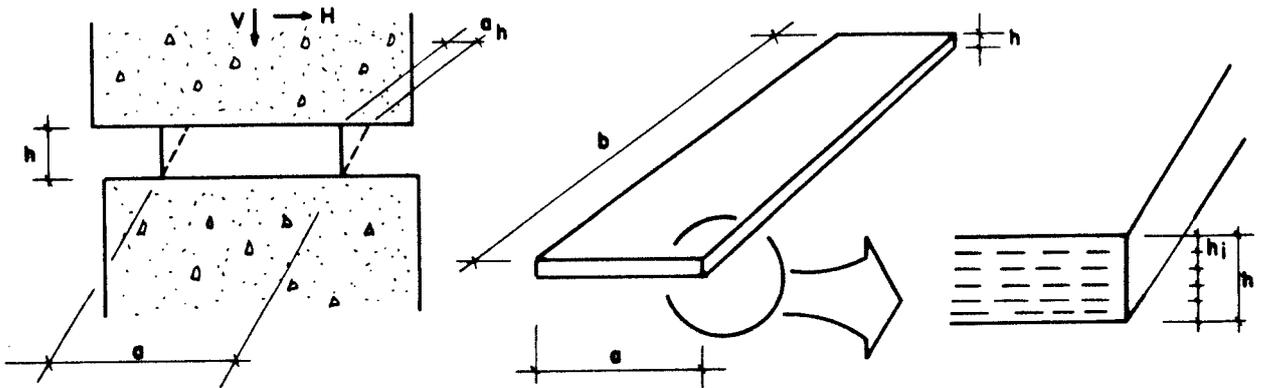


FIG. 3.25 - Alguns parâmetros característicos de apoios de almofadas de elastômeros retangulares.

Deve-se, preferivelmente, utilizar as dimensões comerciais, que variam de 5 cm em 5 cm, dentro de certos limites.

Segundo BRAGA (1986)<sup>[8]</sup>, a menor dimensão "a" da almofada, orientada de modo a favorecer as rotações de apoio, não deve ultrapassar 30 cm, se possível, salvo quando as rotações previstas forem muito pequenas.

O PCI<sup>[48]</sup> especifica que a menor dimensão "a" seja :

$$a \geq \begin{cases} 5 h \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

a.2) espessura total da almofada (h)

$h > 2 a_{h1}$ , onde  $a_{h1}$  é o deslocamento horizontal da almofada, estimado com base nas ações de aplicação lenta (retração, temperatura, fluência etc)

A espessura total da almofada poderá ser obtida com uso de uma única camada de elastômero (almofada simples) ou com várias camadas de elastômero de altura  $h_i$  (todas iguais, geralmente), fretadas por chapas de aço.

## b) Verificações

### b.1) Deformação por compressão ( $a_v$ )

Segundo a NBR 9062<sup>[5]</sup>, a deformação por compressão em serviço deve ser limitada a 15% da altura total da almofada ( $h$ ).

$$a_v \leq 0,15 h$$

O PCI<sup>[48]</sup> apresenta ábacos para a estimativa da deformação específica por compressão, em função da dureza Shore A do elastômero e do fator de forma, definido como:

$$B = \frac{a b}{2 h_i (a + b)} \quad (3.26)$$

onde  $h_i$  é a altura de uma camada de elastômero. No caso de elastômero simples,  $h_i = h$ .

BRAGA (1986)<sup>[8]</sup> sugere na determinação do deslocamento vertical  $a_v$  o uso da seguinte fórmula:

$$a_v = \frac{\sigma'_m h}{4 G B^2 + 3 \sigma'_m} \quad , \text{ sendo:} \quad (3.27)$$

$h$  - altura da almofada, tomada igual a  $nh_i$  no caso de elastômero fretado;

$B$  - fator de forma, dado pela eq. (3.26);

$G$  - módulo de elasticidade transversal, tomado pela tab. 3.3;

$\sigma'_m$  - tensão de contato efetiva, dada por:

$$\sigma'_m = \text{máx} \left[ \frac{V_{k,g}}{A'} , \frac{V_{k,g} + V_{k,q}}{A'} \right] \quad (3.28)$$

tomando-se:

$V_{k,g}$  - força normal característica, devida às cargas estáticas ou de aplicação lenta (normalmente as cargas permanentes);

$V_{k,q}$  - força normal característica, devida às cargas dinâmicas ou de aplicação rápida (normalmente as cargas acidentais);

$A'$  - área efetiva dada por:

$$A' = (a - a_h) b$$

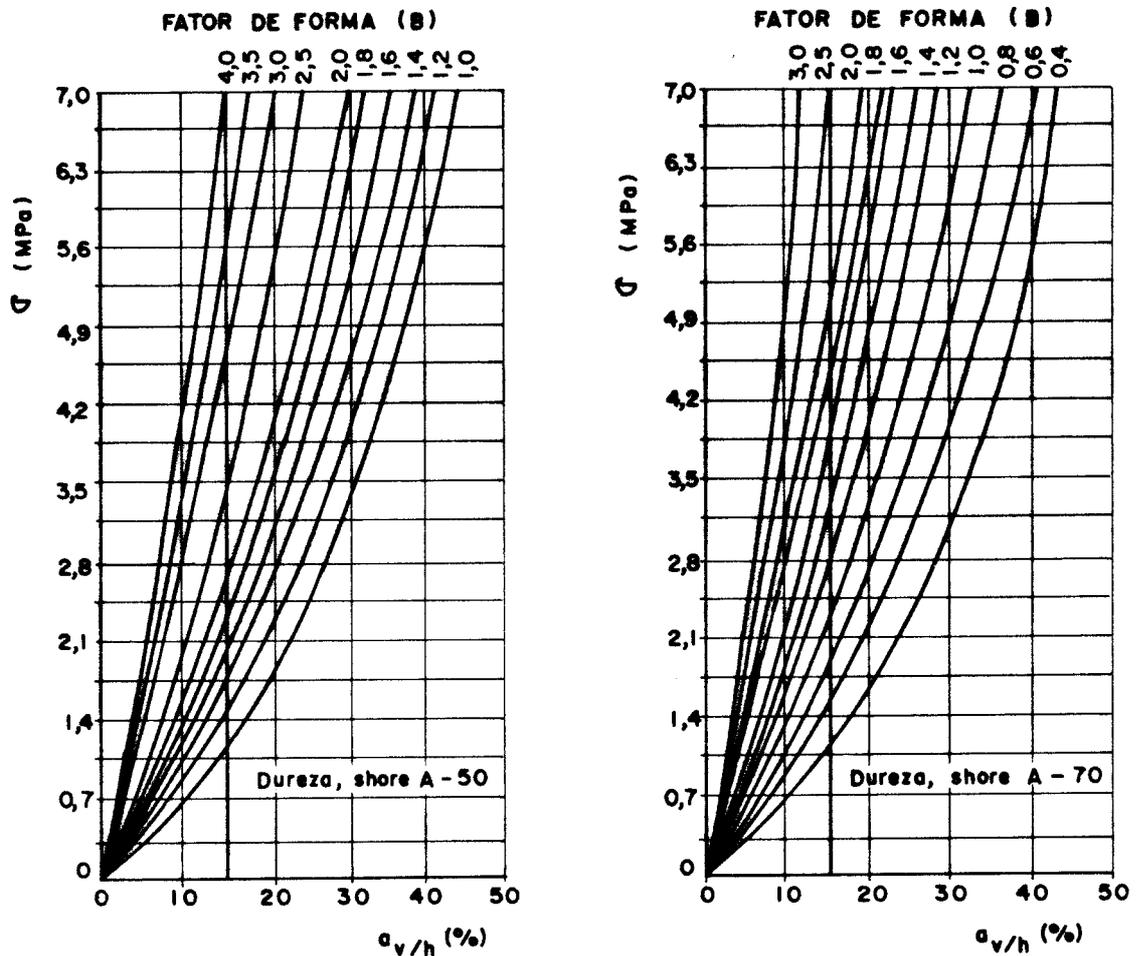


FIG. 3.26 - Deformação específica dos elastômeros em função da dureza e do fator de forma<sup>[48]</sup>.

Para as placas fretadas, esta verificação é normalmente satisfeita com folga.

dureza Shore A	G (MPa)
50	0,8
60	1,0
70	1,2

TAB. 3.3 - Valores do módulo de elasticidade transversal do elastômero, em função da dureza.

b.2) Deformação por cisalhamento ( $a_h$ )

O deslocamento horizontal  $a_h$  é composto de duas parcelas:

$$a_h = a_{h1} + a_{h2} \quad , \text{ sendo:}$$

$a_{h1}$  - deslocamento horizontal devido a cargas permanentes de longa duração;

$a_{h2}$  - deslocamento horizontal devido a cargas acidentais de curta duração (cargas "instantâneas").

Como o módulo de deformação transversal é normalmente obtido com a aplicação de cargas de curta duração, tem-se:

$$a_h = a_{h1} + a_{h2} = \frac{H_1 h}{G A} + \frac{H_2 h}{G A} \quad , \quad (3.29)$$

sendo:

A = a.b - área total da almofada de elastômero;

$H_1$  - força horizontal resultante das cargas permanentes, de longa duração;

$H_2$  - força horizontal resultante das cargas acidentais, de curta duração.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> e o PCI (1973)<sup>[48]</sup> fixam  $a_h \leq 0,5$  h.  
BRAGA (1986)<sup>[8]</sup> sugere  $a_h \leq 0,7$  h.

Na literatura encontram-se ainda alguns limites distintos para as diversas situações:

$$\begin{aligned} a_{h1} &< 0,5 \text{ h} \\ a_{h1} + a_{h2} &< 0,7 \text{ h} \end{aligned} \quad , \text{ o que parece mais razoável.}$$

### b.3) Segurança ao deslizamento

Para se evitar o deslizamento, deve-se garantir inicialmente:

$$H < \mu V \quad , \text{ onde:} \quad (3.30)$$

$\mu$  - coeficiente de atrito entre a almofada e o concreto.

A NBR 9062<sup>[5]</sup> sugere a aplicação da eq. 3.30 em termos genéricos, com as forças H e V sendo consideradas como resultantes dos carregamentos estáticos e dinâmicos.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> estipula  $\mu$  como:

$$\mu = \left( 0,1 + \frac{0,2}{\sigma'_m} \right) \quad , \quad (3.31)$$

com  $\sigma'_m$  dado pela eq. (3.28), em MPa.

BRAGA (1986)<sup>[8]</sup> recomenda que a equação seja verificada em duas situações, inicialmente considerando-se somente os carregamentos permanentes (que normalmente são estáticos) e posteriormente considerando-se os carregamentos totais. Sugere ainda, na eq. 3.31, a substituição do coeficiente 0,2 por 0,6.

Os valores do coeficiente de atrito estático da tab. 3.6, sugerida pelo PCI (1973)<sup>[48]</sup>, são mais próximos dos obtidos pela formulação modificada de BRAGA (1986)<sup>[8]</sup>.

Na verificação da segurança ao deslizamento, a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> fixa ainda:

$$\frac{V_{min}}{A'} \geq \left( 1 + \frac{a}{b} \right) \quad , \text{ em MPa e}$$

$$\frac{V_{min}}{A'} > 2 \text{ MPa, para almofadas cintadas.}$$

Quando qualquer das condições de segurança contra o deslizamento não é atendida, deve-se ancorar os aparelhos de apoio através de chumbadores.

b.4) Não levantamento da borda menos carregada

Para se garantir esta situação, a norma da UIC<sup>[70]</sup> impõe que pelo menos dois terços do aparelho mantenham-se comprimidos.

Para que isso ocorra:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{a_v}{\frac{a}{6}} \quad \text{ou}$$

$$\operatorname{tg} \vartheta \cdot \frac{a}{6} = a_v \quad (3.32)$$

com  $a_v$  dado pela eq. (3.27).

A eq. (3.32) é apresentada por BRAGA (1986)<sup>[8]</sup>, que sugere seja a verificação feita separadamente, considerando-se somente as cargas permanentes e posteriormente o carregamento total.

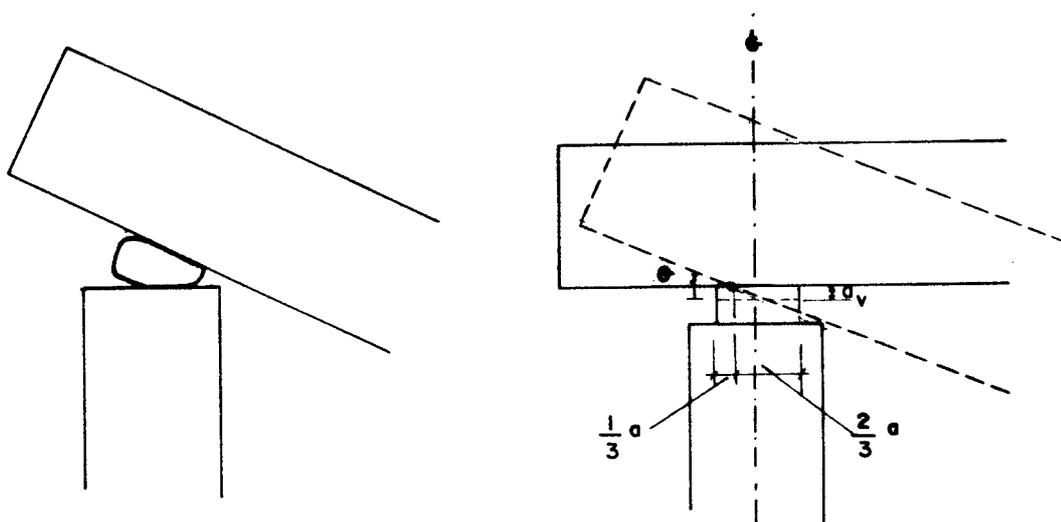


FIG. 3.27 - Condição extrema de deformação do elastômero, para que não se tenha levantamento da borda menos carregada.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup>, com base na condição da UIC (1969)<sup>[70]</sup> acima exposta, apresenta fórmulas mais complexas e mais rígidas do ponto de vista da segurança, para essa verificação:

- para almofadas simples (tomar a mais desfavorável das condições):

$$i) \operatorname{tg} \vartheta_g < \frac{2 a_{v(g)}}{a} \quad , \text{ onde:}$$

$\vartheta_g$  - rotações impostas pelas cargas permanentes;

$$a_{v(g)} = \frac{h \sigma'_g}{10GB + 2\sigma'_g}$$

$$\sigma'_g = \frac{V_{k,g}}{(a - a_h) b}$$

$$ii) \operatorname{tg} \vartheta_g + 1,5 \operatorname{tg} \vartheta_q < \frac{2 a_{v(g,q)}}{a} \quad , \text{ sendo:}$$

$\vartheta_q$  - rotações impostas pelas cargas acidentais;

$$a_{v(g,q)} = \frac{h \sigma'_{g,q}}{10GB + 2\sigma'_{g,q}}$$

$$\sigma'_{g,q} = \frac{V_{k,g} + V_{k,q}}{(a - a_h) b}$$

- para almofadas fretadas (tomar a mais desfavorável das condições):

$$i) \operatorname{tg} \vartheta_g < \frac{6 a_{v(g)}}{a} \quad , \text{ sendo:}$$

$$a_{v(g)} = \frac{h \sigma'_g}{4GB^2 + 3\sigma'_g}$$

$$ii) \operatorname{tg} \vartheta_g + 1,5 \operatorname{tg} \vartheta_q < \frac{6 a_{v(g,q)}}{a} \quad , \text{ sendo:}$$

$$a_{v(g,q)} = \frac{h \sigma'_{g,q}}{4GB^2 + 3\sigma'_{g,q}}$$

### b.5) Tensão de cisalhamento

A tensão de cisalhamento no elastômero deve ser limitada

a:

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_g < 5 G \quad , \text{onde:} \quad (3.33)$$

$$\tau_N = \frac{1,5}{B} \frac{V_{k,g} + 1,5 V_{k,q}}{a b}$$

$$\tau_H = \frac{H_{k,g} + 0,5 H_{k,q}}{a b}$$

$$\tau_g = \frac{G a^2}{2 h_i h} (\text{tg } \vartheta_g + 1,5 \text{tg } \vartheta_q)$$

Notas:

- 1) as expressões devem ser aplicadas para cada camada de elastômero (almofada fretada), sendo válidas também para almofadas simples;
- 2) A eq. (3.33) deve ser verificada também para a atuação da carga permanente isoladamente;

### b.6) Condições de estabilidade

Segundo a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> dispensa-se a verificação da estabilidade quando  $h < \frac{a}{5}$ .

Quando  $h \geq \frac{a}{5}$ , BRAGA (1986)<sup>[8]</sup> sugere, para garantia da estabilidade, que se limite a tensão de contato efetiva ( $\sigma'_m$ ) à:

$$\sigma'_m < \frac{2a}{3h} G B \quad (3.34)$$

### b.7) Resistência das chapas de aço

Segundo a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup>, as chapas metálicas que compõem a almofada cintada devem ser de aço inoxidável, permitindo-se o uso de chapas de aço carbono somente em ambientes protegidos e não agressivos, onde o elastômero de revestimento das faces laterais tenha espessura mínima de 0,5 cm e as demais camadas de cobri-

mento tenham no mínimo 0,3 cm.

Fixa ainda a espessura mínima das chapas metálicas em 1mm.

Segundo BRAGA (1986)<sup>[8]</sup> a espessura da chapa metálica ( $h_s$ ) pode ser verificada através de:

$$h_s \geq \frac{a}{B} \frac{\sigma'_m}{\sigma_s} \quad , \quad (3.35)$$

adotando-se para os aparelhos em uso no Brasil  $\sigma_s = 150$  MPa.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> especifica que os apoios elastoméricos sejam colocados sempre horizontais, dando-se a forma adequada ao fundo das vigas em rampa, nas extremidades, para garantir essa situação.

BRAGA (1986)<sup>[8]</sup> sugere ainda, para o dimensionamento de apoios elastoméricos de planta circular - utilizados nos casos onde as rotações são previstas em mais de uma direção ou em estruturas com grande esconsideade - que se proceda idealizando o apoio como um quadrado com lado  $a = \sqrt{\pi} R$ , onde R é o raio do círculo.

\* \* \*

Na ligação viga-pilar com simples apoio da viga sobre o pilar, qualquer que seja o material colocado na interface dos elementos estruturais, deve-se cuidar ainda das armaduras complementares na viga e no pilar (fig. 3.28).

Para o pilar, a armadura transversal deve ser dimensionada de acordo com a eqs. (3.21) ou (3.25), que consideram simultaneamente o efeito de  $V_d$  e  $H_d$ .

No caso específico da eq. (3.21) a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> sugere estimar  $H_d$  - força horizontal de cálculo transmitida ao topo do pilar pelo aparelho de apoio - por:

$$\begin{aligned} H_d &= 0,7 V_d && \text{para juntas a seco;} \\ H_d &= 0,5 V_d && \text{para elemento assentado com argamassa;} \\ H_d &= 0,2 V_d && \text{para apoio de almofadas de elastômero;} \end{aligned}$$

$H_d = 0,08 V_d$  para apoio de almofadas revestidas de plástico politetrafluoretileno (PTFE), submetidas a compressão entre 7 MPa e 11 MPa;

$H_d = 0,1 V_d$  idem, para taxas de compressão entre 4MPa e 7 MPa.

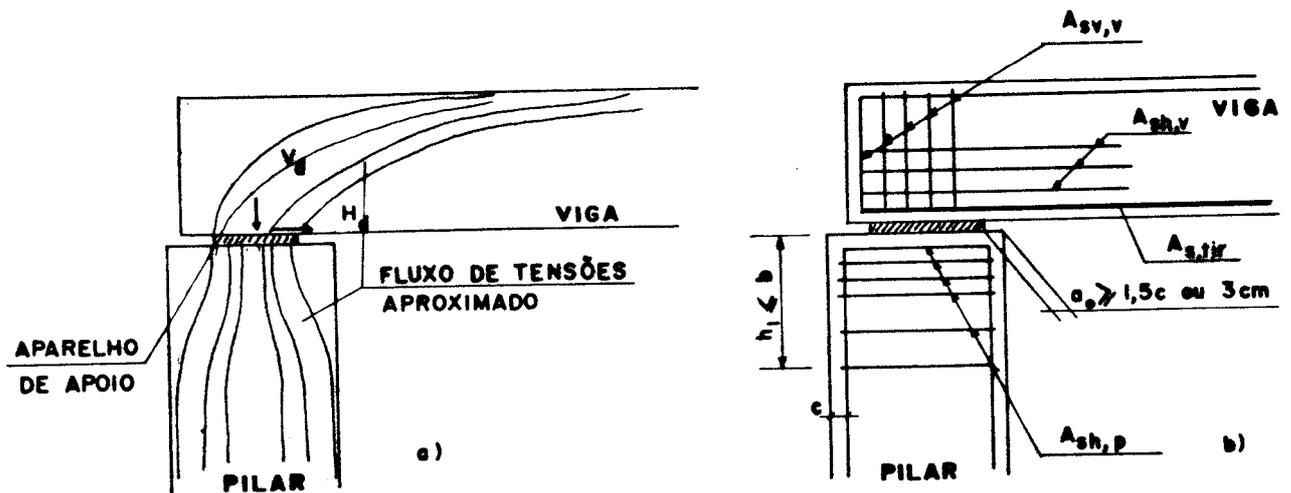


FIG. 3.28 - APOIO DA VIGA NO PILAR: a) concentração de esforços; b) detalhamento de armaduras proposto pela NBR 9062 (1985) [5]

A armadura transversal é distribuída na altura  $h_1 \leq b$ , com 2/3 da sua seção dispostos no terço superior de  $h_1$ , sendo  $b$  a menor dimensão do pilar.

Para a viga pré-moldada, na extremidade de apoio, a NBR 9062 (1985) [5] permite calcular a armadura principal (fig. 3.28) pela expressão:

$$A_{s,tir} = \left( \frac{V_d}{1,2} + H_d \right) \frac{1}{f_{yd}} \quad (3.36)$$

A armadura de costura horizontal ( $A_{sh,v}$ ) e vertical ( $A_{sv,v}$ ) são dadas por:

$$A_{sh,v} = A_{sv,v} = \frac{V_d}{8 f_{yd}} \quad (3.37)$$

Na avaliação da armadura da viga, o PCI (1973)<sup>[48]</sup> utiliza o conceito de "atrito-cisalhamento" - exposto na pg. 78 - obtendo basicamente a mesma armadura principal da NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup>.

$$A_{s,tir} = \left( \frac{V_d}{\mu} + H_d \right) \frac{1}{\phi f_{yk}} \quad , \quad (3.38)$$

onde:

$\mu$  - coeficiente de atrito, dado pela tab. 3.2 e igual a 1,4, no caso de concreto moldado monoliticamente;  
 $\phi$  - coeficiente de redução, igual a 0,85.

O PCI (1973)<sup>[48]</sup> sugere uma pequena inclinação no posicionamento de  $A_{s,tir}$  (fig. 3.29) e arbitra, nos casos gerais,  $\mu = 1,4$ , ao invés de  $\mu = 1,2$  (NBR 9062).

Contudo, o PCI (1973)<sup>[48]</sup> analisa ainda a possibilidade do desvio da fissura provável, contornando  $A_{s,tir}$  (fig. 3.29).

Sugere portanto o uso de uma armadura de costura vertical ( $A_{sv,v}$ ) mais pesada, calculada por:

$$A_{sv,v} = \frac{A_{s,tir} f_{yk,tir}}{\mu f_{yk,v}} \quad , \quad (3.39)$$

onde:

$A_{s,tir}$  - armadura principal, calculada pela eq. (3.38);  
 $f_{yk,tir}$  - resistência característica ao escoamento da armadura principal (tirante);  
 $f_{yk,v}$  - resistência característica ao escoamento da armadura de costura vertical;  
 $\mu$  - coeficiente de atrito, igual a 1,4 no caso de concreto moldado monoliticamente.

Por fim, sugere ainda armaduras de confinamento horizontal ( $A_{sh,v}$ ) e vertical ( $A_{sc,v}$ ), em complementação à  $A_{sv,v}$ , dadas pela mesma eq. 3.37, resultando no detalhe final da fig. 3.30.

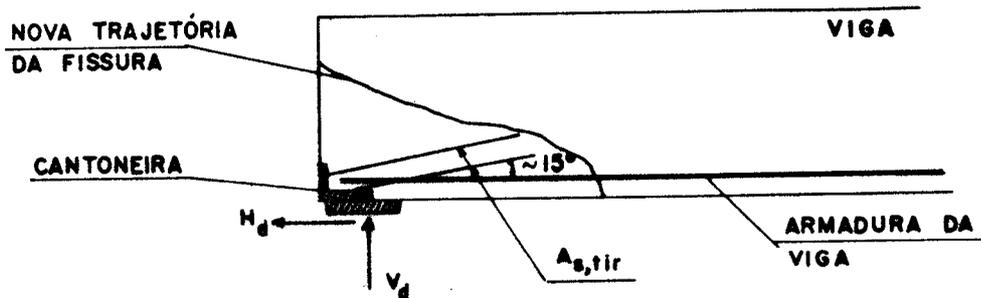


FIG. 3.29 - APOIO DA VIGA NO PILAR: Com o uso de uma armadura  $A_{sd}$  a fissura é forçada a mudar sua trajetória.

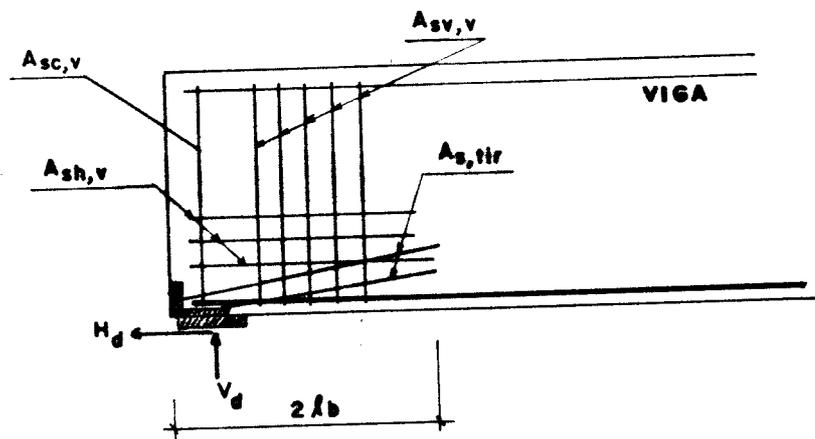


FIG. 3.30 - APOIO DA VIGA NO PILAR: Detalhamento de armaduras proposto pelo PCI<sup>[48]</sup>. Utiliza-se cantoneira fixa à borda da viga,  $A_{sd}$  é ligeiramente inclinada e  $A_{sv,v}$  é mais reforçada.

A ligação viga-pilar pode ser executada com consolos de concreto armado. Consolo é todo elemento estrutural em balanço relativamente ao seu apoio (seção de engastamento), que apresenta a relação  $a/d$  (entre a posição da carga atuante, relativamente ao seu apoio e a altura útil do consolo) normalmente menor do que a unidade (fig. 3.31).

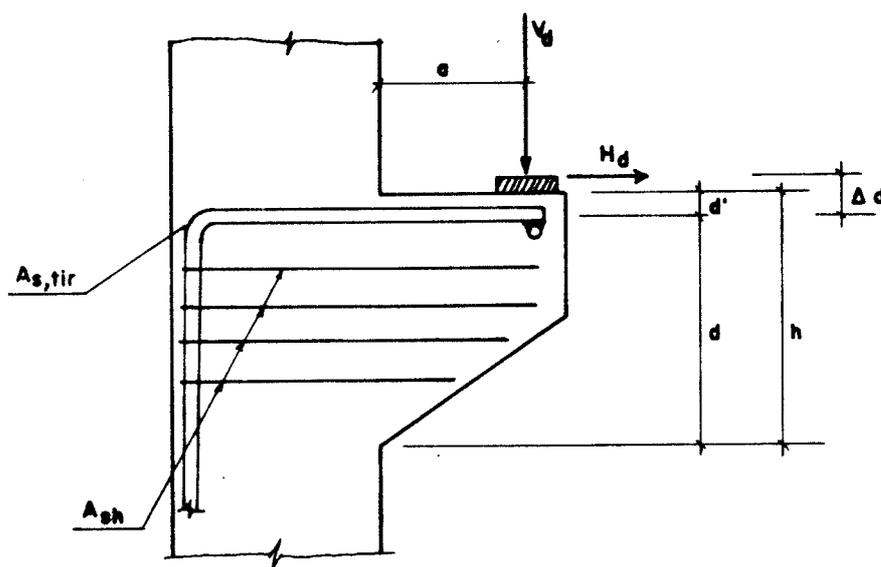


FIG. 3.31 - Consolo - parâmetros característicos

O valor máximo dessa relação  $a/d$ , para os quais são válidas as especificações de consolos, não é consensual entre as diversas entidades: "The Institution of Structural Engineers"(1978)<sup>[26]</sup> admite a relação máxima  $a/d = 0,60$ . O ACI 318 (1983)<sup>[1]</sup> admite o valor máximo  $a/d = 1,00$ . A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> admite que a relação  $a/d$  possa chegar até 2,00, sugerindo, contudo, que para valores  $a/d$  maiores que 1,00 o dimensionamento seja feito como uma viga em balanço.

Seguindo-se proposta da NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> os consolos podem ser classificados em:

- |                          |   |
|--------------------------|---|
| - $a/d \leq 0,50$        | consolo muito curto                                 |
| - $0,50 < a/d \leq 1,00$ | consolo curto                                       |
| - $1,00 < a/d \leq 2,00$ | consolo com dimensionamento segundo teoria de vigas |

Para os consolos curtos e muito curtos, não é válida a hipótese de Bernoulli<sup>[60]</sup> das seções planas e eles têm que ser analisados como um todo, em geral fazendo-se o dimensionamento dessas regiões com base em análises elásticas e regras práticas de detalhamento<sup>[62]</sup>.

Os consolos curtos e muito curtos de concreto armado já foram bastante estudados e têm sido, ainda, objeto de numerosos estudos.

FRANZ E NIEDENHOFF (1963)<sup>[19]</sup>, num trabalho experimental pioneiro com consolos ( $a/d \approx 0,50$ ), realizaram ensaios fotoelásticos em modelos de resina sintética e também em alguns modelos de concreto armado, estes últimos em escala natural.

Com os ensaios, os autores chegaram a importantes conclusões:

- a) conforme se observa através dos fluxos de tensão (fig. 3.32), a parte inferior do consolo praticamente não é solicitada por tensões (a forma do consolo - chanfrado ou reto na parte inferior - teve influência desprezível nos ensaios);
- b) as isostáticas de tração na parte superior do consolo são praticamente horizontais, com as tensões aproximadamente constantes desde o ponto de aplicação da carga até a seção junto ao pilar - nesta região será, portanto, disposta uma armadura principal, dita armadura do tirante;
- c) as resultantes das demais tensões de tração são muito pequenas e podem ser absorvidas por estribos horizontais. A resultante das tensões de compressão é sempre oblíqua;
- d) nos ensaios realizados não foi observada nenhuma ruptura por cisalhamento. As rupturas ocorreram por esmagamento do concreto comprimido, após escoamento da armadura do tirante - em consolos curtos e muito curtos não funciona a armadura transversal, na forma de estribos verticais, como é normalmente utilizada em vigas.

FRANZ E NIEDENHOFF (1963)<sup>[19]</sup> recomendavam no dimensionamento de consolos a utilização de um modelo simples (fig. 3.33) constituído por uma barra tracionada (tirante) e por uma diagonal comprimida, usando-se um braço de alavanca  $z \approx 0,85 d$ , onde  $d$  é a altura útil do consolo junto ao engastamento.

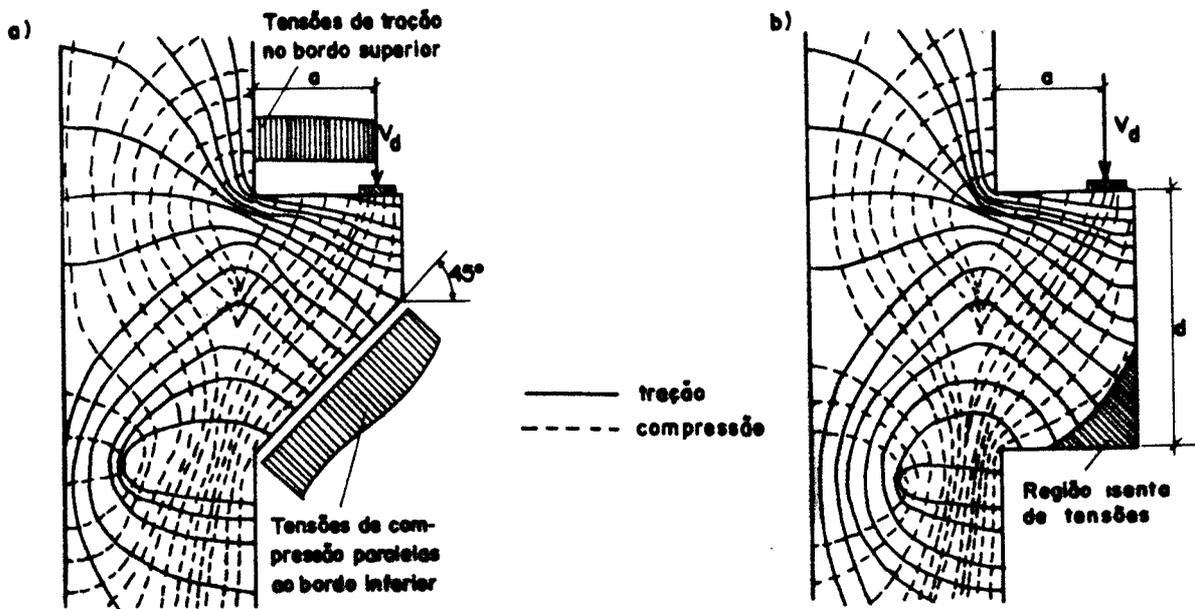


FIG. 3.32 - Distribuição dos fluxos de tensões principais em consolos (no caso,  $a/d=0,5$ )<sup>[31]</sup>

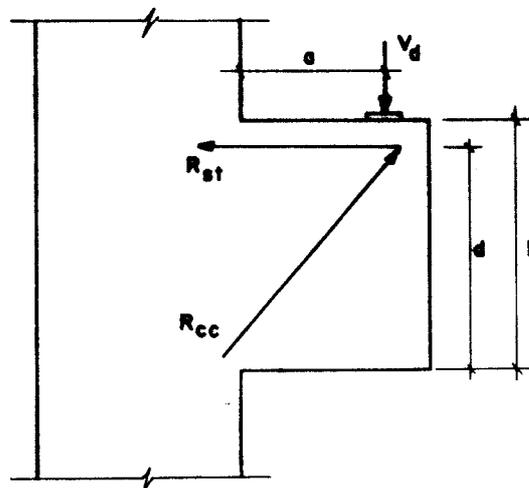


FIG. 3.33 - CONSOLO CURTO - Treliça isostática de Franz e Niedenhoff (1963) assumida na avaliação da tração no tirante

FRANZ E NIEDENHOFF (1963)<sup>[19]</sup> fizeram ainda uma série de outras recomendações, com base nas observações de ensaio, não chegando contudo a sugerir nenhum critério para verificação da biela comprimida (o problema, na verdade, é mais complexo, pois não se pode determinar, de maneira exata e simultaneamente, o valor da largura da biela e o braço de alavanca  $z$  - isto permitiria calcular

a carga de ruína do consolo). Por essa razão, o modelo de treliça isostática proposto foi inicialmente criticado.

Em 1965, MEHMEL e BECKER<sup>[43]</sup> propuseram como modelo resistente em consolos uma treliça hiperestática, em substituição à treliça isostática de FRANZ e NIEDENHOFF (1963).

O modelo foi proposto na tentativa de interpolação de resultados de ensaios. A solução é obtida resolvendo-se inicialmente a treliça, imaginada como constituída de material homogêneo e barras de rigidez constante ( $ES = \text{constante}$ ). O processo é iterativo.

O modelo de treliça hiperestática foi bastante criticado, principalmente quanto ao funcionamento da combinação de armaduras horizontal e inclinada.

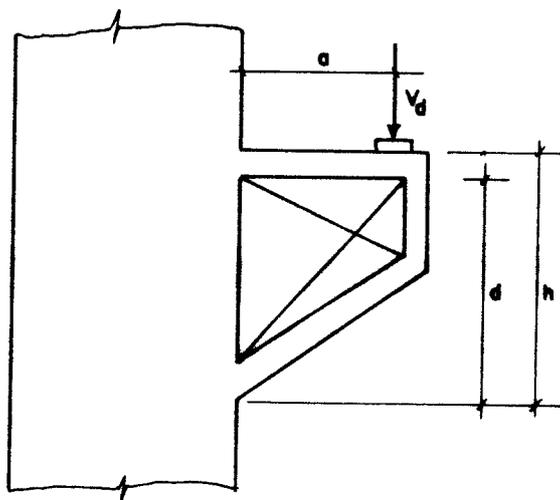


FIG. 3.34 - CONSOLO CURTO - Modelo de treliça hiperestática proposto por MEHMEL e BECKER (1965)<sup>[43]</sup> e utilizado posteriormente por MEHMEL e FREITAG (1967)<sup>[44]</sup> na interpretação de resultados de ensaio.

Em trabalho posterior, FRANZ (1976)<sup>[18]</sup> formulou uma solução para obter o ângulo de inclinação da biela de compressão, salientando ser bastante rudimentar a adoção de uma altura para a biela comprimida, como fazem diversos autores na busca de uma solução aproximada.

Constatou que a inclinação da biela é função da taxa de armadura do consolo, dos tipos de concreto e aço adotados, do "vão"

(a) da cortante e da altura útil ( $d$ ) do consolo.

FRANZ (1976)<sup>[18]</sup> admitiu um centro de rotação do consolo situado internamente ao pilar, e não na seção de engastamento (fig. 3.35), deduzindo expressões para determinar:

- a inclinação da biela comprimida ( $\gamma$ );
- a altura da biela comprimida ( $c$ );
- A tensão de cisalhamento na ruptura ( $\tau_{wu}$ ).

Utilizando-se das equações propostas por FRANZ (1976)<sup>[18]</sup> e adaptando-as para as notações e quesitos de segurança brasileiros ( $\gamma_f = 1,4$ ;  $\gamma_c = 1,5$ ;  $\gamma_s = 1,25$ ) SOARES e TERAMOTO (1978)<sup>[64]</sup> obtiveram, por regressão linear, formulário para dimensionamento de consolos com  $0,30 \leq a/d \leq 1,00$ .

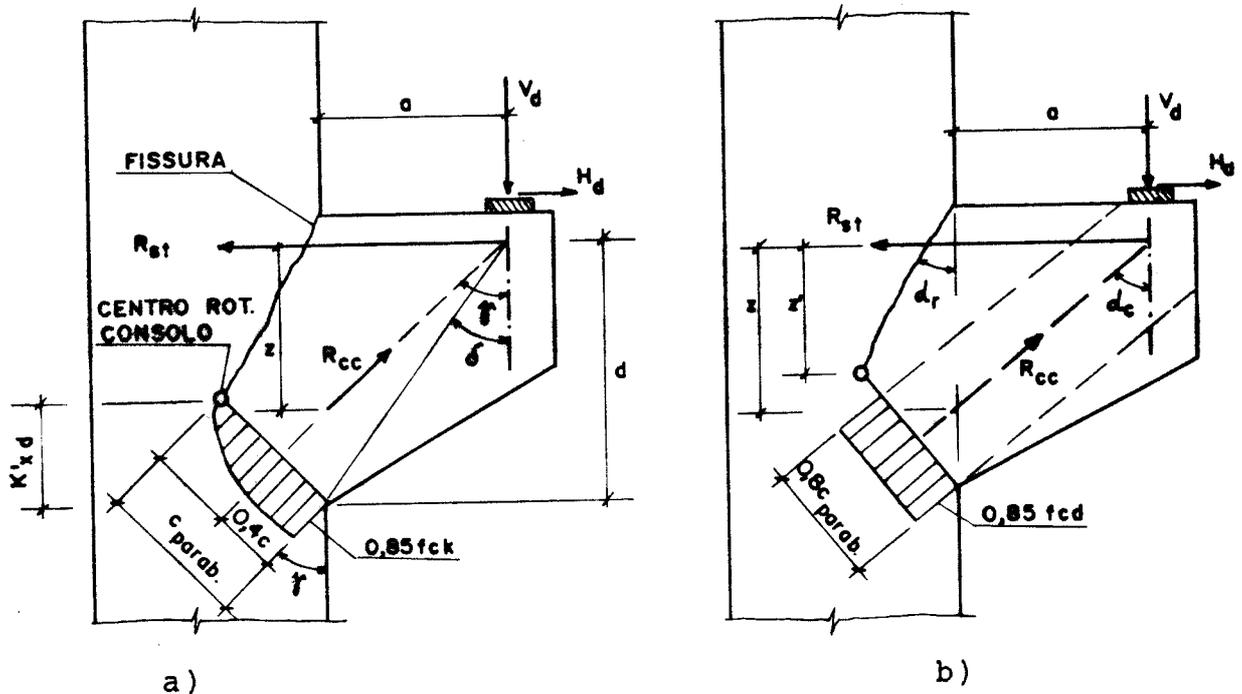


FIG. 3.35 - CONSOLO CURTO - Modelos teóricos para análise de consolos.

a) Franz (1976)

b) Soares e Teramoto (1978)

As hipóteses assumidas por SOARES e TERAMOTO<sup>[64]</sup> são:

- a) adoção do modelo de treliça isostática de FRANZ e NIEDENHOFF (1963)<sup>[19]</sup>, com as posteriores alterações de FRANZ (1976)<sup>[18]</sup>;
- b) a utilização de estribos horizontais adequados garante que a ruptura ocorrerá com o escoamento da armadura do tirante;

c) a altura da biela de compressão (c) decorre da taxa mecânica da armadura principal (tirante) e da relação a/d, limitando-se essa altura em  $c = 0,20 d$  e  $c = 0,24 d$  ;

As equações obtidas foram:

$c = 0,24 d$	$\sigma_{c,bie} = 0,85 f_{cd}$
--------------	--------------------------------

$$\frac{\tau_{wd}}{f_{cd}} = \frac{\gamma_f V_k}{b d f_{cd}} = 0,212 - 0,081 \frac{a}{d}$$

$$\frac{z}{d} = 0,666 + 0,195 \frac{a}{d}$$

$$\alpha_c = 13,220 + 37,880 \frac{a}{d}$$

$$\alpha_r = 19,040 - 4,800 \frac{a}{d}$$

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = 3,067 - 0,524 \frac{a}{d}$$

$$\frac{z'}{d} = 0,920 - 0,157 \frac{a}{d}$$

$c = 0,20 d$	$\sigma_{c,bie} = 0,85 f_{cd}$
--------------	--------------------------------

$$\frac{\tau_{wd}}{f_{cd}} = \frac{\gamma_f V_k}{b d f_{cd}} = 0,247 - 0,096 \frac{a}{d}$$

$$\frac{z}{d} = 0,625 + 0,212 \frac{a}{d}$$

$$\alpha_c = 14,535 + 37,430 \frac{a}{d}$$

$$\alpha_r = 22,492 - 5,192 \frac{a}{d}$$

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = 2,545 - 0,512 \frac{a}{d}$$

$$\frac{z'}{d} = 0,898 - 0,180 \frac{a}{d}$$

O roteiro de cálculo dos consolos fica bastante simples. Tomando-se, na primeira equação de cada grupo:

$$\tau_{wd} = \frac{\gamma_f V_k}{b d} , \quad a_{fin} = a_{max} + \Delta a , \text{ sendo:} \quad (3.40)$$

$$\Delta a = \frac{H_k}{V_k} \Delta d , \quad (3.41)$$

calcula-se o valor da altura útil (d).

A segunda equação de cada grupo permite que se calcule o braço de alavanca (z).

A armadura do tirante, analisada para resistir a  $M_d$  e  $H_d$  ( $A_{s,tir,M_d,H_d}$ ) é obtida por:

$$H_d = \gamma_f H_k$$

$$M_d = \gamma_f V_k (a_{fin}) + \gamma_f H_k \Delta d , \text{ com } H_k \geq 0,20 V_k$$

$$A_{s,tir,M_d,H_d} = \frac{M_d}{z f_{yd}} + \frac{H_d}{f_{yd}} = A_{s,tir,M_d} + A_{s,tir,H_d} \dots \quad (3.42)$$

A armadura total de cisalhamento, analisada para resistir a  $V_d$  ( $A_{s,atr}$ ) é obtida pela teoria do "atrito-cisalhamento" (conceituação geral dada pelas eqs. 3.53 a 3.58) , sendo:

$$A_{s,atr} = \frac{\gamma_f V_k}{\mu f_{yd}} , \text{ onde:} \quad (3.43)$$

$f_{yd}$  - resistência de cálculo ao escoamento da armadura;  
 $\mu$  - coeficiente de atrito, igual a 1,4 para concretagem monolítica consolo-pilar (tab. 3.2).

A armadura final necessária para o tirante ( $A_{s,tir}$ ) é obtida por um critério simples - também usado por outros pesquisadores, como se verá posteriormente:

$$A_{s,tir} = \max \left[ A_{s,tir, M_d}; \frac{2}{3} A_{s,atr} \right] + A_{s,tir, H_d} \quad (3.44)$$

SOARES E TERAMOTO (1978)<sup>[64]</sup> sugerem ainda:

- limites para a taxa geométrica da armadura do tirante ( $A_{s,tir}$ ):

$$0,07 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \leq \rho_1 = \frac{A_{s,tir}}{b d} \leq 0,23 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (\text{para } f_{ck} \leq 18 \text{ MPa})$$

$$0,625 \frac{\tau_{wu}}{f_{yd}} \leq \rho_1$$

- armadura de estribos horizontais (distribuídos ao longo de toda a altura do consolo compreendida abaixo de  $A_{s,tir}$ )

$$A_{sh} \geq \begin{cases} \frac{(A_{s,tir} - A_{s,tir,Hd})}{2} \\ 0,40 A_{s,tir} \end{cases}$$

- limites para a taxa geométrica da armadura total ( $A_{s,tir} + A_{sh}$ ):

$$0,105 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \leq \rho = \frac{A_{s,tir} + A_{sh}}{b d} \leq 0,345 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (\text{para } f_{ck} \leq 18 \text{ MPa})$$

$$0,937 \frac{\tau_{wu}}{f_{yd}} \leq \rho$$

Os estudos de FRANZ e NIEDENHOFF (1963)<sup>[19]</sup> - escola alemã - também foram o ponto de partida para as recomendações posteriores de LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup>, válidas para  $a/d < 1,0$  - para relações  $\frac{a}{d} < 0,50$ , aconselham tomar-se  $d = 2a$  e  $h \cong 2a$ .

Eles assumem o mecanismo resistente da biela-tirante, tomando-se, para maior segurança, um braço de alavanca  $z = 0,80 d$ ,

diferenciadamente do procedido na verificação da biela comprimida.

Pelo somatório de momentos no ponto A, considerando-se braço de alavanca  $z = 0,8 d$ , ter-se-á:

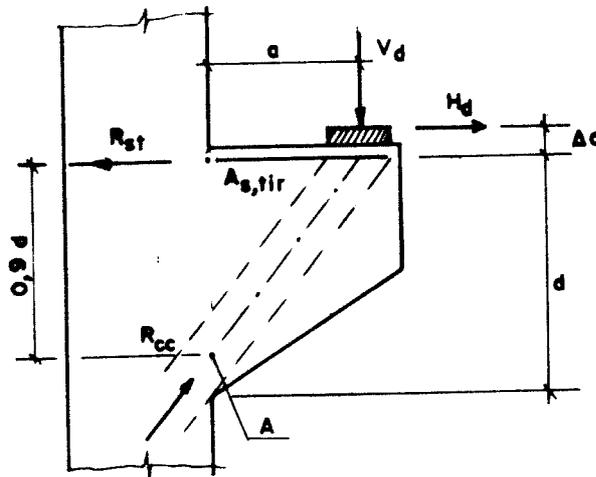


FIG. 3.36 - CONSOLO CURTO - Mecanismo resistente adotado por LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup>

$$R_{st} = \frac{\gamma_f V_k a}{0,8 d} + \left( 1 + \frac{\Delta d}{0,8 d} \right) \gamma_f H_k, \text{ ou} \quad (3.45-a)$$

$$R_{st} \cong \frac{\gamma_f V_k a}{0,8 d} + 1,1 \gamma_f H_k \quad (3.45-b)$$

Assim:

$$A_{s,tir,M_d,H_d} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \quad (3.46)$$

Na verificação da biela comprimida, LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup> assumem  $z = 0,90d$  (fig. 3.36) e calculam a largura necessária do consolo ( $b_{nec}$ ) para que não ocorra esmagamento do concreto, tomando-se a espessura da biela comprimida  $c = 0,2 d$  e limitando-se a tensão no concreto a  $0,85 f_{cd}$ .

Essa verificação pode ser feita de maneira indireta, limitando-se o valor da tensão tangencial fictícia ( $\tau$ ) a um valor ( $\tau_{max}$ ), tomando-se para isso  $b = b_{nec}$  e  $H = 0$ .

$$\tau = \frac{V_k}{b z}$$

$$\tau_{\max} \cong \frac{1,15 V_k}{b_{\text{nec}} d} = \frac{f_{ck}}{5,44 \left(1,6 + \frac{a}{d}\right)} = \frac{f_{ck}}{\alpha} \quad (3.47)$$

onde  $\alpha = 5,44 \left(1,6 + \frac{a}{d}\right)$  , conforme tabela abaixo:

Assim:

$$\tau \cong \frac{1,15 V_k}{b d} \leq \tau_{\max} = \frac{f_{ck}}{\alpha} \quad , \text{ onde } \alpha \text{ é dado por:}$$

a/d	$\alpha$
0,50	11,42
0,60	11,97
0,70	12,51
0,80	13,05
0,90	13,60
1,00	14,14

TAB 3.4 - Valores de  $\alpha$  em função da relação a/d

Quando da ocorrência de cargas indiretas nos consolos (fig. 3.37), LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup> sugerem que se adote o seguinte critério:

- 60% da carga é aplicada na face superior do consolo para cálculo da armadura do tirante:
- 60% da carga é aplicada na face inferior do consolo, para o cálculo de  $R_{st,i}$ .

Dessa forma, as equações ficam:

$$R_{st} = \frac{0,6 \gamma_f V_k a}{0,8 d} + 1,1 \gamma_f H_k \quad (3.48)$$

$$A_{s,tir,M_d,H_d} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \quad (3.49)$$

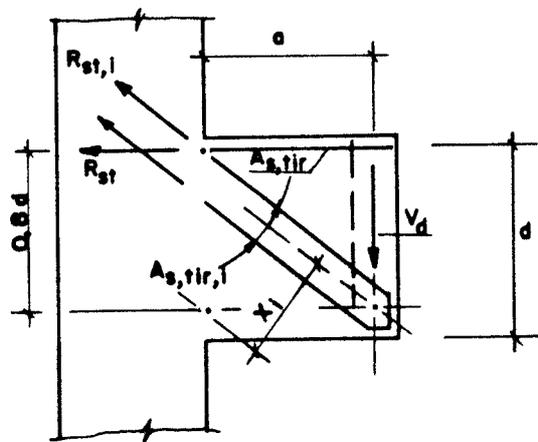


FIG. 3.37 - CONSOLO CURTO - Mecanismo resistente adotado por LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup> para cargas indiretas.

$$\tau \cong \frac{1,15 V_k}{b d} \leq \tau_{\max} = \frac{f_{ck}}{\alpha_i} \quad (3.50)$$

$$A_{s,tir,i} = \eta_i A_{s,tir,M_d,H_d} \quad , \quad (3.51)$$

com  $\alpha_i$  e  $\eta_i$  dados por:

a/d	$\alpha_i$	$\eta_i$
0,50	6,85	1,89
0,60	7,18	1,67
0,70	7,50	1,52
0,80	7,83	1,42
0,90	8,16	1,34
1,00	8,48	1,28

TAB. 3.5 - Valores de  $\alpha_i$  e  $\eta_i$  em função da relação a/d

No posicionamento das armaduras dos consolos, LEONHARDT e MÖNNIG<sup>[32]</sup> sugerem que a armadura do tirante ( $A_{s,tir} = A_{s,tir,M_d,H_d}$ ) fique distribuída no quarto superior da altura total do consolo (h), e que a armadura de estribos ( $A_{sh}$ ), distribuída ao longo do restante de "h", seja equivalente a 40% de  $A_{s,tir}$  ( $A_{sh} = 0,40 A_{s,tir}$ ). Para o detalhamento de armaduras, ver ref. [32].

\* \* \*

Na escola americana, um importante trabalho para interpretação do mecanismo resistente de consolos foi desenvolvido por KRIZ e RATHS (1965)<sup>[29]</sup>.

O trabalho, de caráter bastante abrangente, compreendeu o ensaio de 124 corpos de prova com carregamento vertical e 71 com combinações de carregamento na horizontal e vertical.

Como resultado, obtiveram importantes recomendações construtivas além de expressões empíricas para o dimensionamento de consolos.

As recomendações e expressões de KRIZ e RATHS foram adotados pelos códigos ACI 318/71 e posteriormente ACI 318/77, para consolos com relação  $a/d \leq 0,50$ . Somente na revisão de 1983 (ACI 318/83) as recomendações do ACI para dimensionamento de consolos foram alteradas.

As principais conclusões obtidas por KRIZ e RATHS (1965)<sup>[29]</sup> foram:

- a) a colocação de uma armadura de compressão no consolo contribui muito pouco na sua resistência final;
- b) a armadura dos pilares têm influência quase desprezível na resistência final do consolo;
- c) no caso de consolos solicitados apenas por carga vertical, os estribos horizontais contribuíram na resistência final do consolo;
- d) no caso de consolos solicitados por carga vertical e horizontal, os estribos horizontais se revelaram pouco eficientes - seu uso, contudo, é recomendável para se evitar uma ruptura brusca do consolo;

- e) o diagrama carga vertical aplicada no consolo ( $V$ ) - força na armadura do tirante ( $A_s \sigma_s$ ) é o da fig. 3.38, revelando que  $V$  não é proporcional à força na armadura do tirante - como propõe o método da treliça - pois a reta não passa pela origem dos eixos.
- f) com base nos resultados de ensaio, KRIZ e RATHS (1965)<sup>[29]</sup> propuseram as seguintes expressões na avaliação da carga última em consolos:

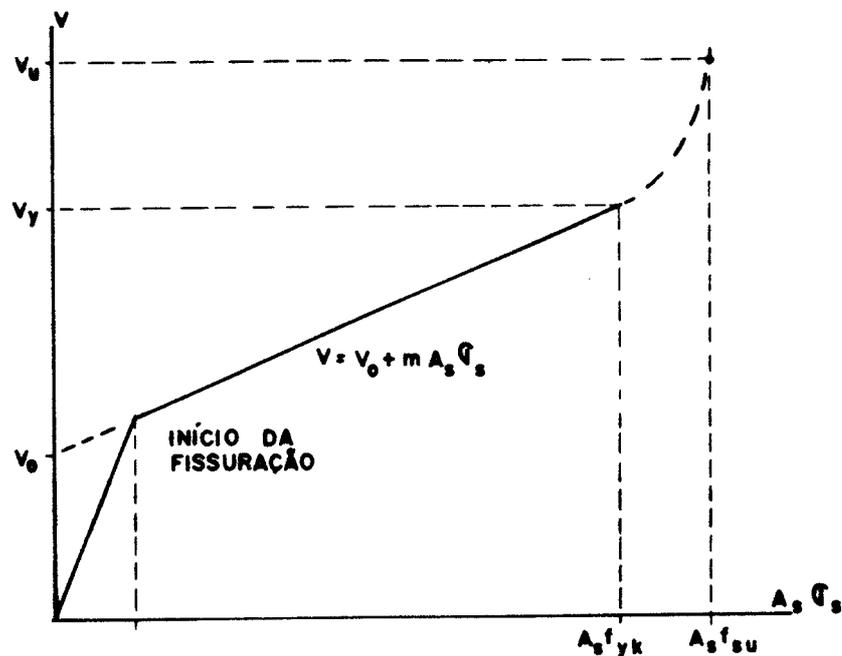


FIG. 3.38 - Relação idealizada entre carga aplicada no consolo ( $V$ ) e força na armadura de seu tirante ( $A_s \sigma_s$ )

- f.1) para consolos submetidos unicamente a carregamento vertical (deve-se, neste caso, tomar medidas efetivas para evitar forças horizontais)

$$V_u = 0,046 b d \sqrt{f_{ck}} \left(1 - 0,5^{d/a}\right) \left(1000 \rho\right)^{1/3} \quad (3.52-a)$$

sendo:

- $V_u$  - carga última (de ruína) no consolo [kN];  
 $b$  - largura do consolo [cm];

- $d$  - altura útil do consolo [cm];  
 $f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão [MPa];  
 $a$  - "vão" da força cortante [cm];  
 $\rho$  - taxa geométrica de armadura, igual a

$$\rho = \frac{A_{s,tir} + A_{sh}}{b d} \quad , \text{tomando-se:}$$

- $A_{s,tir}$  - armadura do tirante;  
 $A_{sh}$  - armadura de estribos horizontais.

f.2) para consolos submetidos a carregamento vertical e horizontal

$$V_u = 0,046 b d \sqrt{f_{ck}} \left(1 - 0,5^{d/a}\right) \frac{\left(1000\rho\right)^{\frac{1}{3}} + 0,4 \frac{H_d}{V_d}}{10^{0,8 \frac{H_d}{V_d}}} \quad \dots (3.52-b)$$

sendo:

$\rho_1$  - taxa geométrica de armadura do tirante, igual a

$$\rho_1 = \frac{A_{s,tir}}{b d} \quad , \text{com}$$

$A_{s,tir}$  - armadura do tirante;

g) o correto detalhamento das armaduras do consolo é tão importante quanto o seu dimensionamento. São sugeridas as seguintes regras para o detalhamento:

g.1) a ancoragem da armadura do tirante deve ser feita com o uso de uma barra de aço soldada à extremidade da armadura principal, conforme fig. 3.39-a. Deve-se evitar a ancoragem em laço vertical (fig.3.39-b).

g.2) devido à grande inclinação observada para as fissuras (fissuras quase verticais), notadamente para relações  $a/d$  pequenas, deve-se optar por estribos horizontais e não verticais (comumente usados em vigas);

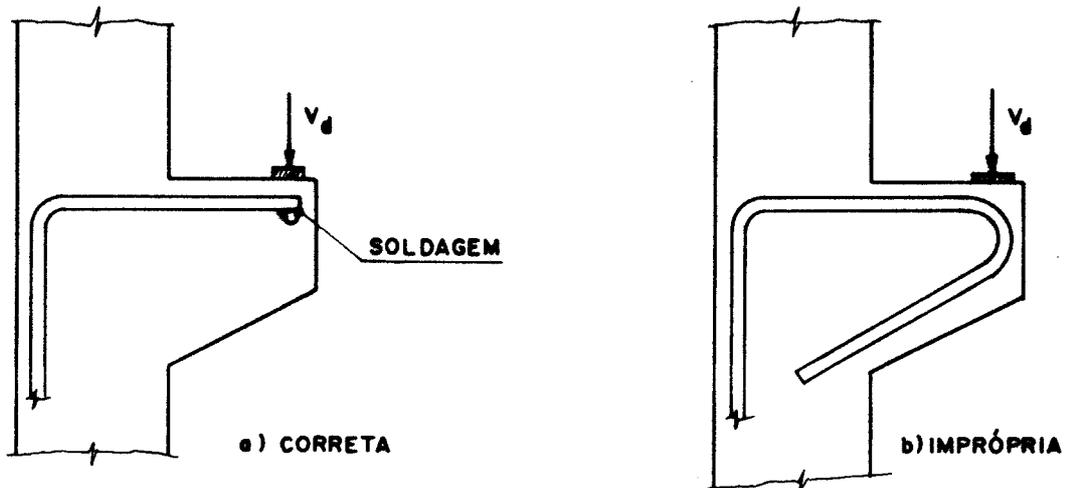
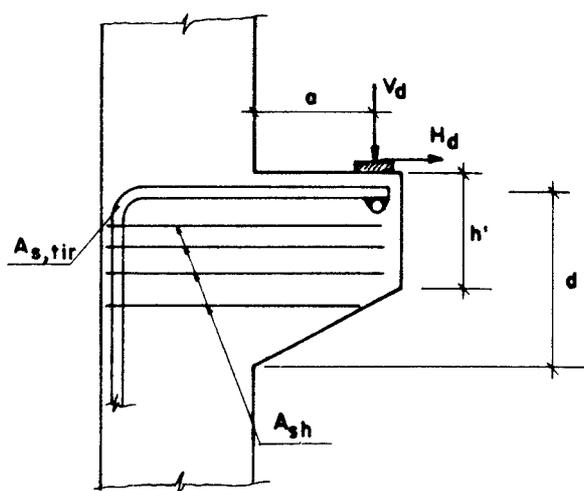


FIG. 3.39 - Ancoragem da armadura dos tirantes - formas correta e imprópria

g.3) valores limites de alguns parâmetros característicos (fig. 3.40)



- $a/d < 1,0$
- $h' \geq h/2$
- $0,004 < \beta_1 < 0,013$
- $0,006 < \beta < 0,02$
- $\frac{A_{s,tir}}{2} < A_{s,h} < A_{s,tir}$
- $A_{s,h}$  DISTRIBUIDOS NOS 2/3 SUPERIORES DE "d"
- $\tau_{apoio,d} < 0,5f_{cd}$

FIG. 3.40 - CONSOLO CURTO - Valores limites de alguns parâmetros, conforme sugestão de KRIZ e RATHS (1965)<sup>[29]</sup>

Os estudos de KRIZ e RATHS foram de grande importância para o diagnóstico do mecanismo resistente de consolos. O notável trabalho por eles desenvolvido forneceu dados experimentais indispensáveis para a confirmação e consolidação de novas teorias sobre o assunto.

No estudo de consolos curtos, a escola americana tem ainda importante colaboração de alguns pesquisadores, que procurando dar uma interpretação física simples ao mecanismo resistente dos consolos, fizeram uso do conceito de "atrito-cisalhamento".

Segundo o "Summary of Basic Information on Precast Concrete Connections" (1969)<sup>[52]</sup>, o conceito fora introduzido por BIRKELAND e BIRKELAND<sup>[6]</sup>, em 1966, como ferramenta para solução de problemas onde a força cortante é o esforço solicitante predominante e não se aplica a teoria básica de flexão.

O conceito de "atrito-cisalhamento" interpreta o fenômeno da ruptura por força cortante como um problema de deslizamento entre superfícies, provocado por uma fissura potencial - assumida como existente - numa seção de força cortante máxima.

Considerando-se a rugosidade inerente às faces da fissura, quando houver tendência de deslizamento das partes ao longo da fissura, elas serão forçadas a separar-se.

Se existe uma armadura cortando transversalmente a fissura, esta separação, tracionando-a, provocará como reação uma compressão no concreto ao longo da fissura (fig. 3.41).

É admitido que a pequena separação que se processa é suficiente para tensionar a armadura até o escoamento, fazendo com que a resistência ao cisalhamento (desprezando-se, por ora, o efeito de rebite ou tarugo da armadura) seja dada por:

$$V_u = \phi A_s f_{yk} \mu \quad , \quad (3.53-a)$$

ou, em termos de tensões:

$$V_u = \phi \rho f_{yk} \mu \quad , \quad \text{sendo:} \quad (3.53-b)$$

$\phi$  - coeficiente de redução, igual a 0,85;

$A_s$  - área total da armadura que corta transversalmente a fissura;

$f_{yk}$  - resistência característica ao escoamento da armadura;

$\mu$  - coeficiente de atrito entre as faces da fissura.

$v_u = \frac{V}{b d}$  - "tensão convencional de cisalhamento";

$\rho = \frac{A_s}{b d}$  - taxa geométrica de armadura.

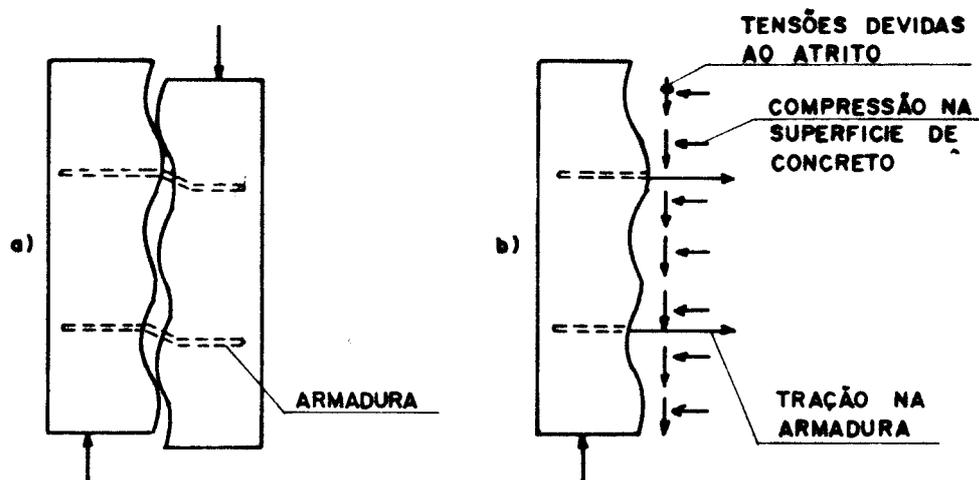


FIG. 3.41 - Tendência de deslizamento entre partes de concreto ao longo de uma fissura atravessada por armadura e suas consequências.

MAST (1968)<sup>[35]</sup> foi o pioneiro no estudo criterioso da validade e abrangência do conceito de "atrito-cisalhamento", bem como sua aplicabilidade no estudo de consolos e outros elementos estruturais.

Posteriormente a MAST (1968), um longo programa de estudos sobre a transferência de força cortante - utilizando-se o conceito de "atrito-cisalhamento" - tem sido desenvolvido.

As principais conclusões até agora obtidas são:

- a) a presença de uma fissura pré-formada no plano potencial de cisalhamento, induz a ocorrência de maiores deslocamentos relativos<sup>[23]</sup>, bem como provoca uma redução na carga de ruptura<sup>[23], [41]</sup>, quando esses valores são comparados com os de exemplares ensaiados sem a fissura pré-formada.

Desta forma, os trabalhos experimentais têm sido encaminhados com consideração da fissura pré-formada, na busca de limites mínimos de resistência à força cortante;

- b) os valores dos coeficientes de atrito adotados<sup>[11]</sup> para concretos com densidade normal são os apresentados na tab. 3.2;
- c) variações no diâmetro, espaçamento e resistência ao escoamento das barras da armadura de cisalhamento alteram a resistência à força cortante em igual proporção à que alteram o parâmetro  $\rho f_{yk}$ <sup>[23]</sup>, ou seja, a eq. (3.53-b) é válida para quaisquer diâmetros, espaçamentos e resistências adotadas para a armadura (o ACI 318/83<sup>[11]</sup> limita  $f_{yd} \leq 400$  MPa e a NBR 9062/85<sup>[5]</sup> especifica, na aplicação do conceito - consolos com  $a/d \leq 0,5$  -  $f_{yd} \leq 435$  MPa);
- d) a resistência do concreto, indiretamente, é um limitante superior para a eq. 3.53<sup>[23],[41]</sup>.

Segundo HOFBECK, IBRAHIM e MATTOCK<sup>[23]</sup>, a resistência ao cisalhamento, quando comparada ao parâmetro  $\rho f_{yk}$  para exemplares pré-fissurados, considerando-se várias resistências de concreto, deve ter o comportamento esperado da fig. 3.42.

Esta constatação embasou a limitação conservadora de  $v_u$  em:

$$v_u \leq \begin{cases} 0,2f_{ck} \\ 5,5\text{MPa} \end{cases} \quad , \text{ proposta inicialmente por MAST}$$

(1968)<sup>[35]</sup> e depois consubstanciada no código ACI 318/83<sup>[11]</sup>;

- e) tensões diretas de tração, atuando paralelamente ao plano de cisalhamento ("push-off tests", ref.[41]) não reduzem a resistência ao cisalhamento de exemplares pré-fissurados, podendo portanto serem desconsideradas nestes casos<sup>[41]</sup>;
- f) tensões externas, atuando transversalmente ao plano de cisalhamento devem ser consideradas na avaliação da resistência ao cisalhamento<sup>[41],[42]</sup>, tomando-se:

$$v_u = \phi \left( \rho f_{yk} + \sigma_{N,x} \right) \mu \quad , \text{ sendo:} \quad (3.54)$$

$\sigma_{N,x}$  - tensão externa, atuando transversalmente ao plano de cisalhamento, tomada positiva no caso de compressão e negativa no caso de tração.

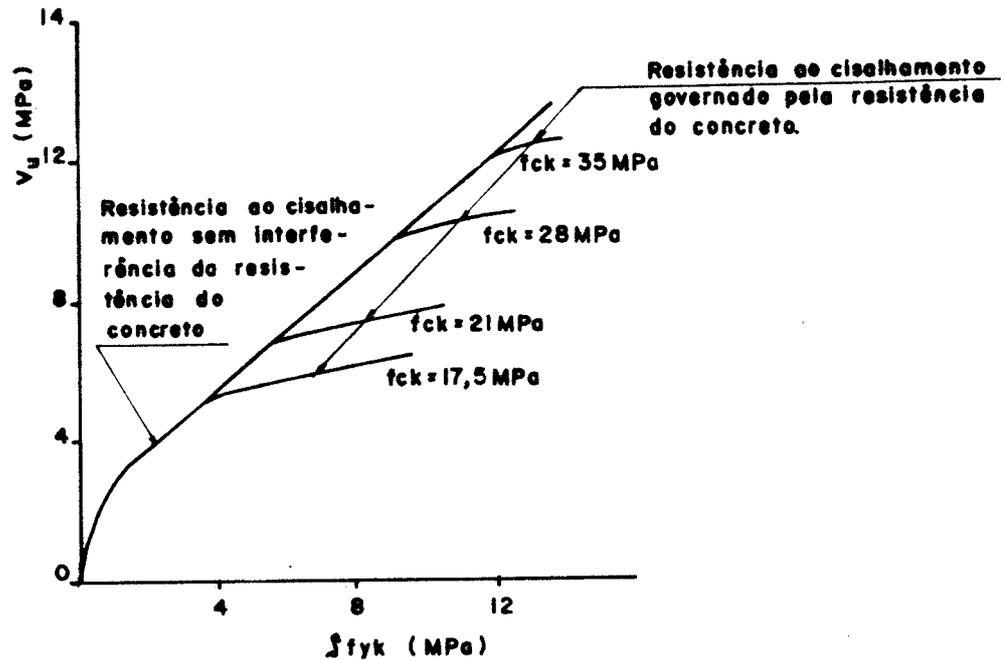


FIG. 3.42 - Relação possível entre  $v_u$  e  $\rho f_{yk}$  para exemplares pré-fissurados com concretos de várias resistências<sup>[23]</sup>

g) quando a armadura que atravessa o plano de cisalhamento é inclinada em relação a ele, de tal forma que a força cortante produz tração na armadura, deve-se tomar:<sup>[38]</sup>

$$v_u = \phi \rho f_{yk} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) , \quad (3.55)$$

sendo  $\alpha$  o ângulo entre a armadura e o plano de cisalhamento;

h) a carga última ao cisalhamento que pode ser transferida ao longo de um plano fissurado não é afetada pela presença de momento fletor ao longo desse plano, desde que esteja garantido que o momento atuante é menor ou igual ao momento último (de ruína) para essa seção<sup>[42]</sup>;

i) a contribuição da resistência ao cisalhamento das barras da armadura ("dowel action") na resistência final ao cisalhamento é

significativa para exemplares com fissura pré-formada [23],[41]. Como este efeito não é considerado na teoria do "atrito-cisalhamento", adota-se compensatoriamente, um coeficiente de atrito relativamente elevado ( $\mu_{\text{adot}} = 1,4$ , enquanto em outros ensaios [35], obteve-se para a interface concreto/concreto moldado monoliticamente,  $0,7 < \mu < 0,8$  ).

Embora a formulação do conceito do "atrito-cisalhamento" tenha algumas pequenas limitações (resultados um pouco conservadores, limite arbitrário imposto para  $v_u$ ) ela é uma ferramenta valiosa e de aplicação simples na avaliação da carga última de cisalhamento que pode ser transmitida através de um plano potencial.

Algumas entidades e pesquisadores têm proposto ainda algumas correções à formulação original (adotada pelo ACI 318/83[11]) do conceito de "atrito-cisalhamento".

Nota-se pelos resultados de ensaio que valores de  $v_u$  superiores ao limite de 5,5 MPa, imposto arbitrariamente, podem ser obtidos desde que se utilize taxa de armadura e resistência de concreto adequados.

O PCI Design Handbook (1971)[50] recomenda o uso da eq. (3.54), inclusive para valores de  $v_u$  superiores aos limites do item d) retro, tendo em conta que para valores de  $\rho \cdot f_{yk} > 4,2 \text{MPa}$ ,  $\mu$  seja multiplicado por  $\left( \frac{2,1}{\rho f_{yk}} + 0,50 \right)$ .

MATTOCK (1974)[38] sugere nova expressão, simples e mais precisa:

$$v_u = \phi \left[ 2,8 + 0,8 (\rho f_{yk} + \sigma_{N,x}) \right], \text{ tomando-se} \quad (3.56)$$

$$v_u \leq 0,3 f_{ck}$$

BIRKELAND (1968), conforme citado em [42], apresenta a proposição:

$$v_u = \phi \cdot 2,81 \sqrt{\rho f_{yk} + \sigma_{N,x}} \quad (3.57)$$

Em 1987, WALRAVEN, FRÉNAVY e PRUIJSSERS<sup>[72]</sup>, em artigo publicado no PCI Journal, contestaram alguns aspectos até então utilizados na aplicação do conceito de "atrito-cisalhamento".

Os autores mostram que a transferência de esforços entre faces opostas da fissura pré-formada se dá através de inúmeros pontos de contato entre partículas do agregado e a pasta, na face oposta da fissura. Assim, de acordo com esse modelo, a pasta e, em última análise, o concreto, influenciam na capacidade resistente. Segundo os autores, o fato não havia ainda sido revelado nos ensaios anteriormente feitos porque as resistências de concreto utilizadas variavam muito pouco.

Dessa forma sugerem uma nova expressão, mais precisa, conforme as evidências apresentadas no artigo.

$$v_u = \phi \left[ C_1 (\rho f_{yk})^2 \right]^C, \text{ sendo} \quad (3.58)$$

$$C_1 = 0,878 f_{ck}^{0,406} (*)$$

$$C_2 = 0,167 f_{ck}^{0,303} (*)$$

(\*)- expressões extraídas de [72], tomando-se  $f_{ck} = 0,85 f_{cc}$ , sendo  $f_{cc}$  a resistência característica do concreto, avaliada em corpos de prova cúbicos.

WALRAVEN, FRÉNAVY e PRUIJSSERS (1987)<sup>[72]</sup> estudaram ainda a influência do tipo de carregamento (estático, estático de longa duração e cíclico) não notando nenhuma influência deles na resistência final ao cisalhamento.

O conceito de "atrito-cisalhamento", expresso nas suas variadas formas (eq. 3.53 a 3.58) é ferramenta simples e potencial na verificação de situações onde o cisalhamento é o esforço predominante.

A fig. 3.43 ilustra comparações entre diversos resultados experimentais e os valores teóricos sugeridos pela eq. 3.54

MAST (1968)<sup>[35]</sup> foi pioneiro na aplicação do conceito de

"atrito-cisalhamento" aos consolos curtos. Comparou os resultados de ensaio de KRIZ e RATHS (1965)<sup>[29]</sup> com os resultados sugeridos pela eq. 3.54 na busca de um limitante inferior para a carga última (de ruína) de consolos curtos, através de expressões simples - em substituição à complexa formulação de KRIZ e RATHS (eq. 3.52).

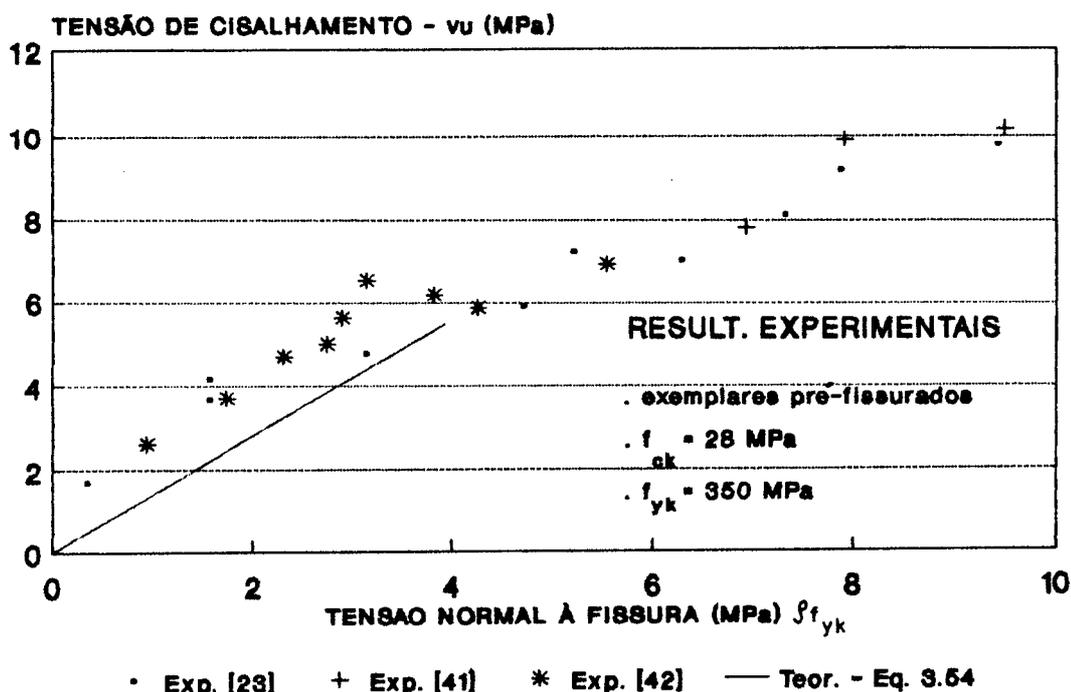


FIG. 3.43 - CONCEITO DE ATRITO-CISALHAMENTO - Comparação entre resultados experimentais [23],[41] e [42] e a equação 3.54.

Em 1975 e 1976, MATTOCK e seus colaboradores<sup>[40],[42]</sup> observaram que para consolos em que há atuação conjunta de M e V, a ruptura poderá ocorrer por cisalhamento ou flexão, sendo que a relação limite  $a/d$  que indica o tipo de ruptura depende do arranjo de armaduras (em alguns casos, com armadura distribuída uniformemente ao longo da altura útil do consolo, observou-se ruptura por flexão para relações  $a/d < 0,5$ ).

MATTOCK (1976)<sup>[37]</sup> propôs então um método de cálculo bastante abrangente ( $a/d \leq 1,0$ ) visando alterar os critérios até então vigentes.

O método é considerado atualmente um dos mais interessantes no dimensionamento de consolos<sup>[34]</sup> e é adotado integralmente pelo ACI 318/83<sup>[1]</sup>. Suas recomendações são válidas somente para consolos solicitados por cargas diretas.

Nesse método, o consolo é analisado como um corpo livre (fig. 3.44) sendo dimensionado (ou verificado) à flexão e ao cisalhamento, nas seguintes bases:

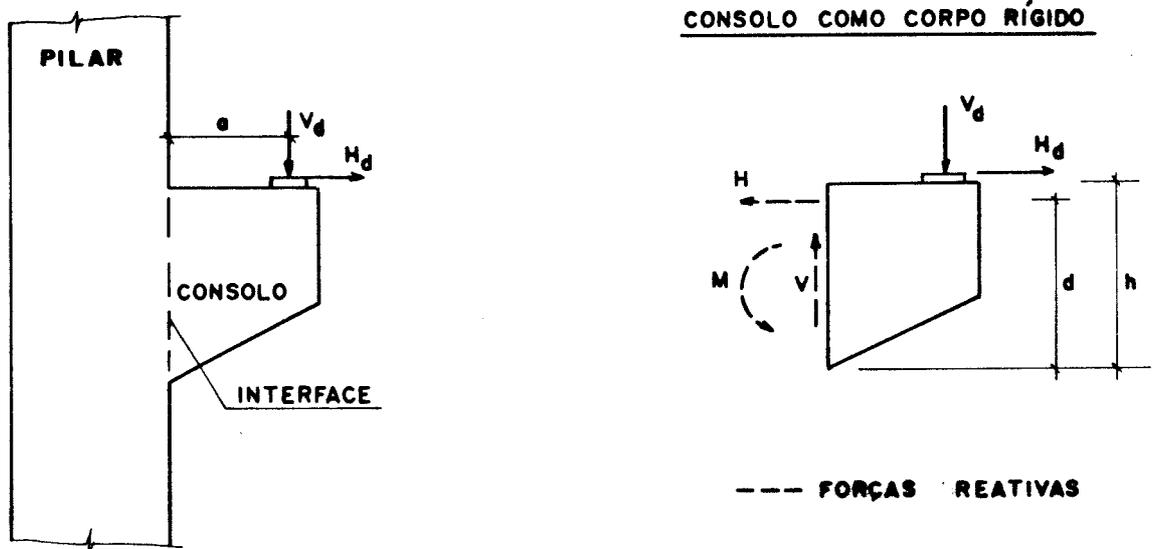


FIG. 3.44 - CONSOLO CURTO - Método de Mattock que analisa o consolo como corpo livre.

- a) a armadura para resistir ao momento de cálculo  $M_d$  ( $A_{s,tir,M_d}$ ) é determinada utilizando-se as prescrições ACI 318/83<sup>[1]</sup> relativas à flexão, que são aproximadamente equivalentes ao item 4.1 da NBR 6118;
- b) a força  $H_d$  é resistida por meio de uma armadura adicional, calculada por:

$$A_{s,tir,H_d} = \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (3.59)$$

- c) a resistência ao cisalhamento da interface é determinada utilizando-se o critério do "atrito-cisalhamento", podendo sua armadura ser estimada pelas equações 3.53, 3.56, 3.57 ou 3.58;

- d) não haverá ruptura por tração diagonal quando se utilizam estribos fechados ou grampos paralelos à armadura principal do tirante - distribuídos na faixa  $\frac{2}{3} d$ , logo abaixo do tirante - tendo uma resistência total última ( $R_{st,h}$ ) igual à metade da resistência última da armadura para resistir a  $M_d$  ( $R_{st,tir,M_d}$ ) ou igual à um terço da resistência última da armadura para resistir a  $V_d$  ( $R_{st,atr}$ );

Mattock sugere ainda as seguintes considerações dimensionais e de detalhamento:

- a) tomar sempre:  $a/d \leq 1,0$   
 $0,2 V_d \leq H_d \leq V_d$ ;
- b) no caso de forças horizontais significativas, a transmissão delas ao tirante deverá ser feita por meio de chapas de aço soldadas ao tirante;
- c) a armadura para resistir a  $M_d$  ( $A_{s,tir,M_d}$ ) deverá ser no máximo igual a 75% da armadura obtida para seção sub-armada ( $x=x_{34}$ ;  $M=M_{lim}$ ). Segundo MATTOCK (1976)<sup>[37]</sup>, essa verificação somente é necessária se  $\tau_{wd} > 7$  MPa e  $a/d > 0,6$ .
- d) a armadura do tirante ( $A_{s,tir}$ ) será:

$$A_{s,tir} = \max \left[ A_{s,tir,M_d} ; \frac{2}{3} A_{s,atr} \right] + A_{s,tir,H_d} \quad (3.60)$$

- e) limite mínimo para armadura do tirante:

$$0,04 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \leq \rho_1 = \frac{A_{s,tir}}{b d}$$

- f) a armadura do tirante deve ser ancorada o mais próximo possível da face externa do consolo, através de sistema da fig. 3.39 a) ou outro tipo de ancoragem reconhecidamente eficiente - por exemplo, ancoragem em alça horizontal;
- g) a armadura de estribos horizontais ou grampos (distribuídos na faixa  $\frac{2}{3} d$  logo abaixo do tirante) é dada por:

$$A_{sh} = \frac{A_{s,tir} - A_{s,tir,H_d}}{2} \quad (3.61)$$

No dimensionamento de consolos, a NBR 9062 (1985) especifica que a segurança deve ser atingida, multiplicando-se o coeficiente de majoração de carga ( $\gamma_f$ ) por um fator  $\gamma_n$  dado por:

a) no caso de elementos pré-fabricados em usina:

$$\begin{aligned} \gamma_n &= 1,0 \text{ quando a carga permanente for preponderante;} \\ \gamma_n &= 1,1 \text{ em caso contrário.} \end{aligned}$$

b) nos demais casos:

$$\begin{aligned} \gamma_n &= 1,1 \text{ quando a carga permanente for preponderante;} \\ \gamma_n &= 1,2 \text{ em caso contrário.} \end{aligned}$$

Para consolos com  $1,0 < a/d \leq 2,0$ , o dimensionamento é feito como viga em balanço (teoria de flexão).

Para consolos com  $0,5 < a/d \leq 1,0$  (consolos curtos), o dimensionamento se faz segundo o modelo matemático de uma treliça de duas barras - modelo da biela-tirante - de maneira semelhante aos métodos de FRANZ<sup>[18], [19]</sup>, SOARES e TERAMOTO<sup>[64]</sup>, LEONHARDT e MÖNNIG<sup>[31]</sup> já citados.

A armadura do tirante ( $A_{s, \text{tir}}$ ) é dada por:

$$A_{s, \text{tir}} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}}, \text{ tomando-se} \quad (3.62)$$

$$A_{sv} = (0,1 + a/d) \frac{V_d}{f_{yd}} \quad (3.63)$$

sendo que  $A_{sv}$  deve ter sua solução melhorada por aproximação sucessiva.

A verificação da biela comprimida é feita limitando-se a tensão de compressão ( $\sigma_{cd}$ ) a:

$$\sigma_{cd} \leq \begin{cases} f_{cd} & \text{para carregamento direto} \\ 0,85 f_{cd} & \text{para carregamento indireto} \end{cases}$$

A NBR 9062 é omissa na definição da espessura da biela a adotar. Sugere, apenas, geometrias possíveis da biela de compres-

são, quando atuam cargas diretas ou indiretas. Seguindo-se, portanto, recomendações de LEONHARDT<sup>[31]</sup>, adota-se  $c = 0,2 d$ .

Para consolos com  $a/d < 0,5$  (consolos muito curtos), a NBR 9062 supõe a ruptura ao longo do plano de ligação do consolo com seu suporte - conceito de "atrito-cisalhamento" - tomando a armadura do tirante pela eq. 3.62 e  $A_{sv}$  dado por:

$$A_{sv} = \frac{0,8 V_d}{\mu f_{yd}} \quad (3.64)$$

Os coeficientes de atrito  $\mu$  adotados são os da tab. 3.2. A tensão de cisalhamento última ( $\tau_{wu}$ ) é definida por:

$$\tau_{wu} = 3,0 + 0,9 \rho f_{yd} \leq \begin{cases} 0,30 f_{cd} \\ 6 \text{ MPa} \end{cases}, \text{ sendo: } (3.65)$$

$$\rho = \frac{A_{s, \text{tir}}}{b d} = \text{taxa geométrica de armadura.}$$

A armadura de costura ( $A_{sh}$ ) é definida como adequada quando:

$$\frac{A_{sh}}{s} \geq 0,4 \frac{A_{sv}}{d}, \text{ para consolos curtos; } (3.66)$$

$$\frac{A_{sh}}{s} \geq 0,5 \frac{A_{sv}}{d}, \text{ para consolos muito curtos } (3.67)$$

Deve-se tomar ainda:

$$\frac{A_{sh}}{s} \geq \begin{cases} 0,25 b, \text{ para aços CA-25} \\ 0,15 b, \text{ para os demais aços} \end{cases}, \text{ sendo: } (3.68)$$

$$[b] \quad - \text{ cm};$$

$$\left[ \frac{A_{sh}}{s} \right] - \text{ cm}^2/\text{m} .$$

Para consolos com  $a/d \leq 1,0$  submetidos a cargas diretas, os estribos verticais, quando construtivamente necessários, são escolhidos pelas taxas mínimas da NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup> para vigas de mesma largura "b" e altura igual à do consolo no seu engastamento.

Havendo cargas indiretas, elas devem ser totalmente suspensas por armadura com tensão  $f_{yd}$ , critério esse muito mais rigoroso que o apresentado por LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup>.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> especifica para todos os aços da armadura  $f_{yd} \leq 435$  MPa.

Na ausência de cálculo mais rigoroso, novamente aqui, a estimativa da força horizontal  $H_d$  é feita tomando-se:

$H_d = 0,7 V_d$	para juntas a seco;
$H_d = 0,5 V_d$	para elemento assentado com argamassa;
$H_d = 0,2 V_d$	para apoio de almofadas de elastômero;
$H_d = 0,08 V_d$	para apoio de almofadas revestidas de plástico politetrafluoretileno (PTFE), submetidas a compressão entre 7 MPa e 11 MPa;
$H_d = 0,1 V_d$	idem, para taxas de compressão entre 4 MPa e 7 MPa.

\* \* \*

Os consolos de concreto podem ser executados também na forma retangular (fig. 3.21-d).

Esta opção é bastante empregada nos casos em que se deseja "esconder" o consolo, através de um recorte nas extremidades da viga (fig. 3.45) e também nos dentes Gerber.

O dimensionamento do consolo retangular é feito da mesma maneira que o do consolo trapezoidal.

Na viga atuam elevadas tensões de cisalhamento, na região do recorte. Normalmente esses dentes de apoio têm altura  $h_{red} \approx h/2$

e comprimento  $l_{red}$  e  $h_{red}$ , podendo ser eventualmente inclinados (fig. 3.46).

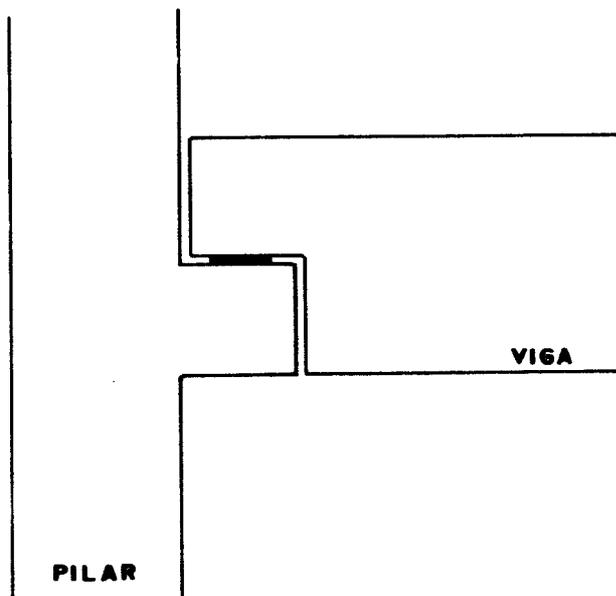


FIG. 3.45 - PILAR COM CONSOLO RETANGULAR E VIGA COM RECORTE

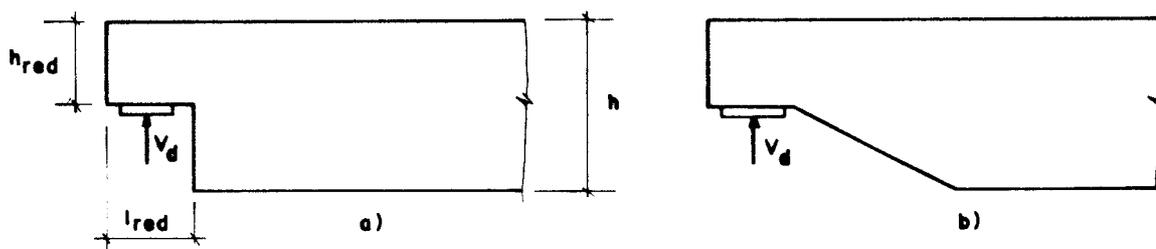


FIG. 3.46 - VIGA COM RECORTE - Definição geométrica

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> permite assemelhar o dente de apoio da viga a um consolo, dando-lhe o mesmo tratamento.

Assim, são utilizadas as equações (3.62) e (3.63) ou (3.64) para determinação da armadura do tirante ( $A_{s,tir}$ ).

A armadura do tirante é ancorada no dente por barra transversal do mesmo diâmetro, soldada na extremidade, ou por alças horizontais. O início da ancoragem do tirante na viga é suposto

distante do primeiro estribo vertical da armadura de suspensão de  $(d - d_{red})$ , considerando-se a condição de má aderência da NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup>.

A verificação da compressão na biela, para relações  $0,5 < a/d_{red} \leq 1,0$  é feita tomando-se as dimensões e inclinação da biela segundo a fig. 3.47, e limitando-se a tensão de compressão a  $0,85 f_{cd}$ .

São sempre necessários estribos horizontais ( $A_{sh}$ ) no dente, calculados de acordo com as eq. (3.66) ou (3.67) e (3.68), ancorados na face externa do dente e penetrando 1,5 vezes o comprimento de ancoragem no interior da viga.

Os estribos verticais ( $A_{sv}$ ) são escolhidos pelas taxas mínimas da NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup>, considerando-se uma viga de altura  $h$  e largura  $b$  (fig. 3.47).

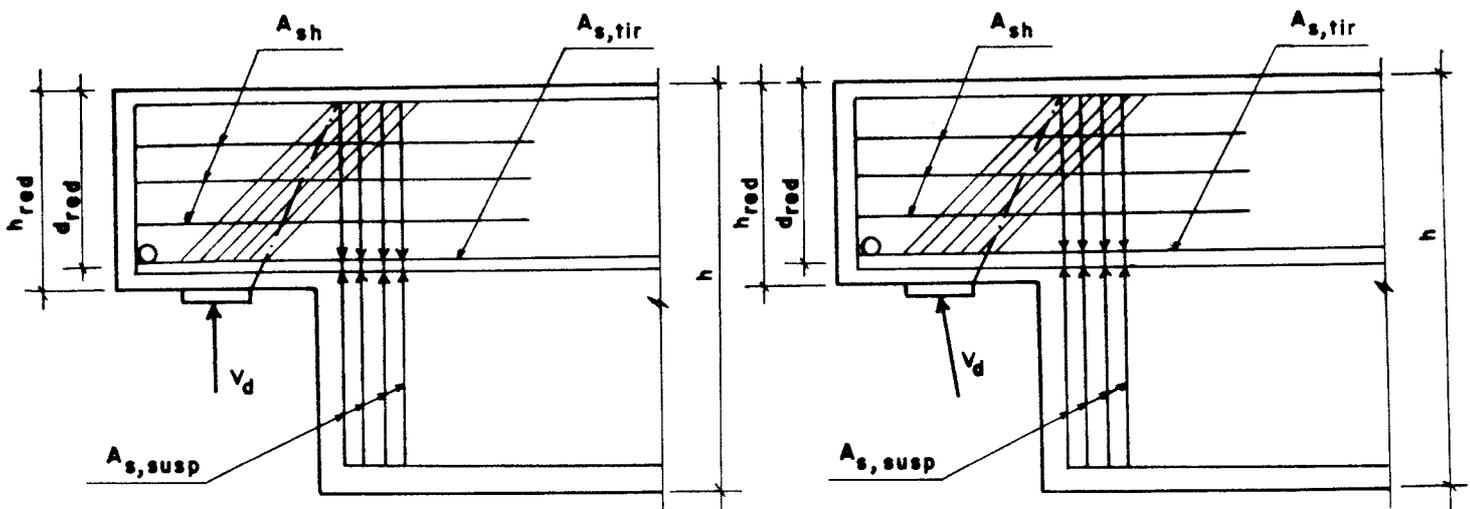


FIG. 3.47 - LIGAÇÃO VIGA COM RECORTE-PILAR - Determinação geométrica da inclinação e dimensões da biela comprimida.

A armadura de suspensão ( $A_{s,susp}$ ) deverá resistir à totalidade das cargas verticais aplicadas no dente ( $V_d$ ) com tensão  $f_{yd}$  não podendo superar 435 MPa. Essa armadura estará concentrada na extremidade da viga adjacente ao dente de apoio, na forma de estri-

bos fechados que envolvam a armadura longitudinal da viga. Se forem utilizadas barras verticais adequadamente ancoradas nas suas extremidade e protegidas do risco de fendilhamento do concreto nas suas dobras, elas não poderão absorver mais que  $0,40 V_d$ .

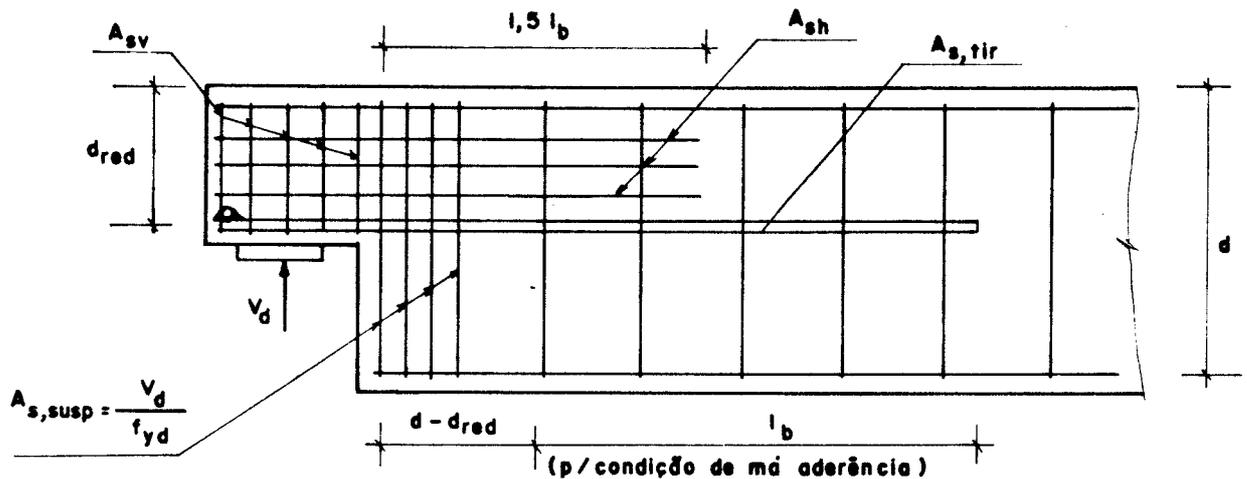


FIG. 3.48 - LIGAÇÃO VIGA COM RECORTE-PILAR - Detalhamento final da armadura da viga, segundo a NBR 9062 [5].

No dimensionamento da ligação viga com recorte-pilar o PCI (1973) [48] aplica a teoria do "atrito-cisalhamento". Assim, com base na fig. 3.48, ter-se-á:  $A_{s,tir}$  dado pela eq. (3.38),  $A_{sh}$  dado por  $A_{sh} = \frac{A_{s,tir}}{2}$  e  $A_{s,susp}$  dado por:

$$A_{s,susp} = \frac{A_{s,tir} f_{yk,tir}}{\mu f_{yk,susp}}, \quad (3.69)$$

onde:

- $f_{yk,tir}$  - resistência característica ao escoamento da armadura do tirante;
- $f_{yk,susp}$  - resistência característica ao escoamento da armadura de suspensão.

O PCI (1973)<sup>[48]</sup> não exige estribos verticais no dente ( $A_{sv} = 0$ ) e limita a relação  $a/d_{red} \leq 0,40$ . O posicionamento da armadura de suspensão é feito ao longo de eixo transversal da viga.

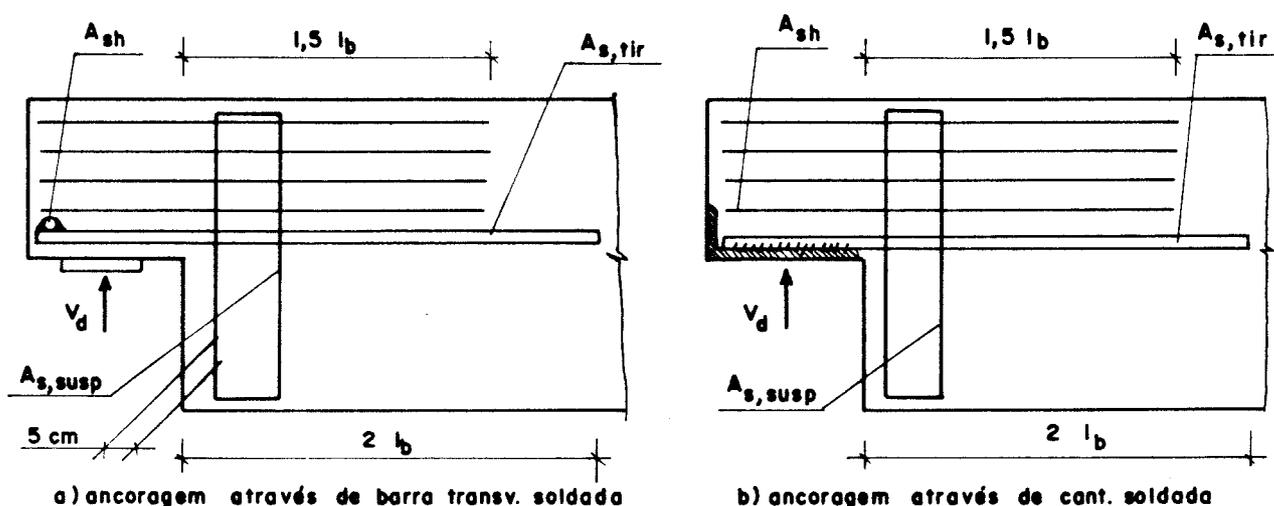


FIG. 3.49 - LIGAÇÃO VIGA COM RECORTE-PILAR - Detalhamento final da armadura da viga, segundo o PCI<sup>[48]</sup>.

"The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup>, LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[32]</sup> e muitos outros pesquisadores, conforme citado por SILVA (1991)<sup>[63]</sup>, analisam o dente de apoio de vigas com recorte através do modelo da biela-tirante ("strut-and-tie method"), equilibrando as forças nos nós das treliças idealizadas. Os modelos propostos variam dos mais simples até os mais complexos, e a escolha do mais adequado depende das dimensões do recorte, do detalhamento de armaduras, do tipo de carregamento e da posição e dimensões do aparelho de apoio.

Segundo LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[32]</sup> o fluxo de esforços internos é função da relação  $h_{red}/h$  e da disposição da armadura. Quanto menor a relação  $h_{red}/h$ , mais horizontal é a fissura que parte do vértice do canto reentrante (fig. 3.50) e tanto mais necessário se torna suspender a força cortante proveniente da viga. Um chanfro no canto reentrante é desejável pois diminui as tensões devidas ao efeito de entalhe (fig. 3.50-c).

As figs. 3.51-a e 3.51-b apresentam modelos resistentes propostos por LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[32]</sup> A força cortante pode ser pendurada na borda superior com tirantes verticais (fig. 3.51-a) ou com tirantes inclinados (fig. 3.51-b) ou ainda com a combinação de ambos.

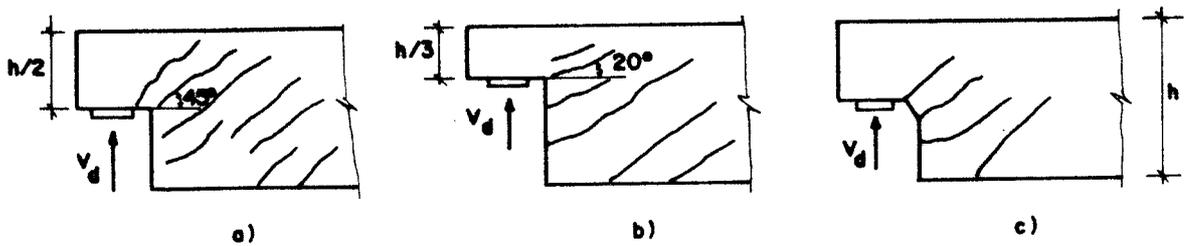


FIG. 3.50 - LIGAÇÃO VIGA COM RECORTE-PILAR - Configurações fissuradas da viga, em função da relação  $h_{red}/h$ <sup>[32]</sup>.

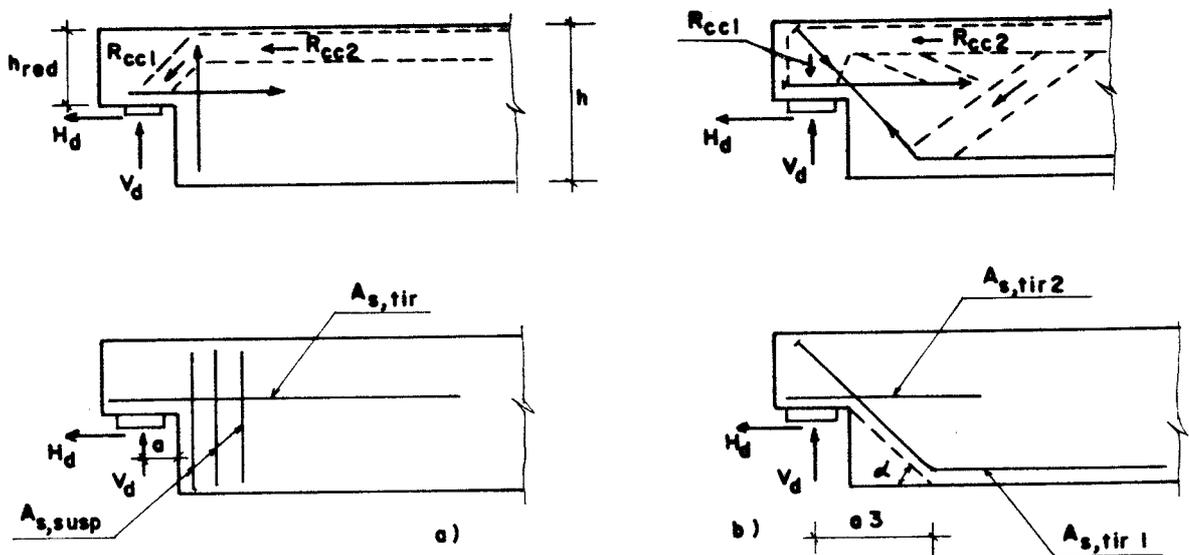


FIG. 3.51 - Modelos de treliça propostos por LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[32]</sup> para avaliação dos esforços internos em vigas com recortes<sup>[32]</sup>.

Segundo LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[32]</sup>, ensaios realizados em Stuttgart mostraram que, no caso a), as barras da armadura de suspensão não suportam toda a força cortante, porque uma parcela é transmitida diretamente ao apoio pela inclinação da força do banzo superior comprimido. Essa parcela transmitida diretamente deve aumentar com a relação  $h_{red}/h$ .

No caso da fig. 3.51-a as armaduras são determinadas segundo LEONHARDT por:

$$A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}} \left( \frac{V_d a_1}{a_2} \right) + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (3.70)$$

SILVA (1991)<sup>[63]</sup> sugere para  $a_1$  e  $a_2$  os valores:

$$\begin{aligned} a_1 &= a + c + \frac{h}{8} \\ a_2 &= h_{red} - \left( c + \frac{h_{red}}{8} \right) \end{aligned} \quad (3.71)$$

onde  $c$  é o cobrimento da armadura.

$$A_{s,susp} = \frac{1}{f_{yd}} \left( V_d \cdot 0,35 \cdot \frac{h}{h_{red}} \right) \leq V_d \quad (3.72)$$

Na biela e banzo comprimidos as forças de compressão são dadas respectivamente por:

$$R_{cc1} = V_d \sqrt{1 + \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^2} \quad e$$

$$R_{cc2} = V_d \frac{a_1}{a_2}$$

As tensões provocadas por essas forças deverão ser limitadas ao valor  $0,85 f_{cd}$  e no caso da biela inclinada pode-se admitir a sua largura, medida na horizontal e no plano da figura, igual à largura do aparelho de apoio, conforme ilustra a fig. 3.51.

Segundo o CEB-FIP (1990)<sup>[13]</sup>, no uso de modelos de bielas e tirantes, a limitação da tensão média de compressão das bielas e banzos comprimidos será feita através dos valores máximos:

$$f_{cd1} = 0,85 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (3.73)$$

para zonas não fissuradas, e

$$f_{cd2} = 0,60 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (3.74)$$

para zonas fissuradas por tração transversal.

Esses valores são válidos desde que a deformação de compressão máxima no concreto seja:

$$\epsilon_{cu,max} = 0,004 - 0,002 \frac{f_{ck}}{100} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}).$$

No caso da fig. 3.51 b) as armaduras, por LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[32]</sup> são:

$$A_{s,tir,1} = \frac{1}{f_{yd}} \left( \frac{V_d}{\text{sen } \alpha} \right) \quad (3.75)$$

$$A_{s,tir,2} = \frac{1}{f_{yd}} \left( \frac{V_d a_3}{a_2} 0,25 \frac{h}{h_{red}} \right) + \frac{H}{f_{yd}} \quad (3.76)$$

com  $a_3$  dado pela fig. 3.51 b)

As forças de compressão nas bielas e banzos são dadas por:

$$R_{cc1} = V_d$$

$R_{cc2} = \frac{V_d}{\text{tg } \alpha}$ , e deverão provocar tensões limitadas a  $0,85 f_{cd}$  ou, em cálculo mais rigoroso, aos valores das equações (3.73) ou (3.74).

No caso de vigas com recortes armadas com perfis metálicos é assumida, conservativamente, a distribuição de tensões da fig. 3.56.

Utilizam-se, neste caso, estribos verticais na região de atuação de  $R_{c1}$ , conforme ilustrado na fig. 3.52.

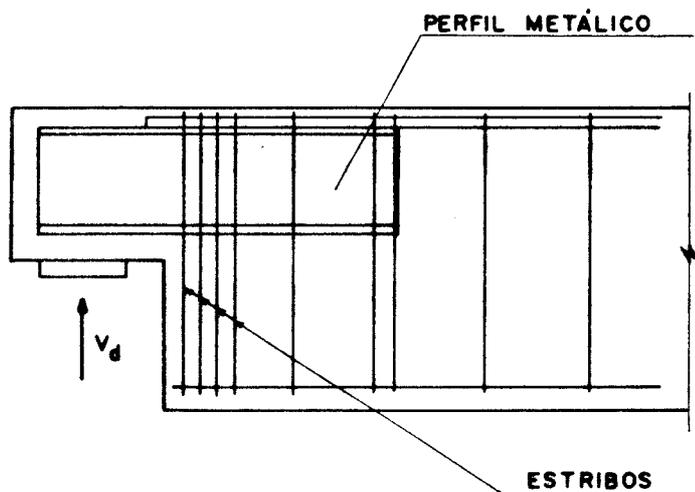


FIG. 3.52 - LIGAÇÃO VIGA COM RECORTE-PILAR - Detalhamento típico de armaduras, quando da utilização de perfis metálicos.

A ligação VIGA-PILAR pode ainda ser executada com os perfis metálicos estruturais em forma de "I" ou "U" concretados solidariamente ao pilar, na forma de insertos metálicos, como mostra a fig. 3.21-e.

A transferência de cargas da viga para o pilar através do perfil metálico tem sido bastante estudada.

Contudo, tendo-se em conta a significativa influência das dimensões relativas do perfil metálico e do pilar na resistência final da ligação e a grande gama de opções a se fazer na escolha do perfil metálico ideal, encontram-se situações extremas, como por exemplo insertos largos em pilares com seções estreitas, que ainda não foram devidamente estudadas. Para estas situações, exige-se cuidado adicional.

"The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> sugere análise e cuidados especiais, no caso de consolos estreitos.

São considerados estreitos os consolos metálicos constituídos basicamente por chapas posicionadas na vertical, com espessura menor ou igual a 1/10 da largura "b" do pilar.

Os consolos metálicos estreitos foram estudados experimentalmente por HOLMES e POSNER (1971)<sup>[25]</sup>. Os resultados finais insatisfatórios (os consolos estreitos produzem fendilhamento no concreto) desabonaram seu uso, a menos que se disponham placas de apoio transversais ou sejam esses consolos soldados às armaduras do pilar ou a uma armadura adicional.

No caso do uso de armaduras soldadas ao consolo, ter-se-á (fig. 3.53):

$$F_2 = \frac{V_s a_1}{a_2} \quad (3.77)$$

$$F_1 = F_2 + V_s \quad , \text{ onde:} \quad (3.78)$$

- $a_1, a_2$  - grandezas lineares, de acordo com a fig. 3.53;
- $F_1, F_2$  - forças concentradas nas armaduras;
- $V_s$  - força cortante determinada pela resistência das armaduras.

Dimensionam-se portanto as armaduras  $A_s$  e  $A'_s$  para os esforços de tração  $F_2$  e  $F_1$ , respectivamente. No caso de inserto localizado próximo ao topo do pilar, a armadura  $A'_s$  deve ser dimensionada à compressão, com uso de estribos.

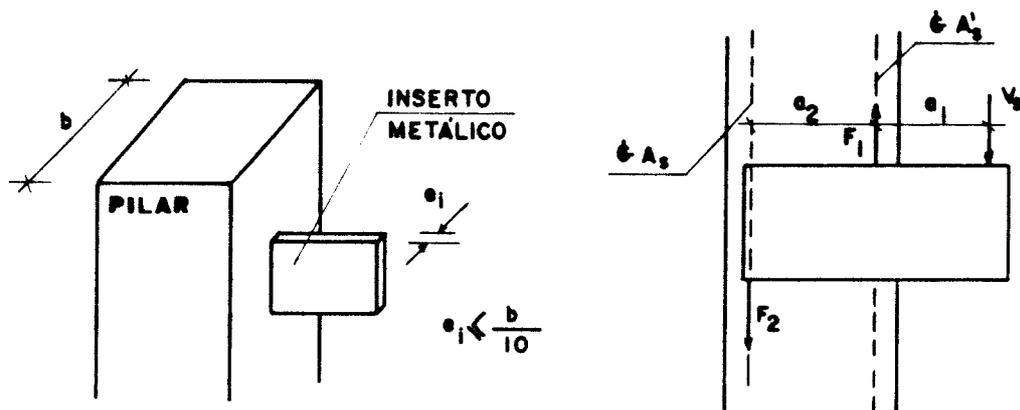


FIG. 3.53 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM CONSOLO METÁLICO ESTREITO - Seu uso só é possível com o emprego de armaduras soldadas ao inserto.

Na falta de dados experimentais que melhor comprovem o efeito da variação da largura do apoio do inserto na resistência final da ligação, "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> propõe um método geral de análise para os demais consolos metálicos, considerando-se as limitações da fig. 3.54.

Para aproximar conservativamente as complexas condições de apoio que ocorrem no estado limite, "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> propõe que seja assumida tensão de apoio uniforme ao redor do inserto, limitada ao valor  $0,8 f_{cc}$ , sendo  $f_{cc}$  a resistência característica do concreto, medida em corpos de prova cúbicos. Fazendo-se a correção deste valor para corpos de prova cilíndricos, ter-se-ia  $0,8 f_{cc} \cong 0,94 f_{cd}$ , que seria valor muito alto para os condicionantes nacionais. É portanto aqui adotado o limite  $0,85 f_{cd}$ , com a distribuição de tensões da fig. 3.55.

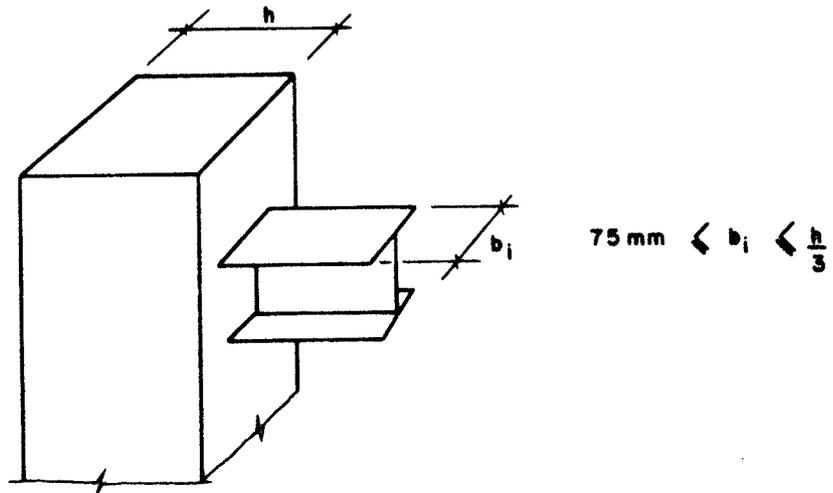
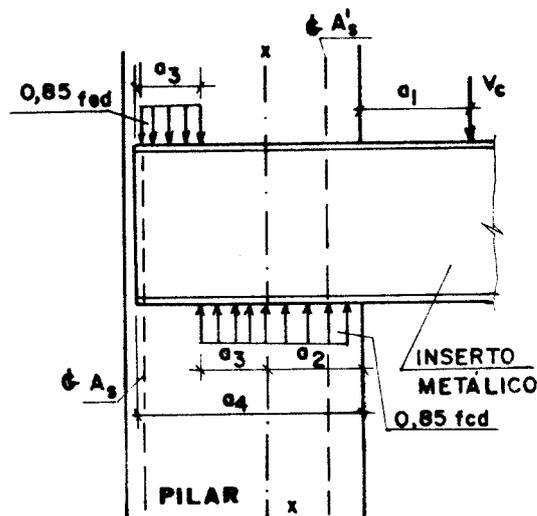


FIG. 3.54 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM CONSOLO METÁLICO - Abrangência das hipóteses da metodologia geral proposta por "The Institution of Structural Engineers" (1978) <sup>[26]</sup>.



$V_c$  - FORÇA CORTANTE  
 DETERMINADA PELA RESIS-  
 TÊNCIA DE APOIO DO CON-  
 CRETO DO PILAR.

FIG. 3.55 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM CONSOLO METÁLICO - Hipóteses da distribuição de tensões de apoio segundo "The Institution of Structural Engineers" (1978) <sup>[26]</sup>.

Considerando-se portanto as tensões de apoio uniformes e iguais a  $0,85 f_{cd}$ , com a distribuição da fig. 3.55, e analisando-se o problema pela resistência do concreto ( $V = V_c$ ), tem-se:

$$0,85 f_{cd} b_i a_2 = V_c \quad (3.79)$$

Somando-se os momentos no eixo x-x:

$$\begin{aligned} M_{xx} = V_c (a_1 + a_2) - 0,85 f_{cd} b_i a_2 \left( \frac{a_2}{2} \right) + \\ + 0,85 f_{cd} b_i a_3 \left( \frac{a_3}{2} \right) - \\ - 0,85 f_{cd} b_i a_3 \left( a_3 + \frac{a_3}{2} \right) = 0 \end{aligned}$$

Utilizando-se da eq. (3.79), tomando-se  $a_3 = \frac{a_4 - a_2}{2}$ , e realizando-se as somas algébricas:

$$0,5 a_2^2 + (2a_1 + a_4) a_2 - 0,5 a_4^2 = 0 \quad , \text{ ou}$$

$$a_2 = - (2a_1 + a_4) + \sqrt{(2a_1 + a_4)^2 + a_4^2}$$

Tomando-se  $a_2 = \alpha a_4$ , obtêm-se:

$$\alpha = -2 \left( \frac{a_1}{a_4} \right) - 1 + \sqrt{\left[ 2 \left( \frac{a_1}{a_4} \right) + 1 \right]^2 + 1} \quad (3.80)$$

Dessa forma, a eq. (3.79) pode ser reescrita como:

$$V_c = 0,85 f_{cd} b_i \alpha a_4 \quad , \quad (3.81)$$

onde  $\alpha = f\left(\frac{a_1}{a_4}\right)$  e é dado pela eq. (3.80).

A expressão (3.81), deduzida a partir das hipóteses assumidas por "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> é também sugerida por HOLMES e MARTIN (1984)<sup>[24]</sup>.

Nesta situação, o perfil metálico deve ser dimensionado para  $V_c$  e  $M = V_c \left(a_1 + \frac{a_2}{2}\right)$ .

O PCI (1973)<sup>[48]</sup>, analisando a condição limite de apoio do perfil metálico no pilar de concreto, assume a distribuição de tensões da fig. 3.56.

Com base na figura tem-se:

$$V_c \left(a_1 + \frac{11}{12} a_4\right) = R_{c1} \left(\frac{11}{12} a_4 - \frac{a_4}{6}\right) \quad (3.82)$$

Tomando-se  $R_{c1} = 0,85 f_{cd} b_i \frac{a_4}{3}$  e substituindo-se em (3.82):

$$V_c = \frac{0,85 f_{cd} b_i a_4}{3,66 + 4 \left(\frac{a_1}{a_4}\right)} \quad (3.83)$$

Segundo o PCI (1973)<sup>[48]</sup> o perfil metálico deve ser dimensionado para  $V_c$  e  $M = V_c \left(a_1 + \frac{a_4}{6}\right)$ .

Quando mais de um consolo se posiciona no pilar, na mesma altura, "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> recomenda que cada consolo seja dimensionado separadamente, fazendo-se a soldagem cuidadosa dos insertos para que possam transmitir os carregamentos. É recomendável que o carregamento principal seja transmitido através de um inserto inteiriço e os carregamentos secundários utilizem insertos soldados ao principal.

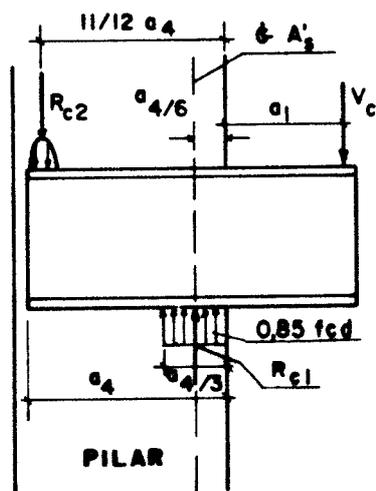


FIG. 3.56 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM CONSOLO METÁLICO - Hipóteses da distribuição de tensões de apoio segundo o PCI (1973)<sup>[48], [54]</sup>.

Para o caso específico de um perfil metálico que se projeta igualmente em duas faces opostas do pilar (fig. 3.57) o PCI (1973)<sup>[48]</sup> recomenda o uso da expressão:

$$V_c = \frac{0,85 f_{cd} b_i a_4}{3} \quad (3.84)$$

Quando o inserto metálico está localizado próximo ao topo do pilar, a compressão que se verificava na região do pilar sobre o perfil deve ser resistida por armadura tracionada, devidamente ancorada e soldada na parte inferior do perfil, na linha de centro de  $A_s$ , calculada segundo esquema das figs. (3.55) e (3.56).

As armaduras soldadas aos insertos metálicos também são utilizadas para se incrementar a capacidade final de carga do consolo.

Nestes casos, tomando-se por  $V_s$  a capacidade incremental de carga dada pelo uso de armaduras, tem-se:

$$V = V_c + V_s$$

Segundo "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup>  $V_c$  é dada pela eq. (3.81) e  $V_s$  é determinada de maneira análoga ao procedido para o caso de consolos metálicos estreitos - fig. 3.53 e eqs.(3.77) e (3.78).

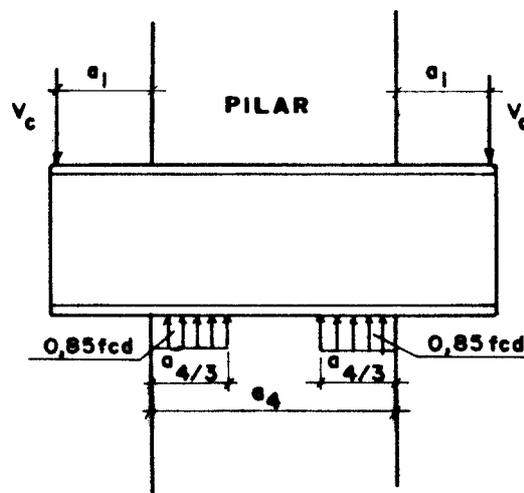


FIG. 3.57 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM PERFIL METÁLICO PROJETANDO-SE IGUALMENTE EM DUAS FACES DO PILAR.

Utilizando-se da formulação proposta pelo PCI (1973)<sup>[48]</sup> - eq. (3.83) - RATHS (1974)<sup>[54]</sup> propõe metodologia para cálculo de  $V_s$ , assumindo inicialmente o posicionamento de uma armadura comprimida (RATHS<sup>[54]</sup> sugere, nestes casos e sempre que possível, o uso de armaduras de reforço comprimidas) na linha de centro de  $A'_s$  e o diagrama de deformações da fig. 3.58.

Pelo somatório de momentos em  $R_{c2}$  tem-se:

$$(V_c + V_s) \left( a_1 + \frac{11}{12} a_4 \right) = R_{c1} \left( \frac{11}{12} a_4 - \frac{a_4}{6} \right) + A'_s \sigma'_s \left( \frac{11}{12} a_4 - \frac{a_4}{6} \right)$$

Contudo, utilizando-se da relação expressa pela eq. (3.82):

$$V_s \left( a_1 + \frac{11}{12} a_4 \right) = A'_s \sigma'_s \left( \frac{11}{12} a_4 - \frac{a_4}{6} \right) \quad , \text{ ou}$$

$$V_s = \frac{3 A'_s \sigma'_s}{3,66 + 4 \left( \frac{a_1}{a_4} \right)} \quad (3.85)$$

onde:

$V_s$  - parcela da capacidade final de carga do consolo metálico, devido à armadura;

$A'_s$  - área de armadura comprimida, soldada sob o consolo metálico;

$\sigma'_s$  - tensão de compressão na armadura, dada por:

$$\sigma'_s = f_{yd} \left( 1 - \frac{3d'}{a_4} \right)$$

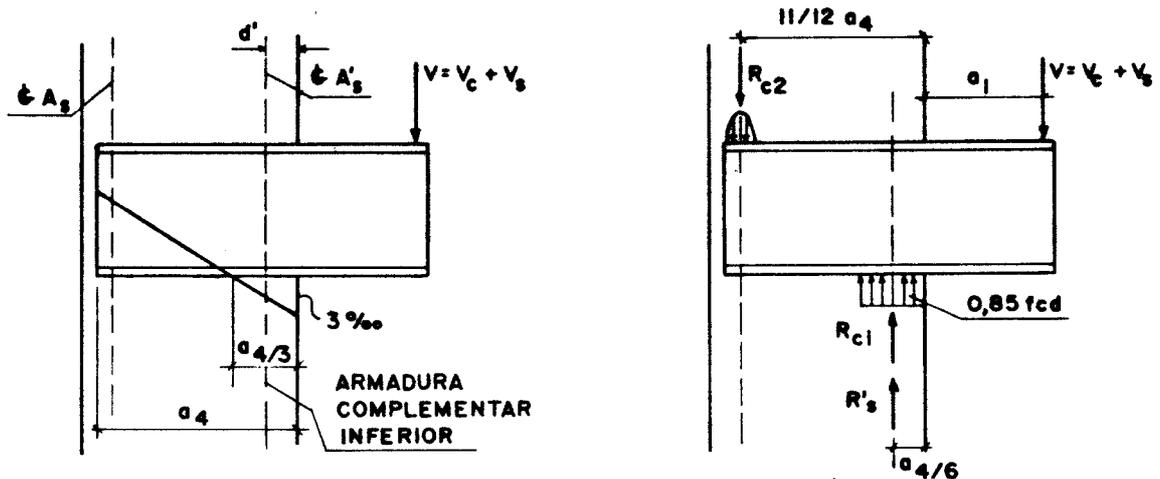


FIG. 3.58 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM CONSOLO METÁLICO REFORÇADO POR ARMADURAS SOLDADAS - Hipóteses de deformações e esquema de forças.

Nos casos em que for necessário o uso de armadura  $A_s$ , ou seja ( $A'_s \sigma'_s > V + R_{c2} - R_{c1}$ ), ela será calculada usando-se o esquema da fig. (3.59).



Segundo o PCI (1973)<sup>[48]</sup> deve-se prever um comprimento do pilar, acima e abaixo do inserto, de no mínimo 90 cm, para garantir as condições idealizadas de apoio.

Os esforços horizontais atuantes no consolo metálico, provenientes de retração, fluência, efeitos de temperatura etc. atuantes no elemento estrutural que se apóia no consolo, devem ser resistidos pelo inserto, através de aderência. Segundo o PCI (1973)<sup>[48]</sup> é recomendável o uso de pinos soldados transversalmente ao inserto ou parafusos passantes, se a tensão tangencial de aderência ( $\tau_{bu}$ ) é maior que 1,8 MPa.

É sempre interessante, desde que não comprometa a capacidade portante do inserto, a realização de furos (maiores que 2,5 cm) na alma do inserto, para melhor consolidar a ligação inserto metálico - pilar<sup>[48]</sup>.

\* \* \*

A ligação VIGA-PILAR pode ser rígida, transferindo total ou parcialmente o momento negativo (máximo) da viga para o pilar.

Muitos autores defendem a necessidade e a oportunidade de se obter continuidade estrutural nas ligações viga-pilar. Segundo BIRKELAND e BIRKELAND (1966)<sup>[6]</sup>, "as ligações viga-pilar devem conciliar continuidade estrutural e facilidade de içamento e montagem ...".

Contudo, as ligações viga-pilar rígidas requerem, no geral, execução mais primorosa. A continuidade estrutural é normalmente obtida posteriormente à montagem, aumentando assim o trabalho de execução, além de exigir uma perfeita compatibilidade dimensional entre os elementos e seus dispositivos.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> especifica que nas ligações rígidas com continuidade estrutural obtida após a montagem, deve-se limitar as rotações relativas entre as seções ligadas, ao valor de cálculo. Na falta de comprovação dessa limitação, deve-se aplicar um coeficiente de majoração corretivo  $\gamma_n = 1,2$  para obtenção das solicitações de cálculo.

A transferência do momento fletor na ligação se faz, basicamente, através de um binário, com uma armadura tracionada e uma

região de compressão no concreto.

A solidarização das armaduras é obtida por traspasse, soldagem ou aparafusamento. No caso de soldagem de armaduras, pode-se fazer uso de cantoneiras auxiliares para esse trabalho.

Nas ligações VIGA-PILAR rígidas deve-se dimensionar ou verificar:

- pressão de contato entre os elementos - eqs. (3.19), (3.20), (3.22) ou (3.24);
- armaduras de confinamento dos pilares - eq. (3.21) ou (3.25) com  $\mu=1,0$  ou  $\mu=0,7$ ;
- comprimentos de ancoragem das armaduras - eq. (3.16);
- comprimentos de traspasse das armaduras, segundo a NBR 6118<sup>[4]</sup>;
- comprimentos de soldagem das armaduras - tab. (3.1).

Alguns tipos comuns de ligações VIGA-PILAR rígidas são mostrados na fig. 3.60.

A fig. 3.60-a ilustra a situação em que o peso próprio da viga e dos elementos que nela se apoiam é reduzido, permitindo assim, na fase de montagem, o apoio da viga sobre o pilar em área restrita.

Na fig.3.60-b a viga apresenta um orifício pelo qual penetra a armadura de espera do pilar, permitindo assim que a viga tenha uma maior área de apoio sobre o pilar.

Com o mesmo objetivo é apresentado o detalhe da fig. 3.60-c. O pequeno consolo fica aparente. O uso de almofada de apoio ajudará na prevenção da fissuração dos cantos vivos.

Sempre que possível, nestas ligações, é interessante executar o canto "quebrado".

A armadura positiva da viga deve extender-se à região de concretagem posterior, ancorando-se em dobra na vertical ou laço na horizontal, para combater uma possível inversão de esforços.

Na fig. 3.60-d a solidarização é feita por soldagem entre os perfís metálicos (reforços de borda) ancorados nos elementos estruturais. Todos os vazios entre a viga e o pilar devem ser preenchidos com argamassa não retrátil ou graute. O consolo retangular do pilar pode também ser metálico. A opção ilustrada protege o elemento metálico da corrosão.

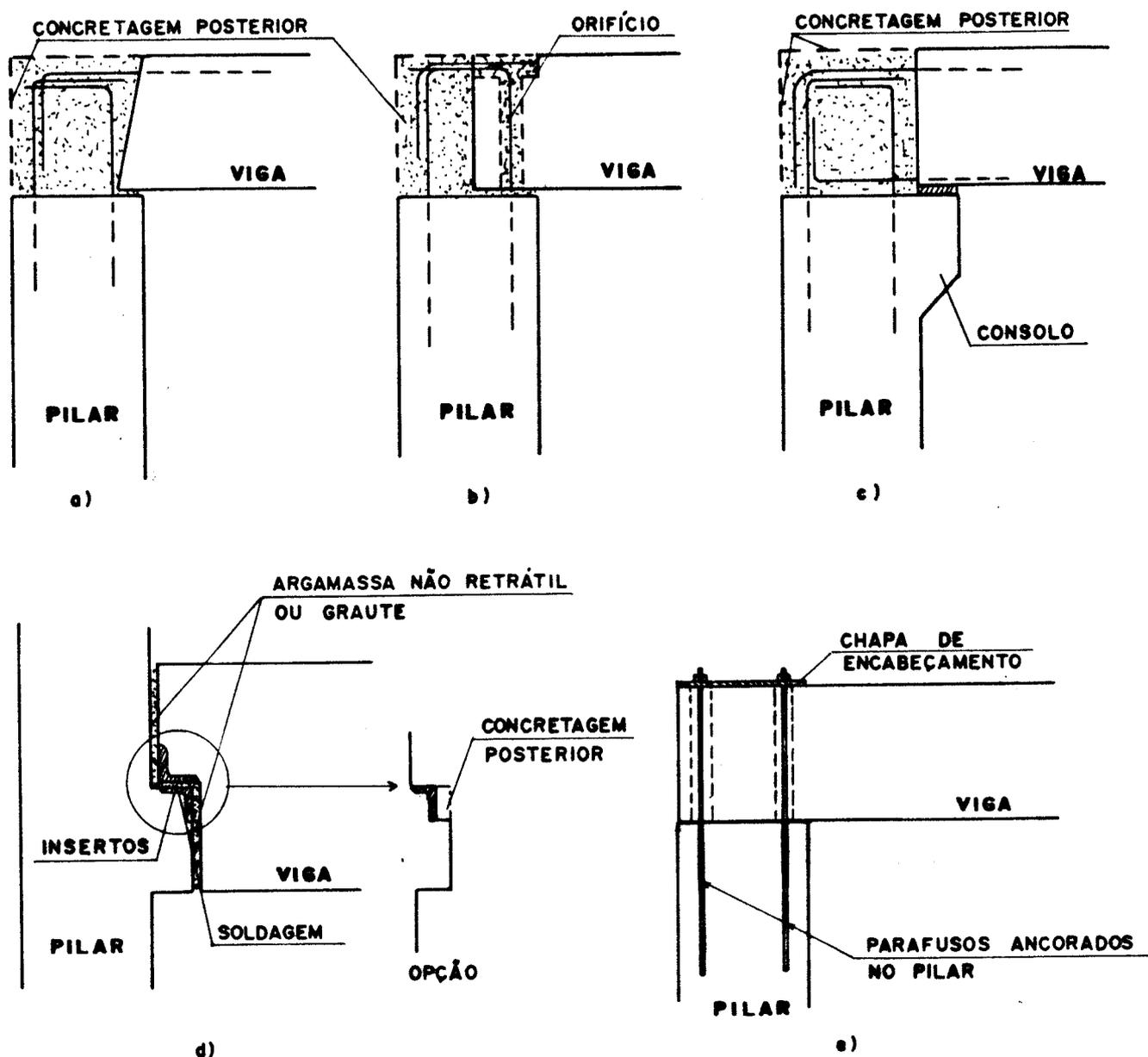


FIG. 3.60 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR RÍGIDA - Alguns tipos comuns de ligações, utilizando-se armaduras unidas por traspasse ou soldagem, ou parafusos, porcas e chapas.

No caso especial de ligações com vigas protendidas constituindo pórticos indeformáveis (devido, principalmente à alvenaria de fechamento) deve-se deixar uma das extremidades da viga livre para o deslizamento, solidarizando completamente a ligação somente depois de decorrido certo tempo.

O detalhe da fig. 3.60-e é bastante utilizado na solidarização de vigas e pilares de pórticos pré-moldados com pequenos

vãos. É ainda empregado na solidarização de coberturas de abrigos para paradas de ônibus. Deve-se sempre proteger a chapa de encabeçamento, porcas e parafusos da corrosão.

A fig. 3.61-a apresenta uma ligação VIGA-PILAR rígida na qual a concretagem posterior é limitada a uma pequena região da viga.

A emenda das barras pode ser executada por traspasse ou soldagem, sendo que a última opção resultam em menores comprimentos de emenda.

Os estribos em forma de "U" são dobrados na posição definitiva, depois de posicionada a armadura que sai do pilar.

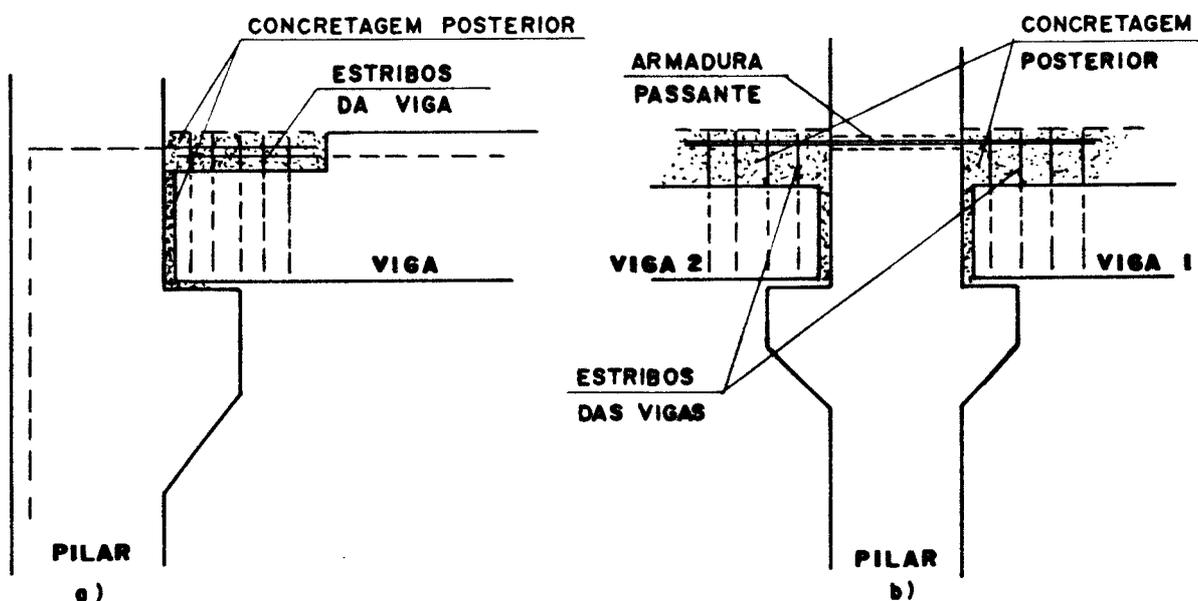


FIG. 3.61 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR RÍGIDA - Variações: a) a concretagem posterior limita-se a um pequeno trecho da viga; b) a solidarização é feita com a concretagem da capa da estrutura composta.

A ligação da fig. 3.61-b tem utilização freqüente nas estruturas compostas, onde sobre as vigas colocadas lado a lado, executa-se uma capa de concreto moldado no local. Nesta ligação, as barras da armadura superior devem ter comprimento suficiente para cobrir o diagrama de momentos negativos. Maiores detalhes sobre o cisalhamento entre o concreto endurecido e o concreto moldado "in

loco" são apresentados no item sobre estruturas compostas.

Nas duas ligações da fig. 3.61 é imprescindível que a concretagem posterior preencha completamente o espaço entre a viga e o pilar, permitindo assim a transferência das tensões de compressão.

MOKK (1969)<sup>[45]</sup> apresenta na fig. 3.62 uma variação mais resistente da ligação da fig. 3.60-d. A viga descansa sobre o console retangular. Para resistir à força cortante e ao momento fletor, soldam-se barras que saem do pilar e da viga. Acrescenta-se posteriormente estribos e realiza-se a concretagem da região.

As ligações VIGA-PILAR RÍGIDAS podem ser executadas com protensão (figs. 3.63 e 3.64). Através da protensão consegue-se assegurar que em toda a ligação se desenvolvam somente esforços de compressão, bastando, portanto, preencher as interfaces com concreto não retrátil<sup>[45]</sup>. Normalmente essas ligações podem resistir a elevados momentos fletores.

O concreto de preenchimento deve ser aplicado antes de se executar a protensão.

Deve-se prever armadura de confinamento (eqs. 3.21 ou 3.25) na região de ancoragem da armadura de protensão.

Para estas situações, LEONHARDT e MÖNNIG (1978)<sup>[31]</sup> simplificadamente sugerem que se dimensione a armadura de confinamento para uma força  $F = 0,25 P$ , onde  $P$  é a força total de protensão.

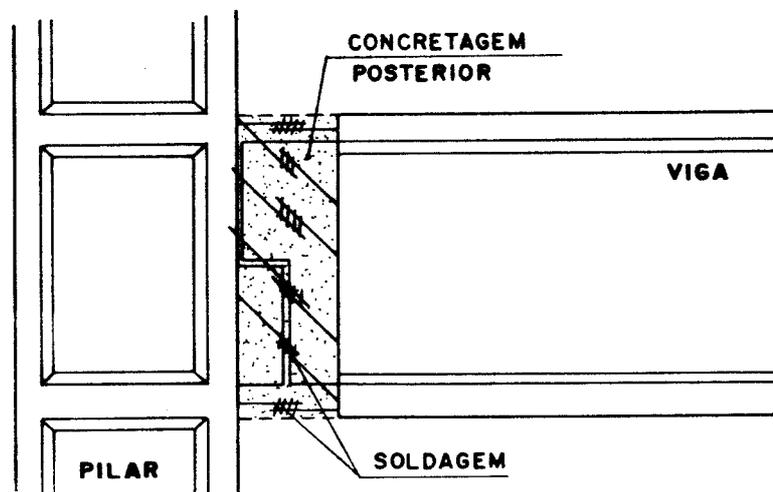


FIG. 3.62 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR RÍGIDA - Detalhe apresentado por MOKK<sup>[45]</sup>.

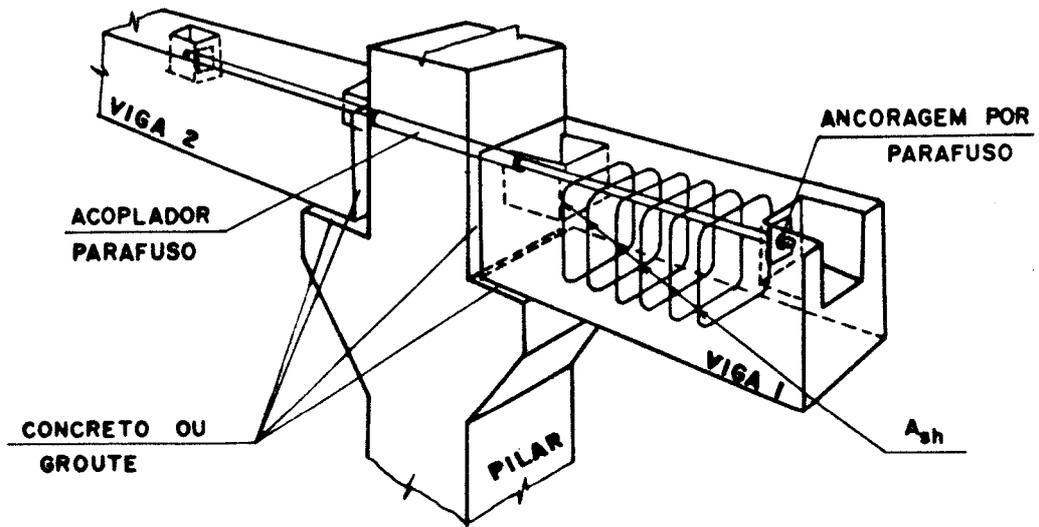


FIG. 3.63 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR PROTENDIDA - A protensão é obtida através de luvas rosqueáveis a um acoplador existente no pilar.

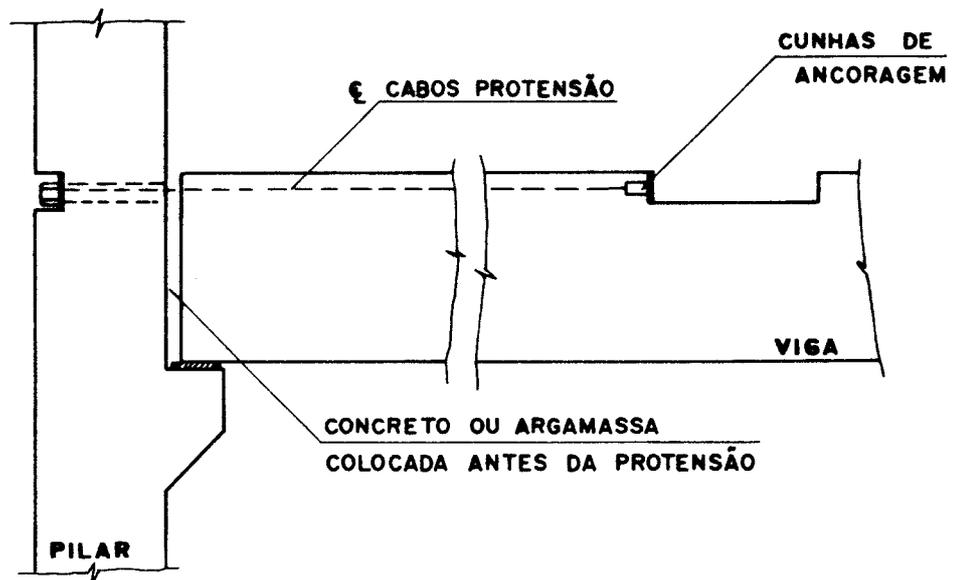


FIG. 3.64 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR PROTENDIDA - Os cabos de protensão da viga atravessam o pilar e são ancorados na face do pilar oposta à ligação.

### 3.4 LIGAÇÃO VIGA-VIGA

Classificação da ligação

- quanto à vinculação: articulada/rígida
- quanto à concretagem: seca/úmida
- quanto à solicitação predominante: cisalhamento/flexão
- quanto à dureza: "soft/hard"

As ligações VIGA-VIGA podem se dar sobre o pilar ou fora do pilar.

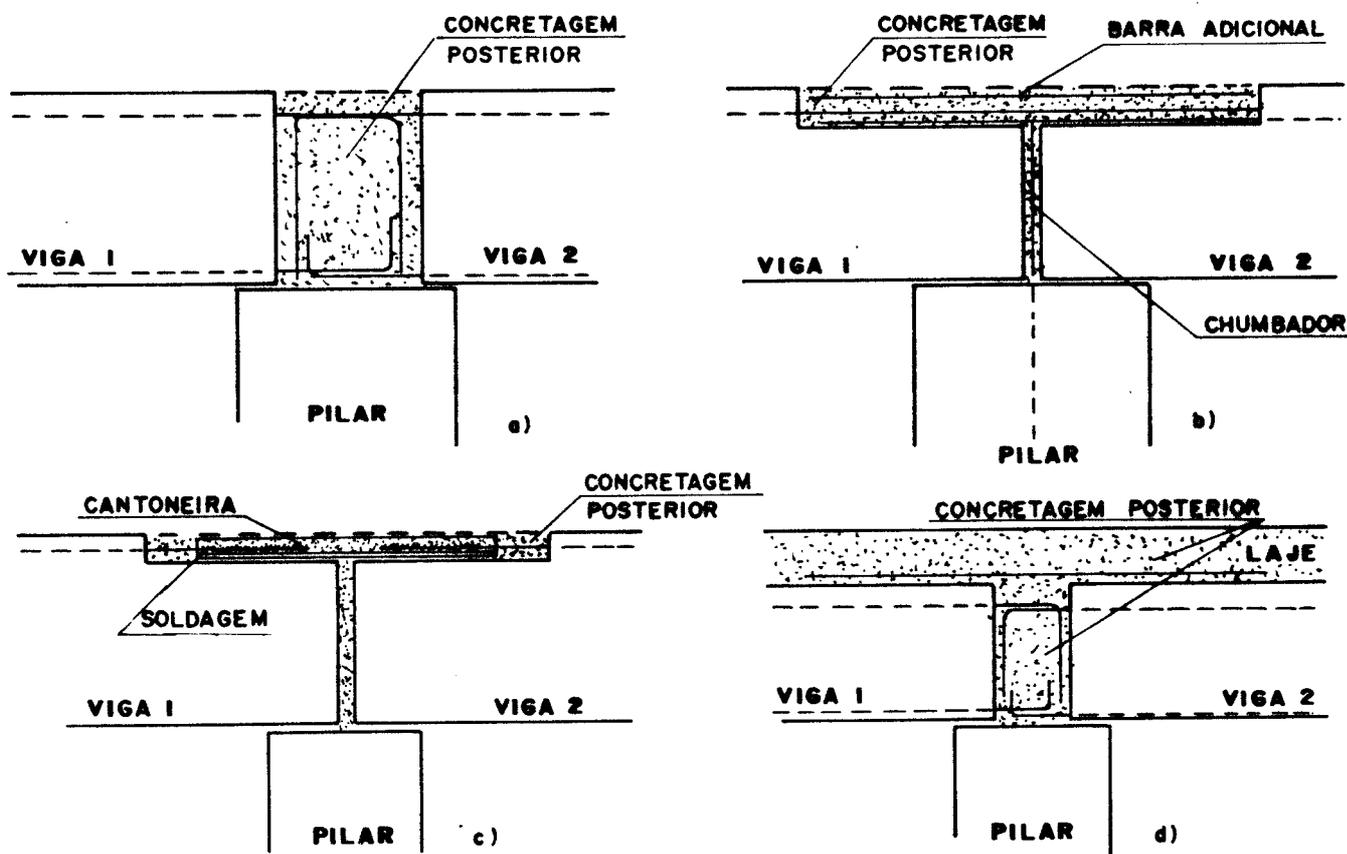


FIG. 3.65 - LIGAÇÃO VIGA-VIGA SOBRE O PILAR

Normalmente as ligações VIGA-VIGA sobre o pilar (fig. 3.65) são executadas para resistir a momentos negativos. A solidarização das armaduras salientes das vigas pode se feita por tras-passe ou soldagem e elas devem resistir à totalidade de momentos

negativos. Nestes casos, é sempre feita uma concretagem posterior com graute ou argamassa não retrátil de alta resistência. O comportamento final da ligação é o de uma estrutura monolítica.

Em todas as opções da fig. 3.65 é necessária a verificação das condições de apoio das vigas sobre os pilares, limitando-se as tensões de contato (eqs. 3.19, 3.20, 3.22 ou 3.24, conforme o caso exija) e calculando-se as armaduras de reforço dos pilares (eqs. 3.21 ou 3.25) e das vigas (eqs. 3.36 e 3.37 ou 3.38 e 3.39).

Na fig. 3.65-a as barras da armadura da viga são ancoradas na região sobre o pilar. Este detalhe, de execução simples e barata, exige contudo espaço suficiente para que se desenvolva a ancoragem das barras. Nota-se que a região de apoio das vigas fica bastante restringida. É aconselhável a colocação de estribos adicionais na região de concretagem posterior.

Nas figs. 3.65-b e 3.65-c a extremidade superior da viga apresenta recorte para facilitar a solidarização das armaduras.

A soldagem (tab. 3.1) exige normalmente menores comprimentos de desenvolvimento que as emendas por traspasse. Na soldagem da ligação 3.65-c utiliza-se uma cantoneira auxiliar na solidarização das barras tracionadas.

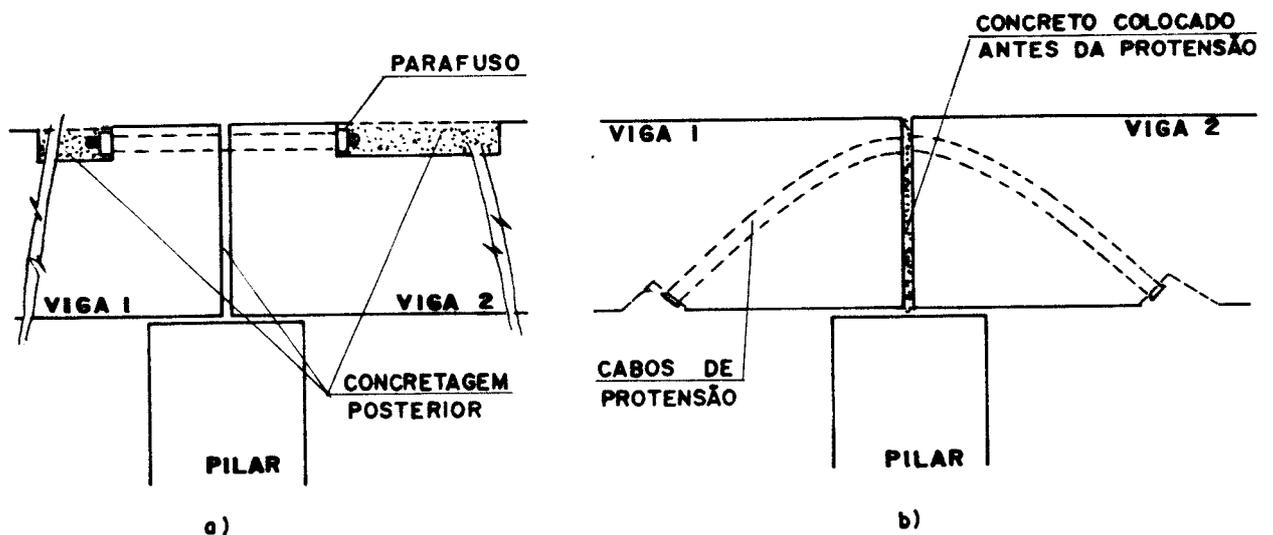


FIG. 3.66 - LIGAÇÃO VIGA-VIGA SOBRE O PILAR Protensão: a) por aparafusamento; b) por cabos tracionados e ancorados.

A fig. 3.65-d ilustra uma estrutura composta em que a laje, concretada posteriormente, é devidamente armada para resistir aos momentos negativos.

A ligação VIGA-VIGA sobre o pilar pode ainda utilizar os dispositivos da fig. 3.66, para resistir a momentos negativos mais elevados.

Deve-se aqui prever armadura de confinamento (eqs. 3.21 ou 3.25) nas regiões de concentração de esforços (ancoragem dos cabos e parafusos). Na fig. 3.66-b não se pode permitir que o concreto de enchimento penetre nas bainhas de protensão.

\* \* \*

A ligação VIGA-VIGA fora do pilar, para elementos estruturais de mesmo eixo geométrico (emenda de vigas) deve ser executada, sempre que possível, nos pontos de momento mínimo.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> recomenda que a ligação seja feita em seções afastadas das de momento fletor máximo de uma distância não inferior ao comprimento de ancoragem ou a 1,5 vez a altura útil na seção de emenda.

A emenda de vigas assim executada constitui um artifício bastante utilizado - dente Gerber - nos pórticos bi-engastados.

MOKK (1969)<sup>[45]</sup> apresenta sugestões de ligações VIGA-VIGA nos pontos de momento mínimo (fig.3.67)

Na fig. 3.67-a se observa detalhe da ligação VIGA-VIGA articulada. O esforço cortante deve ser resistido por cada um dos recortes (dentes) dos segmentos de viga, sendo para tanto dimensionadas todas as armaduras conforme figs. 3.48, 3.49 ou 3.51.

O detalhe da fig. 3.67-b mostra os recortes chanfrados para possibilitar a soldagem das armaduras passantes. Segundo MOKK (1969)<sup>[45]</sup> esta opção é bastante apropriada para resistir a pequenos momentos.

No caso da fig. 3.67-c, adequado para grandes vigas, as extremidades dos elementos se encaixam umas às outras através de pequenas saliências de largura reduzida. Depois de soldadas as barras de armadura, dispõem-se estribos adicionais na região de ligação e faz-se a concretagem.

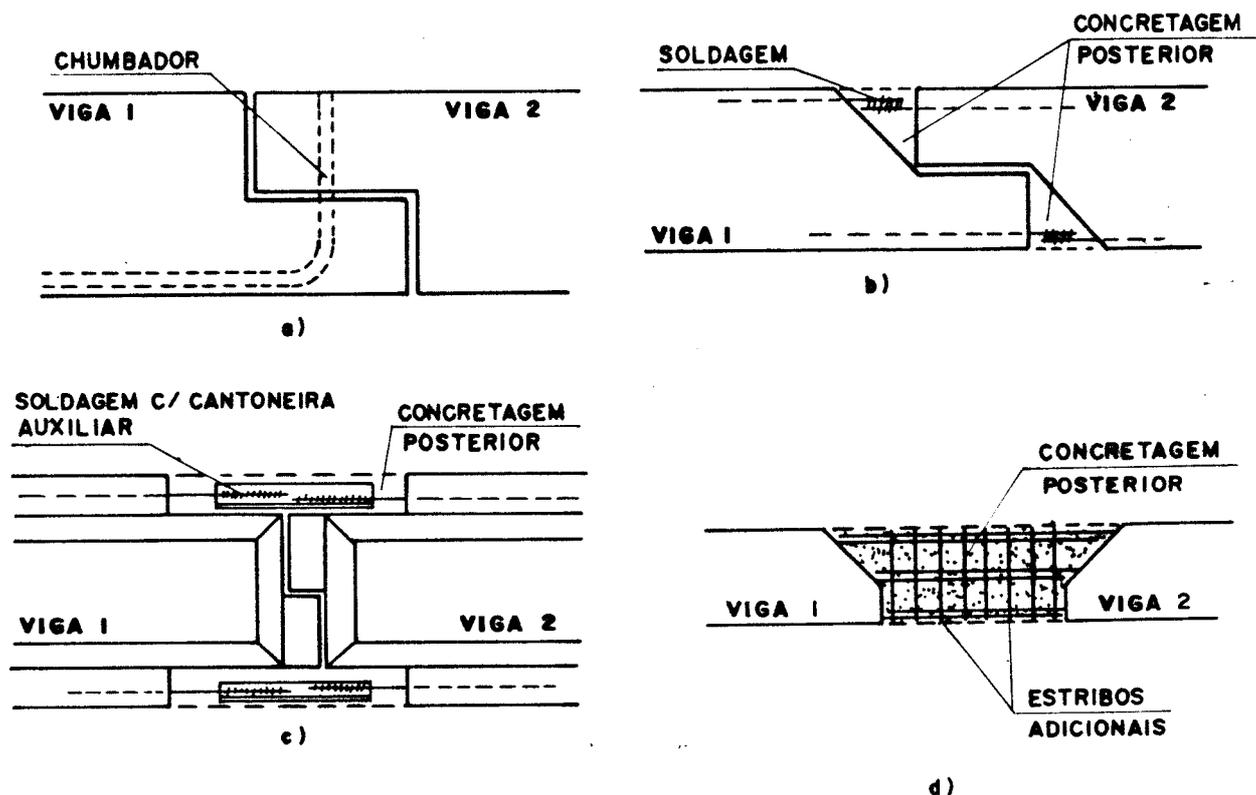


FIG. 3.67 - LIGAÇÃO VIGA-VIGA FORA DO PILAR - Vigas dispostas no mesmo eixo geométrico [45].

Nota-se, como característica geral das ligações VIGA-VIGA fora do pilar, que a opção de solidarização de armaduras por soldagem é preferível, tendo em vista a rapidez com que permite seja a estrutura liberada, relativamente à solidarização por traspasse.

Contudo, nas situações em que o fator tempo não é condicionante, pode-se também obter ligações VIGA-VIGA rígidas por traspasse de armaduras (fig. 3.67-d).

Ensaio realizados na Alemanha, em 1951, e relatados por MOKK (1969) [45] revelaram que as emendas de vigas com armaduras solidarizadas por traspasse podem ser perfeitamente resistentes a momentos se executadas cuidadosamente.

Naqueles ensaios, as ligações executadas com barras em gancho nas extremidades e topos dos segmentos de viga

com ressaltos e rebaixos (para promover a aderência mecânica) tiveram o melhor desempenho.

A fig. 3.68 ilustra uma ligação VIGA-VIGA seca, realizada com parafusos. Apresenta como vantagens a rapidez e a facilidade de montagem. O processo de execução dos elementos exige contudo grande precisão.

A ligação é empregada com freqüência no Brasil na pré-fabricação de pórticos para pequenos galpões.

O seu comportamento estrutural foi objeto de estudos experimentais por GASTON e KRIZ (1964)<sup>[20]</sup>.

Conforme o esperado, observaram que a resistência da ligação é menor que a resistência da seção de elementos monolíticos. O momento resistente pode ser avaliado com a aplicação da teoria básica do concreto à seção A-A da fig. 3.68.

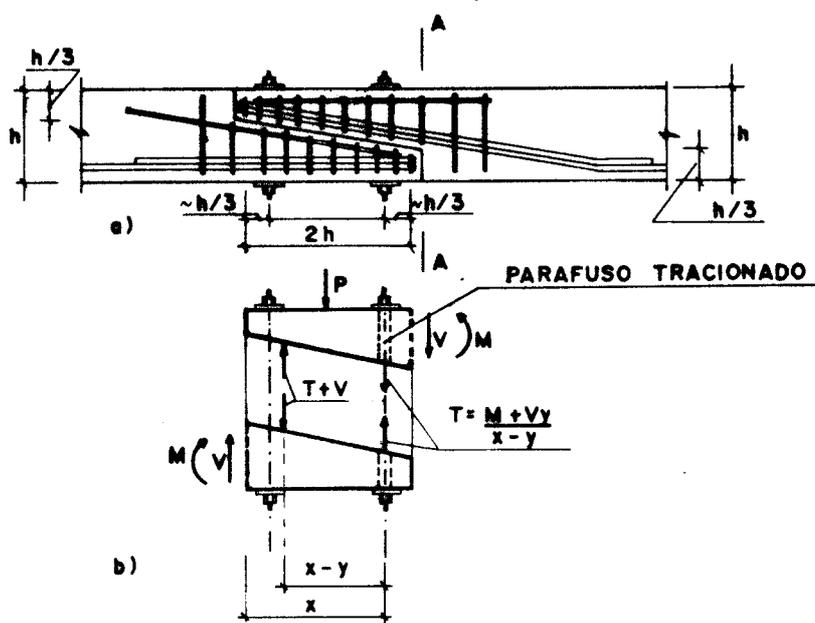


FIG. 3.68 - LIGAÇÃO VIGA-VIGA FORA DO PILAR - União através de parafusos.  
a) proposta de definição geométrica dos recortes na seção e proposta de detalhamento de armaduras;  
b) equilíbrio de forças na ligação.

Com base nos resultados de ensaio, observaram ainda que a força de tração no parafuso (T) é dada pela expressão contida na fig. 3.68, e no cálculo de curvaturas e flechas, a região da ligação pode ser considerada como uma seção com altura equivalente  $h' \approx 2/3 h$ .

A ligação VIGA-VIGA, entre vigamento principal e secundário está presente em alguns sistemas estruturais. Estes sistemas estão entretanto relativamente fora de uso, não só por sua concepção simplista, que muitas vezes não atende completamente os quesitos estéticos, mas também pelo uso cada vez mais comum de lajes protendidas de alto desempenho estrutural, capazes de vencer vãos consideráveis, dispensando o vigamento secundário [26].

Dependendo da posição de seu apoio, as vigas secundárias podem introduzir elevadas solicitações torcionais na viga principal (de apoio), notadamente nas fases intermediárias de montagem. Nestes casos, a viga principal e a sua ligação com o pilar ou outro elemento de apoio precisam ser dimensionadas para esta solicitação.

A fig. 3.69 mostra algumas opções de ligações VIGA-VIGA em que a viga secundária se apoia sobre a viga principal. Estes detalhes são mais utilizados em instalações industriais, onde a aparência não é fator condicionante.

Assim como na ligação VIGA-VIGA sobre o pilar (fig. 3.65) existem aqui muitas opções de detalhes. Em todas elas é necessária a verificação das tensões de contato nos apoios (eqs. 3.19, 3.20, 3.22, 3.23 ou 3.24, conforme o caso), o cálculo das armaduras de reforço nas vigas (eqs. 3.36 e 3.37 ou 3.38 e 3.39), as armaduras de confinamento dos chumbadores e os comprimentos de soldagem (tab. 3.1).

Normalmente é necessário fixar a viga secundária à viga principal [26]. Além das soluções apresentadas na fig. 3.69 pode-se utilizar chumbadores e alças nos topos das vigas, conforme já mostrado na fig. 3.23.

O detalhe da fig. 3.69-a é bastante simples. A ligação soldada da fig. 3.69-b é utilizada quando a viga não apresenta largura suficiente para comportar orifícios passantes de encaixe dos chumbadores.

Na fig. 3.69-c as vigas secundárias apresentam recorte nos apoios para aumentar o "pé-direito" do piso por elas definido.

Se as vigas secundárias superiores são protendidas e são unidas entre si somente pelas suas partes superiores, a tração transversal na viga principal, devida ao encurtamento das vigas secundárias, deve ser considerada. Nestes casos, é aconselhável o uso de uma placa metálica de apoio, ancorada na viga principal e tomando toda a sua largura.

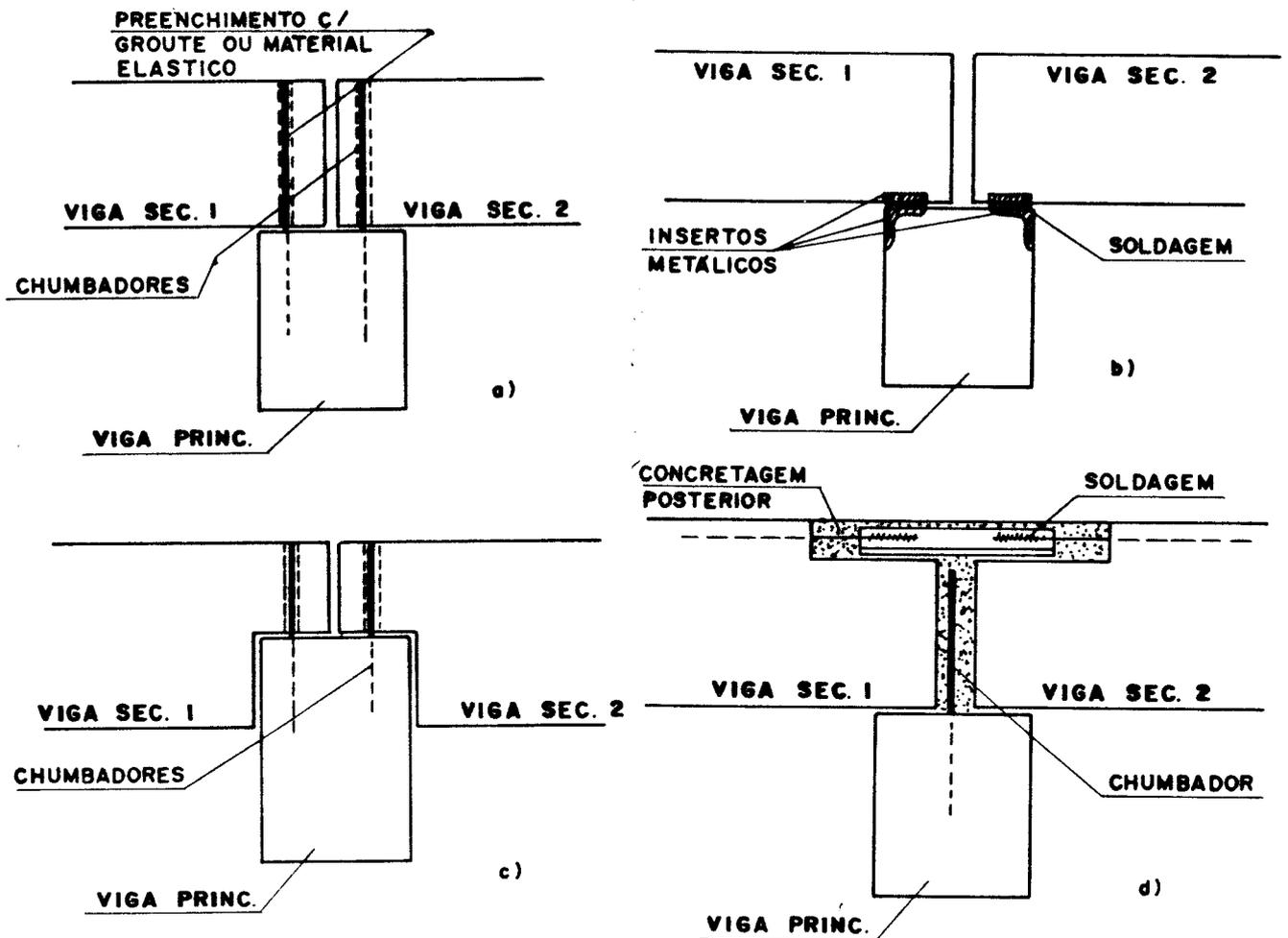


FIG. 3.69 - LIGAÇÃO VIGA-VIGA FORA DO PILAR - As vigas secundárias se apoiam sobre a viga principal.

Muitas vezes não é desejável ter a viga secundária apoiando-se sobre a viga principal: a altura da construção está limitada; é interessante do ponto de vista estrutural ter a laje superior na zona de compressão tanto da viga principal quanto da secundária; a estética é fator condicionante etc... Assim, a viga secundária será apoiada na face lateral da viga principal (fig. 3.70).

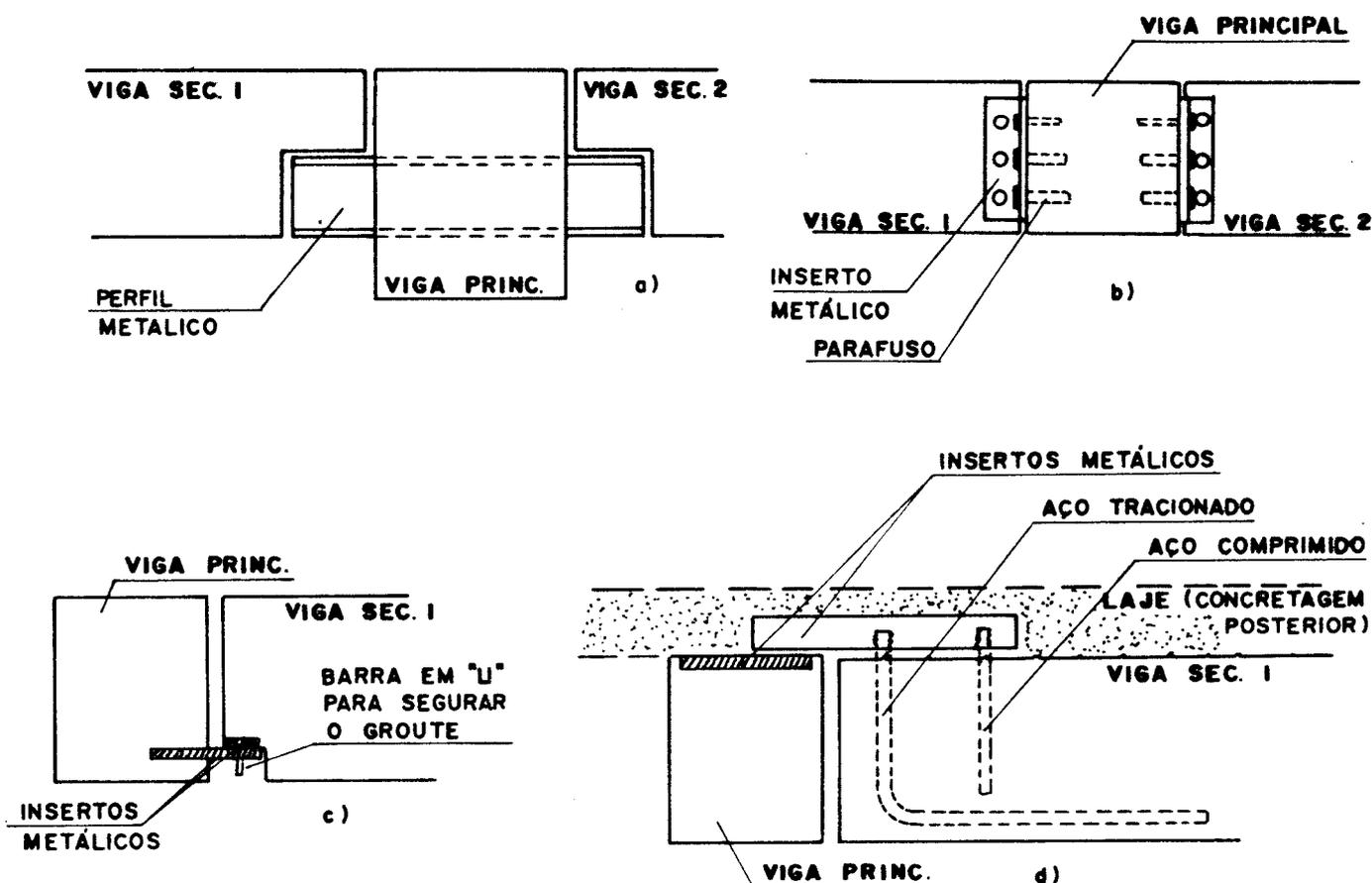


FIG. 3.70 - LIGAÇÃO VIGA-VIGA FORA DO PILAR - As vigas secundárias se apoiam na face lateral da viga principal.

A ligação será sempre facilitada se a viga principal tiver faces laterais planas.

Na fig. 3.70-a as vigas secundárias se apoiam em inserto metálico saliente da viga principal. A viga principal precisa ter dimensões suficientes para acomodar satisfatoriamente o inserto metálico. Todas as verificações relativas a consolo metálico devem ser feitas.

A fig. 3.70-b apresenta união parafusada entre a viga secundária e a viga principal.

Na fig. 3.70-c a viga secundária se apóia em inserto metálico de altura reduzida, saliente da viga principal.

Os detalhes 3.70-b e 3.70-c são mais apropriados para estruturas de pequenos vãos, com carregamentos limitados, como por exemplo pequenos mezaninos.

A proposta da fig. 3.70-d, apresentada pelo PCI (1963)<sup>[49]</sup> e por "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> elimina a necessidade de alteração da fôrma da viga principal para concretagem do inserto. Nela, o inserto é soldado à armadura saliente da viga secundária e com a concretagem da laje superior fica completamente protegido. O aço tracionado, ilustrado na figura, deve ser colocado em adição à armadura de suspensão necessária para levar a carga até o topo da viga secundária, em sua extremidade.

Em situações onde o efeito de torção introduzido na viga principal é significativo e a união as vigas principal e secundária se dá somente pelas suas faces superiores, pode-se deixar o espaço entre o topo da viga secundária e a face lateral da viga principal sem preenchimento, ou preenchido com material deformável, para minimizar esse efeito <sup>[26]</sup>.

A ligação das vigas principal e secundária pode ser executada ainda com a concretagem da viga secundária através da viga principal (fig. 3.71).

Deve-se verificar a capacidade portante da viga principal, enquanto não se efetiva a ligação. Para as situações mais críticas, onde o carregamento devido ao peso próprio dos elementos é elevado ou para vigas principais com vãos consideráveis, a opção da fig. 3.71-a é mais adequada, pois não reduz completamente a seção comprimida na face superior da viga principal.

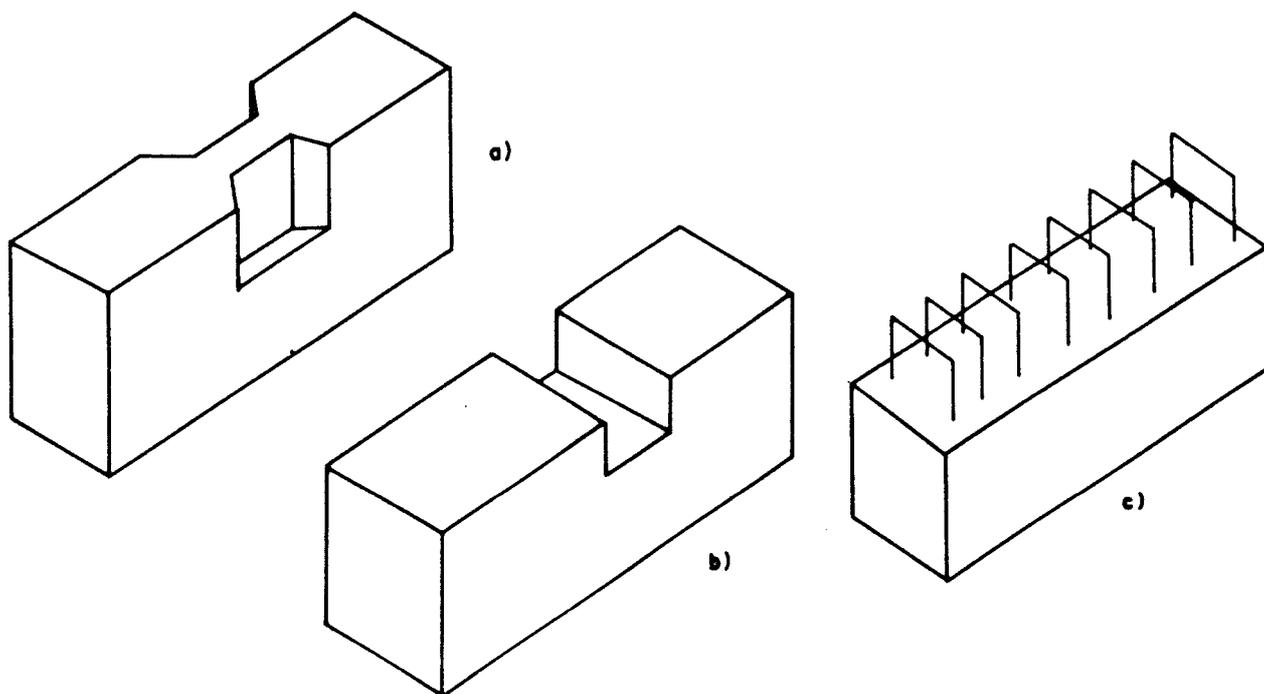


FIG. 3.71 - LIGAÇÃO VIGA-VIGA FORA DO PILAR -  
 Detalhes possíveis para a viga principal, através da qual será concretada transversalmente a viga secundária.

### 3.5 LIGAÇÃO VIGA-LAJE

#### Classificação da ligação

- quanto à vinculação: articulada/rígida
- quanto à concretagem: seca/úmida
- quanto à solicitação predominante: cisalhamento/flexão
- quanto à dureza: "soft/hard"

A ligação VIGA-LAJE tem ocorrência freqüente nos sistemas estruturais pré-fabricados convencionais.

Nas edificações pré-fabricadas de grande e médio porte as lajes são executadas com painéis duplo-T (edificações industriais, com sobrecargas elevadas e vãos até 15 m) e painéis alveolados (edificações industriais e edificações multi-uso - sobrecargas até 1000 kgf/m<sup>2</sup> e vãos máximos de 11 m). Esta tendência é revelada pelo Manual Técnico de Pré-Fabricados de Concreto (1986)<sup>(31)</sup> -

ao nível nacional - e também pelo PCI (1973)<sup>[26]</sup>.

Os painéis de laje podem receber uma capa de concreto superior, constituindo uma estrutura composta (elemento estrutural de concreto pré-moldado + capa de concreto moldado "in loco"), depois do endurecimento do concreto. Os detalhes e dimensionamento das estruturas compostas serão vistos posteriormente.

A capa de concreto, quando presente, traz algumas vantagens à estrutura e à ligação VIGA-LAJE:

- a) aumenta a capacidade portante das lajes, e, eventualmente, da viga, através do aumento de suas alturas efetivas;
- b) possibilita, de maneira prática, a utilização da laje como painel-diafragma na análise global da estrutura da edificação;
- c) facilita a obtenção de continuidade estrutural da laje;
- d) facilita o detalhamento da ligação VIGA-LAJE, possibilitando a obtenção simples do engastamento da laje à viga.

A opção por ligação VIGA-LAJE rígida ou articulada é bastante discutível.

Partidários da ligação rígida, BIRKELAND e BIRKELAND (1966)<sup>[6]</sup> colocam que "... a ligação VIGA-LAJE deve atender a dois requisitos: viga trabalhando conjuntamente à laje e laje tendo continuidade estrutural". Afirmam ainda que a continuidade estrutural das lajes será obtida de maneira mais efetiva pela soldagem das barras salientes dos elementos opostos entre si. Segundo eles, o simples entrelaçamento (traspasse) das barras desses elementos não apresenta desempenho satisfatório.

O PCI (1973)<sup>[48]</sup> especifica que quando houver capa de concreto sobre os elementos de laje, deve-se empregar uma malha (tela) de armadura sobre a viga para evitar a fissuração. Esta opção, mais atual, quando cuidadosamente detalhada para os momentos negativos atuantes, permite obtenção de continuidade estrutural da laje de maneira prática e relativamente menos custosa.

As ligações rígidas têm maior custo e ainda o inconveniente da total transferência de forças horizontais (provenientes da ação diafragma do plano da laje, retração, fluência ou efeitos térmicos nas lajes etc) às vigas, que ficam assim submetidas à torção.

Analisando-se separadamente as possibilidades de execução

da ligação VIGA-LAJE tem-se que a ligação mais simples é obtida pelo apoio da laje à viga. A fig. 3.72 apresenta alguns detalhes comumente usados.

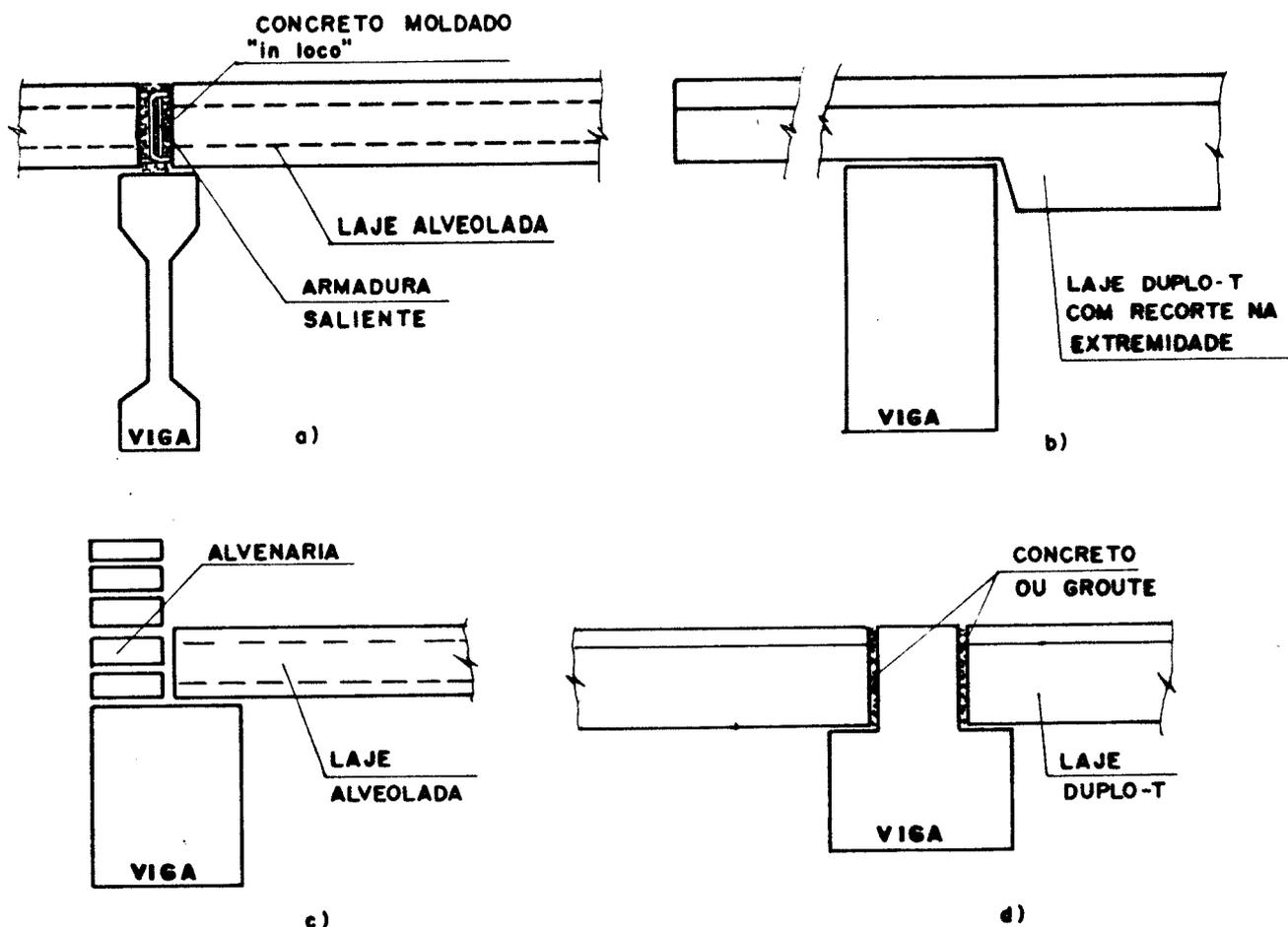


FIG. 3.72 - LIGAÇÃO VIGA-LAJE - Simples apoio da laje à viga.

Nesta ligação deve-se verificar as condições de apoio da laje na viga, limitando-se as tensões de contato, de acordo com o material da interface (eqs. 3.19, 3.20, 3.22 ou 3.24), dimensionando-se as armaduras de reforço necessárias para a viga e para a laje.

"The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup>, fornecendo recomendações para o apoio de lajes com vãos superiores a 15 m e áreas de influência dos elementos de laje superiores a 20m<sup>2</sup>, especifica comprimento mínimo de 10 cm para apoio das lajes em paredes e 7,5 cm para os casos de apoio em vigas de concreto ou

aço.

Deve-se verificar cuidadosamente o cisalhamento na extremidade de apoio das lajes.

Em lajes com painéis alveolados (fig. 3.72-c), onde essa solicitação é crítica, a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> permite dispensar a armadura transversal, desde que seja obedecida a limitação prescrita pela NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup>, permitindo-se elevar o limite absoluto de  $\tau_{wu}$  para 1,5 MPa.

Na lajes duplo-T, o cisalhamento é verificado considerando-se as prescrições da NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup> para vigas. As armaduras de reforço devem ainda obedecer as eqs. 3.36 e 3.37 ou 3.38 e 3.39. Havendo recorte na extremidade de apoio, dimensiona-se as armaduras de acordo com os esquemas das figs. 3.48, 3.49 ou 3.51.

Devido às constantes variações volumétricas dos elementos estruturais, nestas ligações há grande probabilidade de ocorrência de fissuração na interface laje-viga, quase sempre preenchida com concreto "in loco". Assim sendo, por questões estéticas e funcionais, opta-se, muitas vezes, pela obtenção de continuidade física (não necessariamente estrutural) entre os elementos ligados. Pode ser obtida com a concretagem de uma capa superior de concreto ou com uso de dispositivos de soldagem (fig. 3.73).

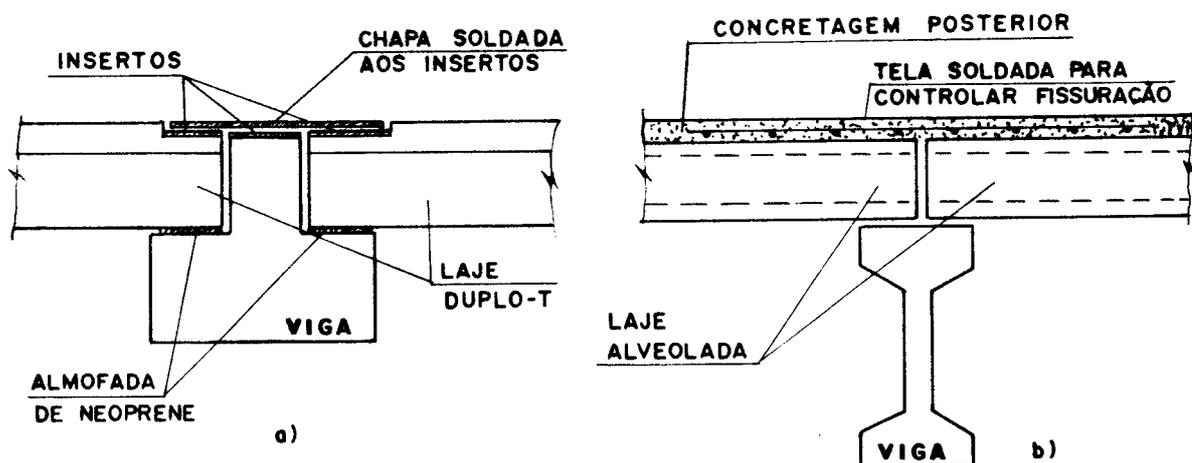


FIG. 3.73 - LIGAÇÃO VIGA-LAJE - Detalhes para obtenção de continuidade física na ligação articulada.

No detalhe da fig. 3.73-a, segundo o PCI (1973)<sup>[48]</sup>, usando-se chapas superiores soldadas e almofadas de neoprene, transferem-se as forças horizontais, permitindo-se contudo certa movimentação por variações volumétricas.

A capa de concreto (fig. 3.73-b) tem ainda função de auxiliar na distribuição de carga aos painéis adjacentes, mobilizando um comportamento conjunto e uniformizando os deslocamentos verticais desses painéis.

A ligação VIGA-LAJE rígida pode ser obtida com os esquemas ilustrados na fig. 3.74.

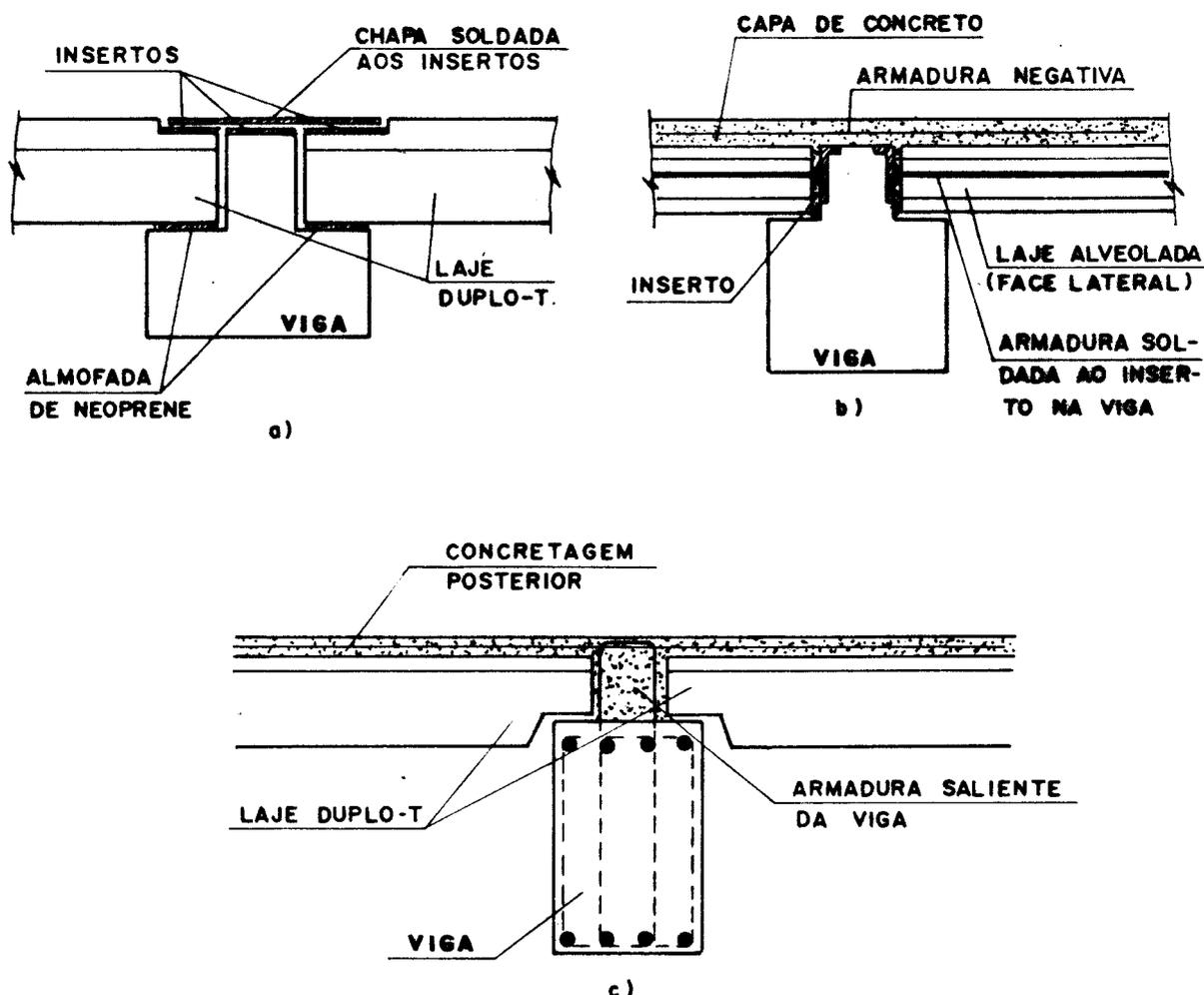


FIG. 3.74 - LIGAÇÃO VIGA-LAJE RÍGIDA

Na fig. 3.74-b, a laje alveolada recebe, nas suas laterais, uma armadura que fica soldada ao inserto metálico da viga.

O detalhe da fig. 3.74-c mostra uma ligação VIGA-LAJE rígida, bastante eficiente, onde a viga trabalha conjuntamente à laje duplo-T.

Nas edificações pré-fabricadas de pequeno porte são bastante utilizadas as lajes "tipo prell", executadas com vigotas pré-fabricadas - protendidas ou não - posicionadas lado a lado, afastadas entre si por blocos leves de cerâmica ou de concreto, recebendo posteriormente uma capa de concreto "in loco", conformando assim uma placa com razoável capacidade portante.

As principais possibilidades de ligação dessas lajes às vigas de sustentação pré-fabricadas são mostradas na fig. 3.75.

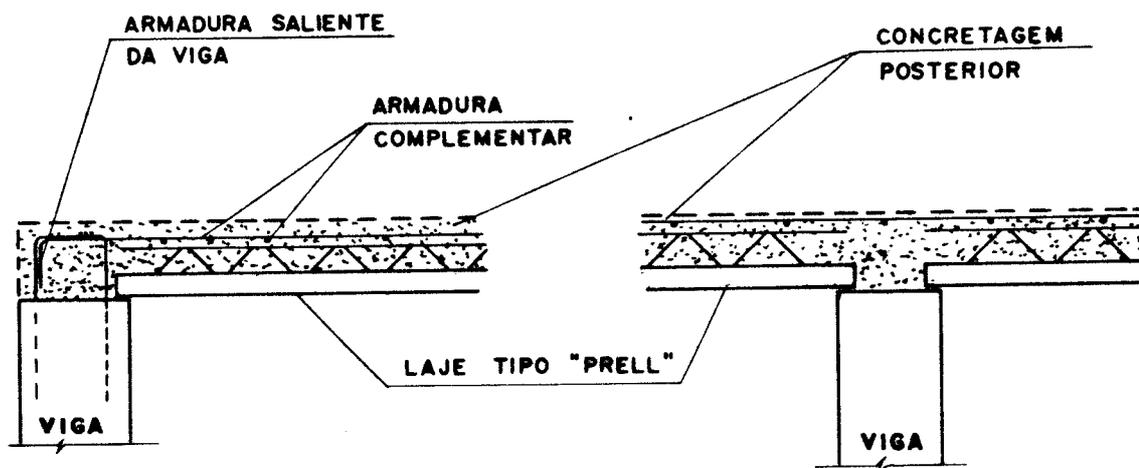


FIG. 3.75 - LIGAÇÃO VIGA-LAJE TIPO "PRELL"

### 3.6 LIGAÇÃO LAJE-PAREDE

#### Classificação da ligação

- quanto à vinculação: articulada/rígida
- quanto à concretagem: seca/úmida
- quanto à solic. predominante: cisalham./flexão/compres.
- quanto à dureza: "soft/hard"

A ligação LAJE-PAREDE não é de uso muito comum na indústria de pré-fabricados nacional. Conforme se observa no Manual Técnico<sup>[3]</sup> da ABCI - Associação Brasileira de Construção Industrializada, os sistemas estruturais usuais compreendem, normalmente, lajes apoiando-se nas vigas. Os painéis de fechamento não têm, na maioria das vezes, função de suporte estrutural da laje.

Contudo, pode-se encontrar, em algumas situações, lajes alveoladas ou duplo-T com apoio em paredes internas de blocos de concreto.

Nestes casos, é aconselhável que a parede de blocos tenha uma viga de cintamento superior, concretada e endurecida antes do posicionamento dos elementos de laje, para melhor receber e distribuir o carregamento vertical atuante (fig. 3.76). Mesmo assim, deve-se estender, tanto quanto possível, a largura de apoio da laje sobre a parede, para evitar concentração de tensões, principalmente na fina parede do bloco de concreto.

As verificações das condições de apoio (limitação das tensões de contato, do cisalhamento no apoio da laje e o dimensionamento das armaduras de reforço necessárias devem ser feitos de maneira semelhante ao colocado para a ligação VIGA-LAJE.

Nas figs. 3.76-a e 3.76-b apresentam-se alternativas para a garantia da continuidade física da laje que fica simplesmente apoiada na parede. O detalhe da fig. 3.76-b é mais usual nas lajes diafragma.

A fig. 3.76-c mostra uma solução de continuidade estrutural da laje duplo-T, sem a presença de capa superior de concreto. A mesa superior da laje é recortada na região da ligação, para facilitar a concretagem. Segundo o PCI (1963)<sup>[49]</sup>, a

ancoragem das barras salientes da laje deve ser feita com gancho na extremidade, abraçando uma barra perpendicular, posicionada no alinhamento da parede.

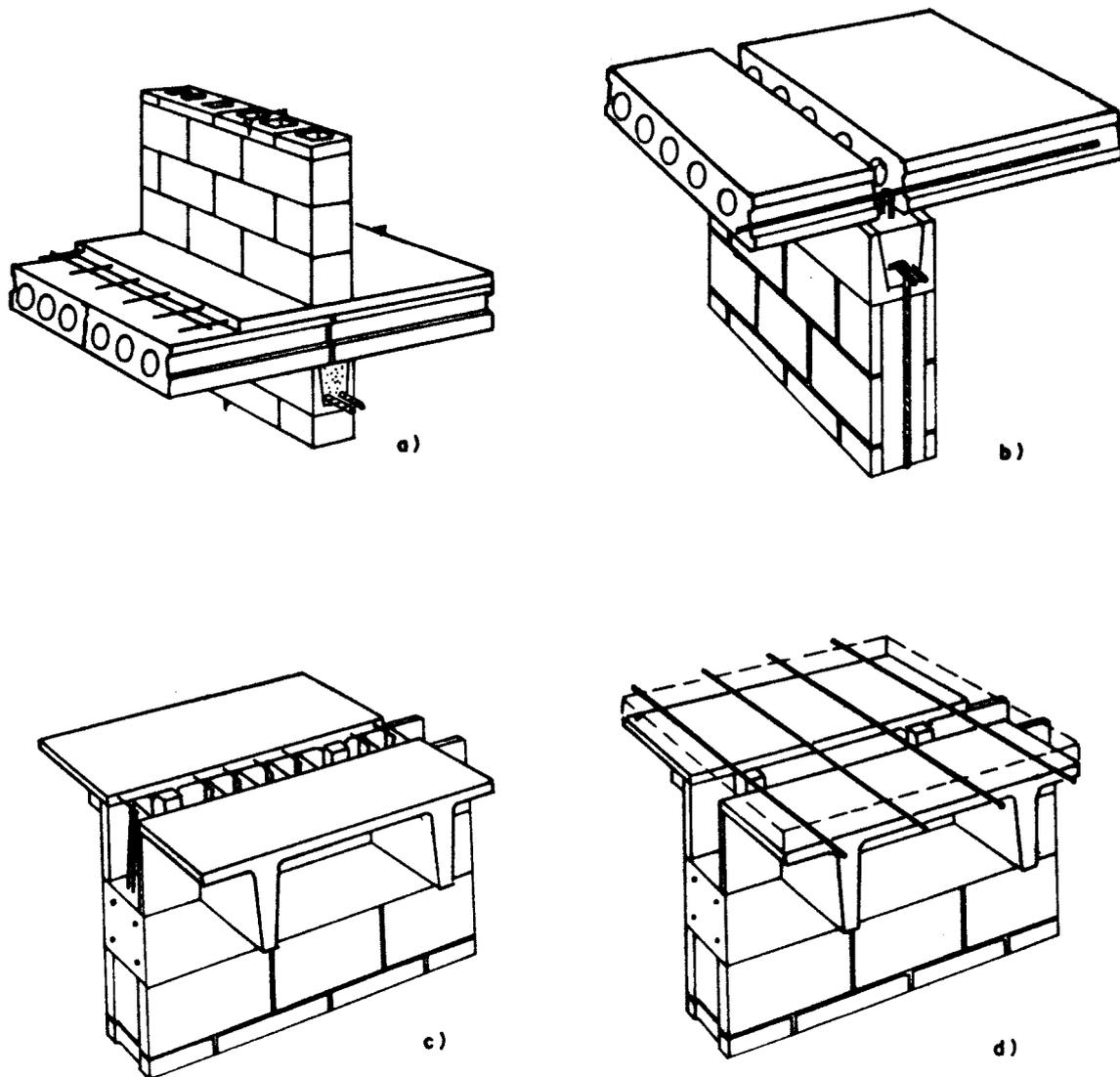


FIG. 3.76 - LIGAÇÃO LAJE-PAREDE - A parede é normalmente executada com blocos de concreto e recebe uma viga de cinto superior<sup>[48]</sup>.

O apoio das lajes alveoladas e duplo-T sobre paredes externas de blocos de concreto, embora pouco usual, pode ser executado com detalhamento semelhante. Recomenda-se o uso das almofadas de apoio mais próximas da face interna da parede.

Para a obtenção da ligação LAJE-PAREDE EXTERNA perfeitamente rígida, o PCI (1963)<sup>[49]</sup> recomenda o uso de lajes duplo-T e paredes monolíticas concretadas no local, com armadura saliente soldada à armadura da laje ou de sua capa superior (fig. 3.77).

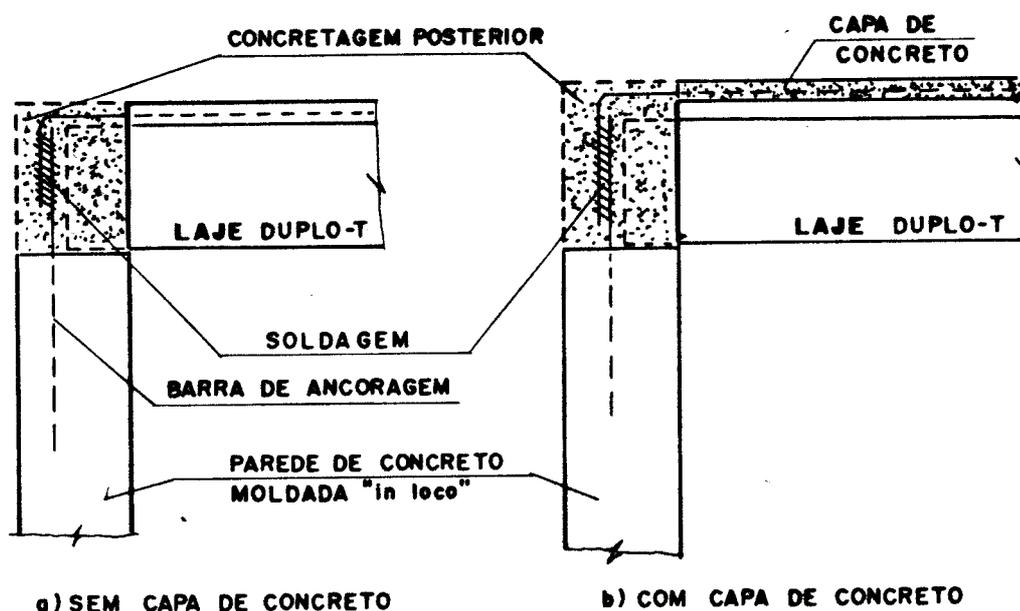


FIG. 3.77 - LIGAÇÃO LAJE-PAREDE - A parede é externa e executada com concretagem na obra.

O PCI (1973)<sup>[48]</sup> sugere algumas possibilidades de se executar a ligação entre LAJE-PAREDE, quando os dois elementos são pré-moldados (fig. 3.78).

Na fig. 3.78-a a laje duplo-T apoia-se em um pequeno consolo saliente da parede, utilizando-se para isso de almofadas de apoio, que minimizam a transferência de momentos fletores.

O detalhe da fig. 3.78-b encontra aplicação somente em situações onde o carregamento na laje é reduzido.

A fig. 3.78-c ilustra a ligação de laje duplo-T a uma parede paralela. A ligação parafusada deverá permitir a

acomodação de pequenas movimentações verticais da laje (através de furos oblongos na cantoneira), proporcionando contudo suporte lateral à parede.

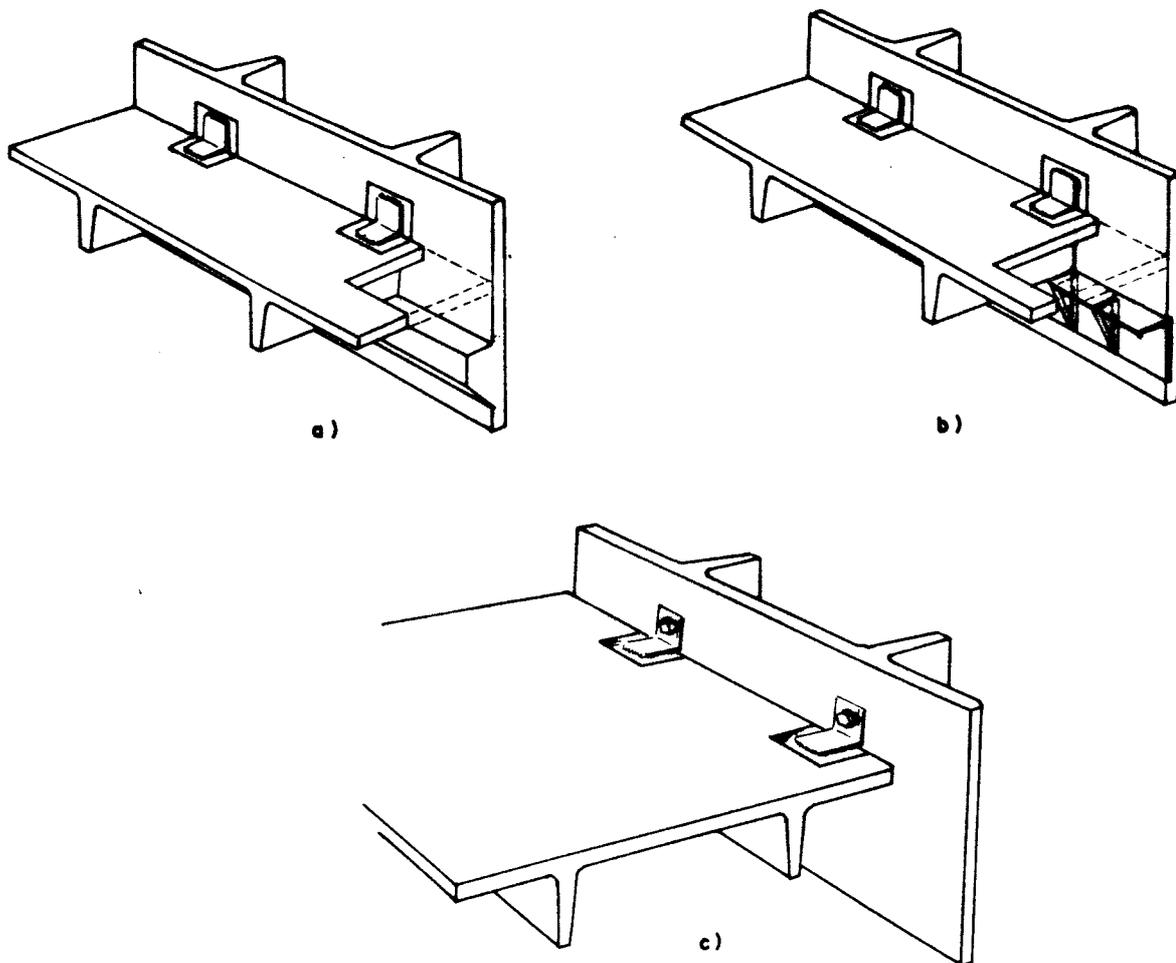


FIG. 3.78 - LIGAÇÃO LAJE-PAREDE- Todos os elementos são pré-moldados.

### 3.7 LIGAÇÃO PAREDE-FUNDAÇÃO

Classificação da ligação

- quanto à vinculação: articulada/rígida
- quanto à concretagem: seca/úmida
- quanto à solicitação predominante: compressão/flexão
- quanto à dureza: "soft/hard"

Conforme já comentado, no Brasil as construções pré-fabricadas, quase que em sua maioria, contemplam sistemas estruturais aporticados, compostos basicamente de vigas, pilares e fundação, com vigas secundárias ou painéis de laje unindo os pórticos paralelos.

Nestes sistemas as paredes pré-fabricadas não têm normalmente função estrutural, desempenhando unicamente o papel de fechamento.

No seu dimensionamento essas paredes pré-moldadas têm como etapas críticas de carregamento o içamento, transporte e montagem. Normalmente acabam por ser executadas com concretos de elevadas resistências - consequência direta dos níveis de resistência exigidos a pequenas idades - e armaduras reforçadas.

Depois de transportadas e montadas, nas condições normais de utilização, as paredes pré-moldadas, pelas razões acima expostas, não necessitarão de condições de apoio estruturalmente privilegiadas - por ex. continuidade. Ficam, portanto, normalmente apoiadas diretamente em vigas baldrame, sendo a ligação efetivada através de concretagem "in loco", aparafusamento ou solda (fig. 3.79).

Na base da parede, a ligação deve resistir unicamente à compressão e à força cortante, considerada em qualquer das direções, paralela ou normal ao eixo da parede.

A verificação da compressão é feita limitando-se as tensões de contato, através das eqs. 3.19, 3.20, 3.22 ou 3.24, conforme o caso exija.

Com os problemas estruturais facilmente resolvidos, nota-se, conforme também acusa o PCI (1977)<sup>[51]</sup>, que os problemas mais freqüentes nas ligações PAREDE-FUNDAÇÃO são a falta de

proteção de seus dispositivos metálicos contra a corrosão e a falta de condições dos dispositivos de ligação para acomodar eventuais deslocamentos provenientes da retração, fluência, variações de temperatura, recalques diferenciais, etc...

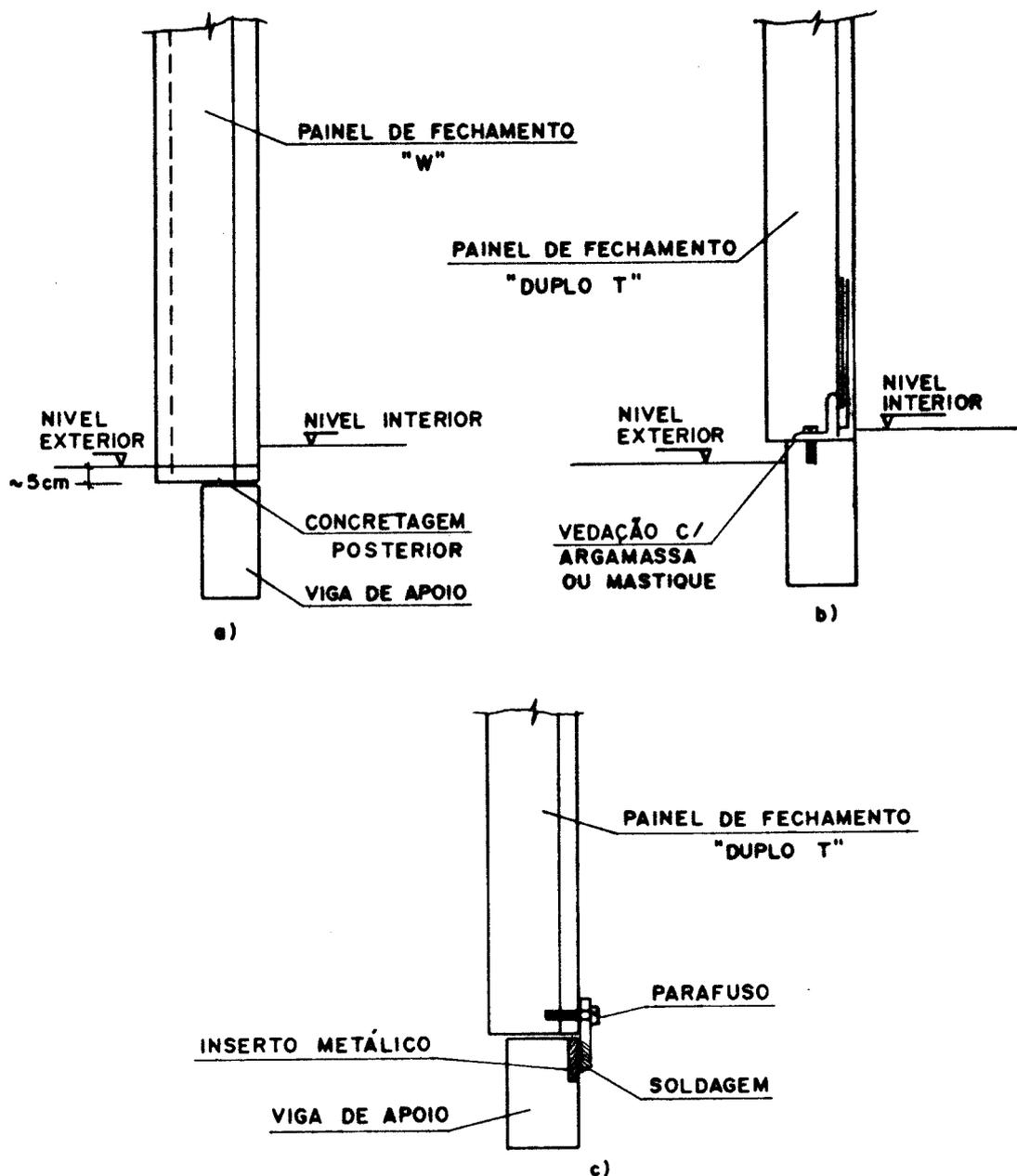


FIG. 3.79 - LIGAÇÃO PAREDE-FUNDAÇÃO - O elemento de fechamento se apoia na viga baldrame e a ligação se completa com a concretagem "in loco", aparafusamento ou soldagem.

Relativamente ao primeiro problema, detalhes como o da fig. 3.79-a eliminam a possibilidade de corrosão metálica. Os detalhes 3.79-b e 3.79-c, sugeridos pela escola americana, necessitam de especificações adicionais para proteção dos dispositivos metálicos.

Relativamente ao problema encontrado nas ligações excessivamente (perfeitamente) rígidas, tem-se que a questão é equacionável através de análise racional. Contudo, mesmo nos casos das estruturas mais simples, a análise é aproximada.

O PCI (1977)<sup>[51]</sup> sugere formas de se enfrentar qualitativamente o problema. Através da limitação do tamanho dos painéis de fechamento e do correto projeto e posicionamento dos dispositivos de união consegue-se reduzir, e às vezes até eliminar o problema da compatibilização das deformações.

Como regra geral, tem-se que o painel deverá sempre ter uma de suas extremidades livre para movimentação, pelo menos no sentido de seu comprimento.

Segundo o PCI (1977)<sup>[51]</sup>, quando do uso de parafusos, a pressão de aperto deve ser controlada para garantir a movimentação do painel ao longo de seu plano, sendo ainda aconselhável a adoção de furação maior que o diâmetro dos parafusos. É sempre interessante a opção por dispositivos de união de aço, submetidos à tração ou flexão (para obter-se maior ductilidade), evitando soldagens ou insertos submetidos ao arrancamento.

A fig. 3.80 ilustra ligações PAREDE-FUNDAÇÃO com dispositivos especiais, para obtenção prática e facilitada de prumo e nivelamento dos painéis de fechamento.

No detalhe da fig. 3.80-a, apresentado por MOKK<sup>[45]</sup>, um grande painel ("gran panel") auto-portante, com 3.50 m de largura, apoia-se provisoriamente em cilindros de concreto armado. As armaduras de espera do painel e da fundação são então soldadas e é feita a concretagem da região.

Alguns tipos de apoio excêntrico do painel à fundação (fig. 3.81) introduzem um momento fletor no painel. Estas ligações devem ser cuidadosamente verificadas, contando-se com os eventuais desvios e imprecisões no posicionamento dos elementos, que acabam, muitas vezes, por aumentar o momento fletor aplicado.

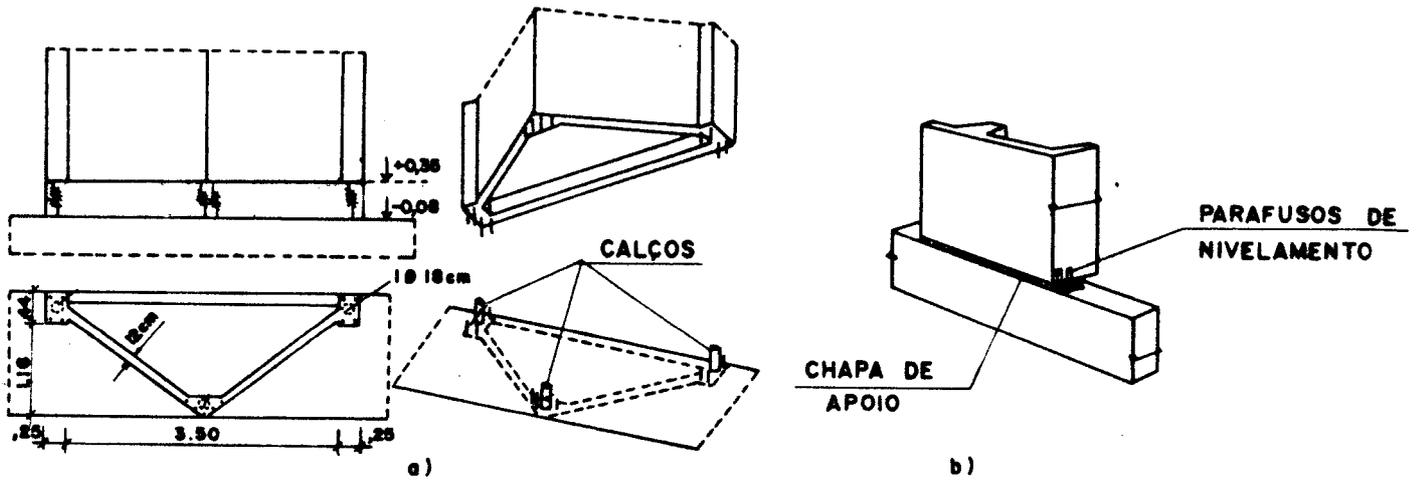


FIG. 3.80 - LIGAÇÃO PAREDE-FUNDAÇÃO - O uso de dispositivos especiais permite a fácil obtenção de nível e prumo dos painéis de fechamento. [45],[48]

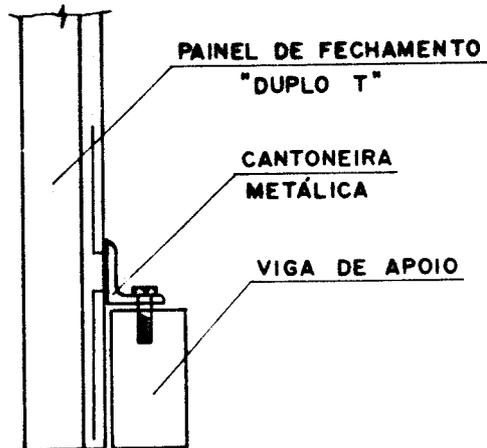


FIG. 3.81 - LIGAÇÃO PAREDE-FUNDAÇÃO - APOIO EX-CÊNTRICO - A parede se apóia em viga elevada do solo - caso típico dos portões de acesso.

No caso de sapatas corridas de fundação, em forma de "U", pode-se embutir toda a seção do painel de fechamento na sapata (caso dos painéis alveolados) ou embutir somente suas nervuras ou armaduras de espera, utilizando-se, neste último caso, de dispositivos semelhantes ao apresentado na fig. 3.80-a. Em qualquer um dos casos, a ligação é facilmente concluída com a concretagem "in loco".

Por fim, na fig. 3.82 vê-se detalhes da ligação utilizada por LIMA (1984)<sup>[33]</sup>, para solidarizar elementos de fechamento e fundação de sistema construtivo com pré-moldados de espessuras reduzidas e, portanto, mais leves (no caso, argamassa armada). Os elementos de fundação apresentam saliências na sua superfície de apoio, permitindo o perfeito encaixe dos painéis de fechamento.

Os elementos de fundação são assentados, lado a lado, sobre lastro de concreto. Na fig. 3.82-a mostra-se o esquema de montagem do fechamento, que é feito com duas linhas de painéis. Na fig. 3.82-b a parede apresenta uma linha única de painéis, com utilização de cobrejunta pré-moldada na união parede-parede. A fig. 3.82-c mostra o pino de fixação do conjunto, impedindo movimentação acentuada no eixo transversal à parede.

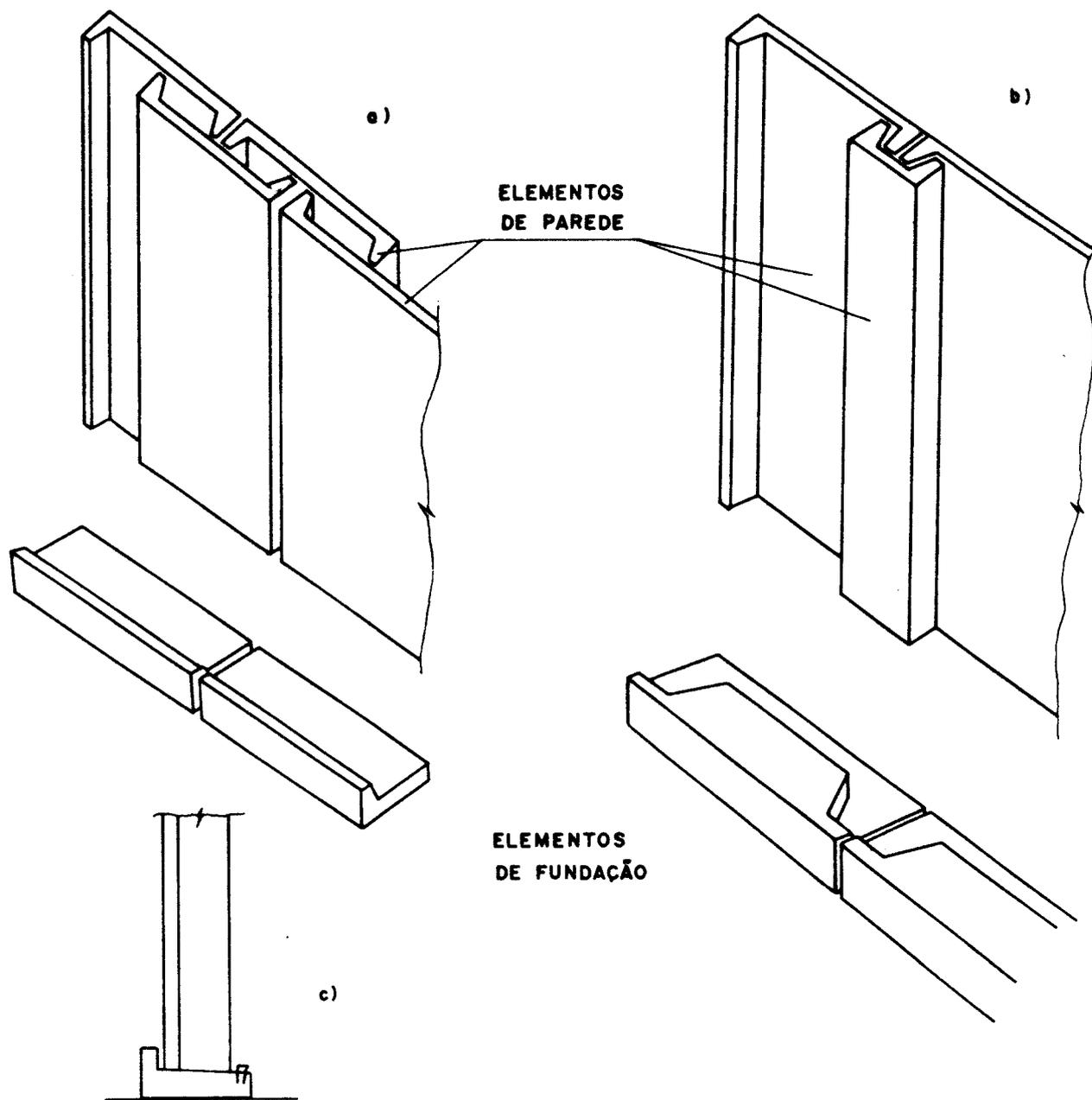


FIG. 3.82 - LIGAÇÃO PAREDE-FUNDAÇÃO - Sugestão apresentada pro LIMA<sup>[33]</sup>, com junta a seco.

### 3.8 LIGAÇÃO PAREDE-PAREDE

Classificação da ligação

- quanto à vinculação: articulada/rígida
- quanto à concretagem: seca/úmida
- quanto à solicitação predominante: cisalhamento
- quanto à dureza: "hard"

A ligação PAREDE-PAREDE ocorre entre elementos dispostos no mesmo eixo (ligação "em linha") ou entre elementos dispostos em eixos ortogonais (ligações tipo "L", "T" ou "X"), caracterizando, neste caso, a mudança de direção da parede ou sua ramificação para outras direções.

Nos sistemas pré-fabricados mais empregados no Brasil, a ligação é somente construtiva e se dá entre painéis dispostos no mesmo eixo. Quando da ocorrência de mudanças de direção ou de ramificações das paredes há, quase sempre, um pilar que garante a estabilidade do conjunto e facilita o detalhamento da ligação. Normalmente, no pilar, a ligação pode ser utilizada como local para correção de erros na modulação, impostos por necessidade de projeto ou por qualquer imprecisão no processo de montagem.

Nestes sistemas, os painéis de fechamento "duplo-T" ou "V" são justapostos, e, depois de verificado prumo, nível e alinhamento, são solidarizados entre si através da soldagem de pequenos trechos de armadura exposta na borda dos elementos, deixados propositalmente no processo de moldagem. A solidarização se complementa com a aplicação de um mastique impermeabilizante (figs. 3.83-a e 3.83-b)

Este procedimento construtivo evita a ocorrência de fissuras ao longo da ligação e movimentações diferenciais.

Para edifícios de um único pavimento, quando da utilização de painéis de fechamento alveolados não estruturais, a solidarização dos painéis adjacentes é feita com uma simples concretagem "in loco" (fig. 3.84).

Nos sistemas construtivos com paredes auto-portantes a ligação é mais trabalhada, devido, principalmente, à presença de esforços cisalhantes maiores. As paredes têm, geralmente, maiores

espessuras, permitindo melhor contato entre os elementos adjacentes e as ligações são geralmente armadas.

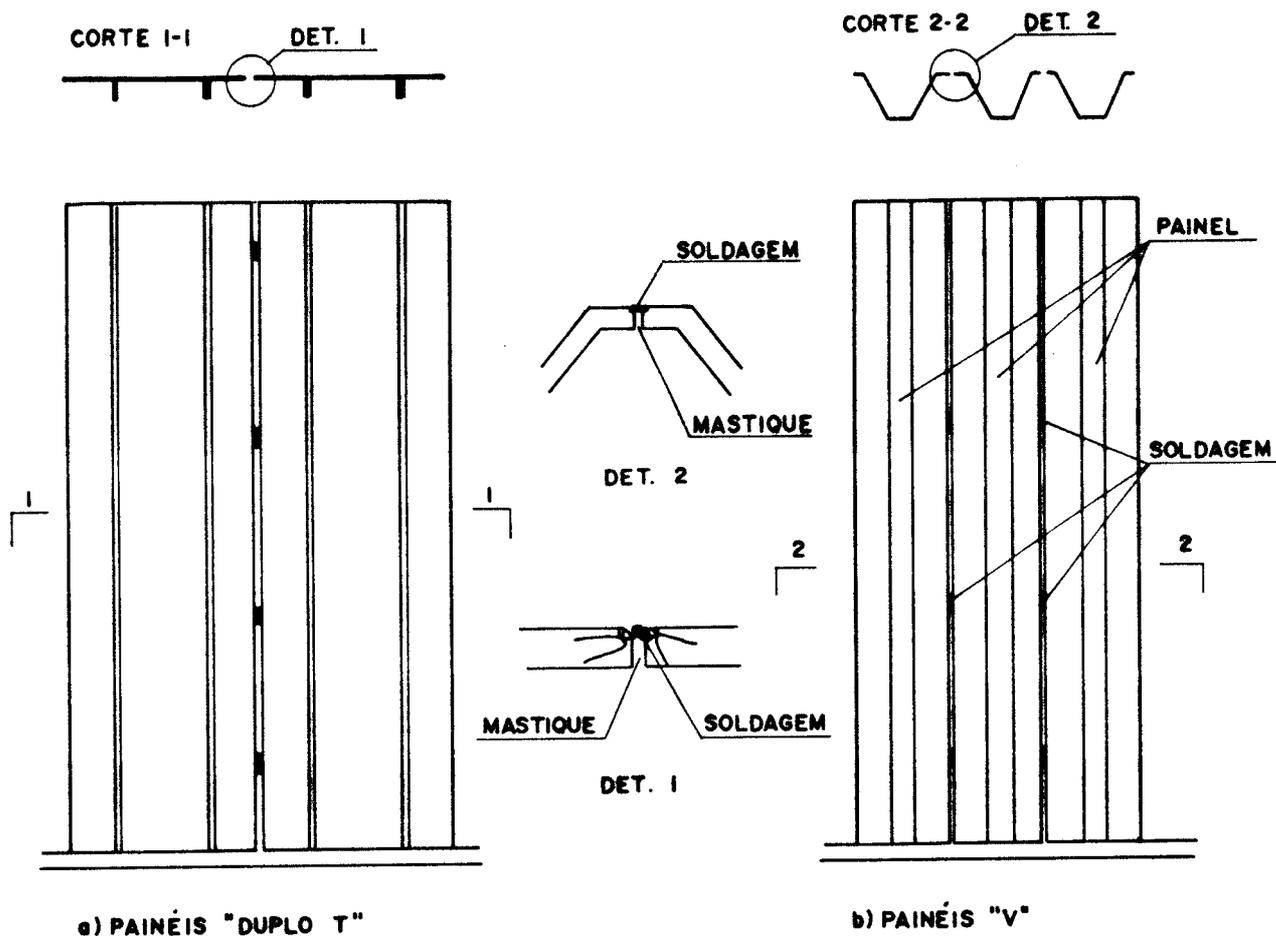


FIG. 3.83 - LIGAÇÃO PAREDE-PAREDE - A ligação é constituída com os painéis adjacentes soldados entre si em pontos determinados.

A resistência da ligação PAREDE-PAREDE dependerá, sobretudo, da natureza da superfície de contato entre os elementos e da presença ou não de armadura passante.

Segundo "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup>, nas ligações de paredes auto-portantes as superfícies de contato lisas, sem saliências e reentrâncias, são pouco usuais, sendo empregadas somente em instalações industriais de um único pavimento.

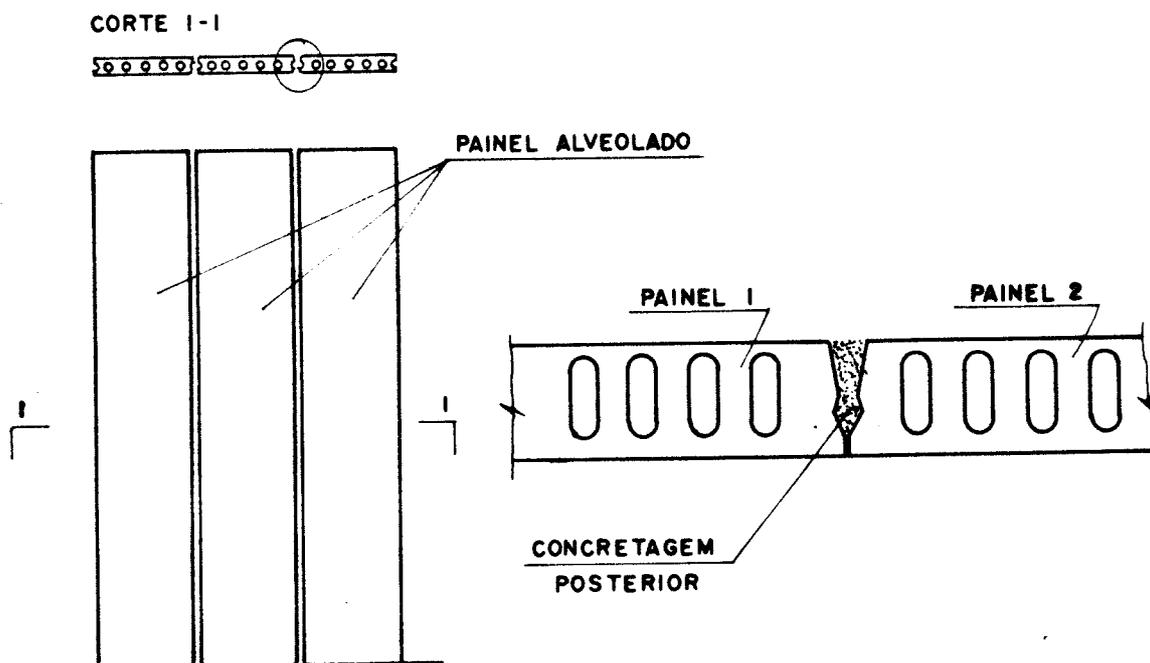


FIG. 3.84 - LIGAÇÃO PAREDE-PAREDE - A junta é fechada, facilitando a concretagem "in loco".

Nestes casos, é mais comum o uso de superfícies de contato rugosas, para aumentar a capacidade da ligação absorver cisalhamento.

A superfície rugosa pode ser obtida por escovamento do concreto, por lavagem do concreto fresco, deixando os agregados expostos, ou por ação mecânica, obtendo-se entalhes. Nota-se, assim, que o conceito de superfície rugosa é muito amplo, abrangendo diversos graus de rugosidade, ficando difícil definir com precisão o grau de transferência de força cortante que pode ser assumido por cada tipo de superfície.

As superfícies rugosas dentadas, com saliências e reentrâncias geometricamente definidas, permitem que se tenha noção exata da sua contribuição na resistência ao cisalhamento.

"The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> propõe para as ligações dentadas uma relação comprimento/altura do

dente inferior a 6 e uma inclinação da face do dente, em relação à sua base superior a  $60^\circ$ .

A FIP (1986)<sup>[16]</sup> propõe relação comprimento/altura menor ou igual a 8 e a mesma inclinação para o dente.

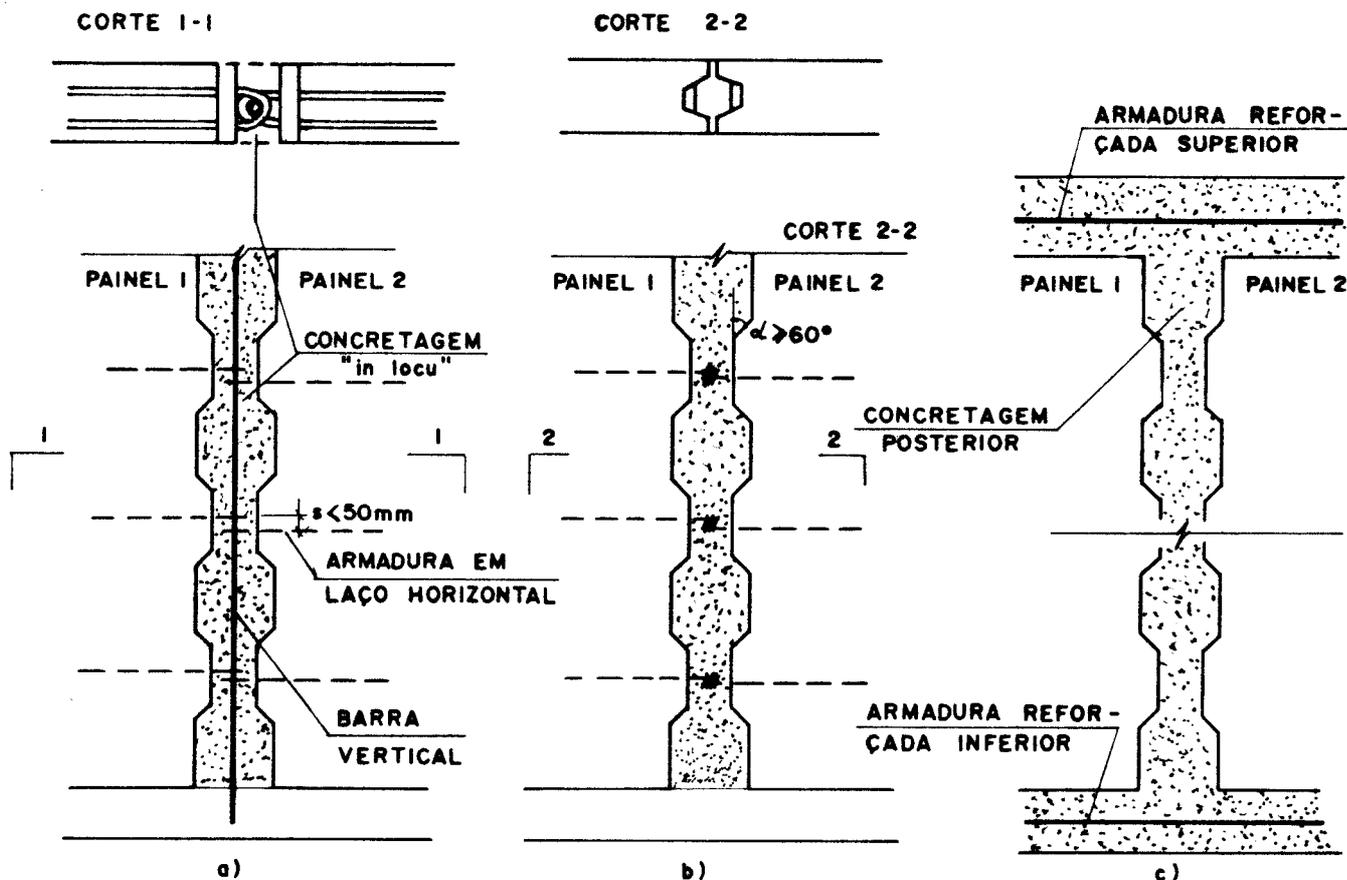


FIG. 3.85 - LIGAÇÃO PAREDE-PAREDE ARMADA - Os painéis têm as faces de contato dentadas e a ligação é complementada por: a) armaduras passantes em laços horizontais; b) armaduras passantes soldadas; c) armadura concentrada no topo e base.

NISSEN<sup>[46]</sup> sugere o uso de ligações dentadas fechadas, que facilitam os trabalhos de concretagem "in loco".

Nas ligações PAREDE-PAREDE dentadas, o mecanismo de ruptura mais adequado é por esmagamento dos dentes (e não por cisalhamento dos dentes), pois nesse caso a ruptura ocorre gradualmente (sistema mais conservativo).

Nas ligações armadas, as armaduras podem projetar-se das laterais dos painéis, com laços na horizontal (fig. 3.85-a) ou com barras lisas, que são soldadas à armadura do elemento adjacente (fig. 3.85-b).

A ligação pode ainda ser executada com a armadura concentrada na base e no topo dos elementos, configurando cintamentos superior e inferior (fig. 3.85-c).

Segundo "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> estudos experimentais revelam que as ligações PAREDE-PAREDE verticais armadas têm comportamento plástico considerável (fig. 3.86), exibindo resistência residual (cerca de 50% da resistência máxima) depois de atingida a carga máxima.

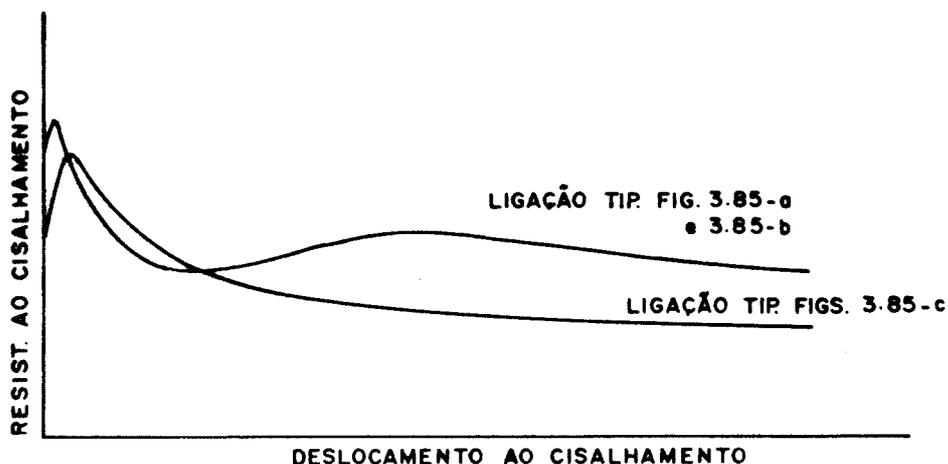


FIG. 3.86 - LIGAÇÃO PAREDE-PAREDE VERTICAL -  
Curvas de comportamento típico das  
ligações<sup>[26]</sup>.

Nas paredes auto-portantes é difícil a decisão pelo detalhamento ideal das armaduras. Os quesitos estruturais raramente governam a opção de escolha que acaba sendo quase sempre baseada nos aspectos construtivos.

NISSEN <sup>[46]</sup> sugere o uso do detalhe da fig. 3.87 quando houver mudança da direção na parede (ligações tipo "L", "T" ou "X").

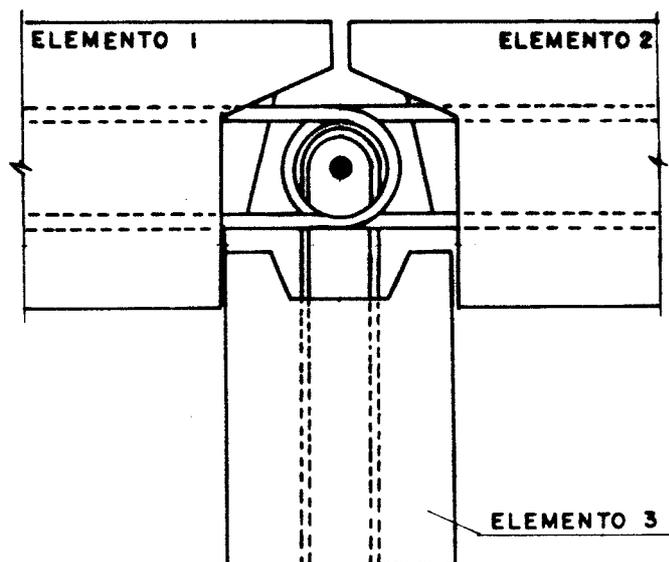


FIG. 3.87 - LIGAÇÃO PAREDE-PAREDE - Detalhe da ligação tipo "T", armada, proposta por NISSEN <sup>[46]</sup>.

O CEB (1985) <sup>[10]</sup> sugere modelo teórico para cálculo da ligação PAREDE-PAREDE.

O dimensionamento das armaduras nas ligações PAREDE-PAREDE pode, ainda, ser feito com base em resultados de ensaio.

"The Institution of Structural Engineers" (1978) <sup>[26]</sup> propõe fórmula para avaliar a resistência de cálculo ao cisalhamento da ligação PAREDE-PAREDE ( $V_d$ ), em função da resistência última de ensaio ( $V_u$ ). A formulação leva em conta o número de ensaios já realizados para a ligação, o coeficiente de dispersão dos resultados de ensaio e outros coeficientes de segurança. Utilizando-se dos fatores usuais, tem-se  $V_d \cong 0,30 V_u$ .

### 3.9 LIGAÇÃO LAJE-LAJE

Classificação da ligação

- quanto à vinculação: articulada/rígida
- quanto à concretagem: seca/úmida
- quanto à solicitação predominante: cisalhamento
- quanto à dureza: "hard"

A ligação entre elementos de laje, quer seja ela construtiva ou estrutural, é normalmente feita buscando-se:

- evitar a movimentação diferencial (principalmente vertical) entre os elementos, por questões estéticas e funcionais;
- mobilizar o comportamento conjunto entre os elementos de laje adjacentes, otimizando com isso o dimensionamento das seções resistentes;
- quando necessário, mobilizar o efeito de diafragma, considerando a laje trabalhando de maneira integral, como painel enrijecedor.

Nos dois primeiros casos a solicitação predominante é o cisalhamento entre os elementos de laje, ao longo do eixo "z" da fig. 3.89. No caso de laje diafragma o cisalhamento predominante processar-se-á ao longo dos eixos "x" e "y" da mesma figura.

Quando não se analisa a laje como diafragma enrijecedor da edificação, a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> especifica:

- a) para cargas acidentais superiores a  $5 \text{ kN/m}^2$  e em pisos de atividade industrial pesada, deve ser feita a verificação dos esforços atuantes na região das juntas, dimensionando-se a ligação;
- b) para os outros casos não é necessário fazer as verificações da ligação, se ocorrerem:
  - b.1) cargas acidentais não superiores a  $3 \text{ kN/m}^2$  (obras não industriais) e tensão de referência  $\tau_{wd}$  menor ou igual a  $0,20f_{cd}$ . Neste caso, a ligação pode ser feita por rejuntamento com argamassa da folga entre as bordas dos elementos justapostos (folga  $\geq 4 \text{ cm}$ ), que devem apresentar geometria adequada para transmissão da força cortante (ver indicações

- da NBR 9062 (1985)<sup>[51]</sup> sem levar em conta a aderência entre a argamassa ou concreto e os elementos pré-moldados;
- b.2) cargas acidentais não superiores a  $5 \text{ kN/m}^2$  (obras com atividade industrial leve). Neste caso deve ser colocada armadura transversal (contínua ou não) no capeamento de concreto executado sobre os elementos, que deve ter espessura não inferior a 3,0 cm e espessura média não menor que 4,0 cm. Pode-se, ainda, realizar a ligação através da emenda de barras ou outros dispositivos metálicos aparentes nas bordas dos elementos. Estes dispositivos devem ser protegidos por argamassa ou concreto colocado nos encaixes, ou realizando-se um capeamento contínuo com concreto de espessura não inferior a 4,0 cm como mostra a fig. 3.88.

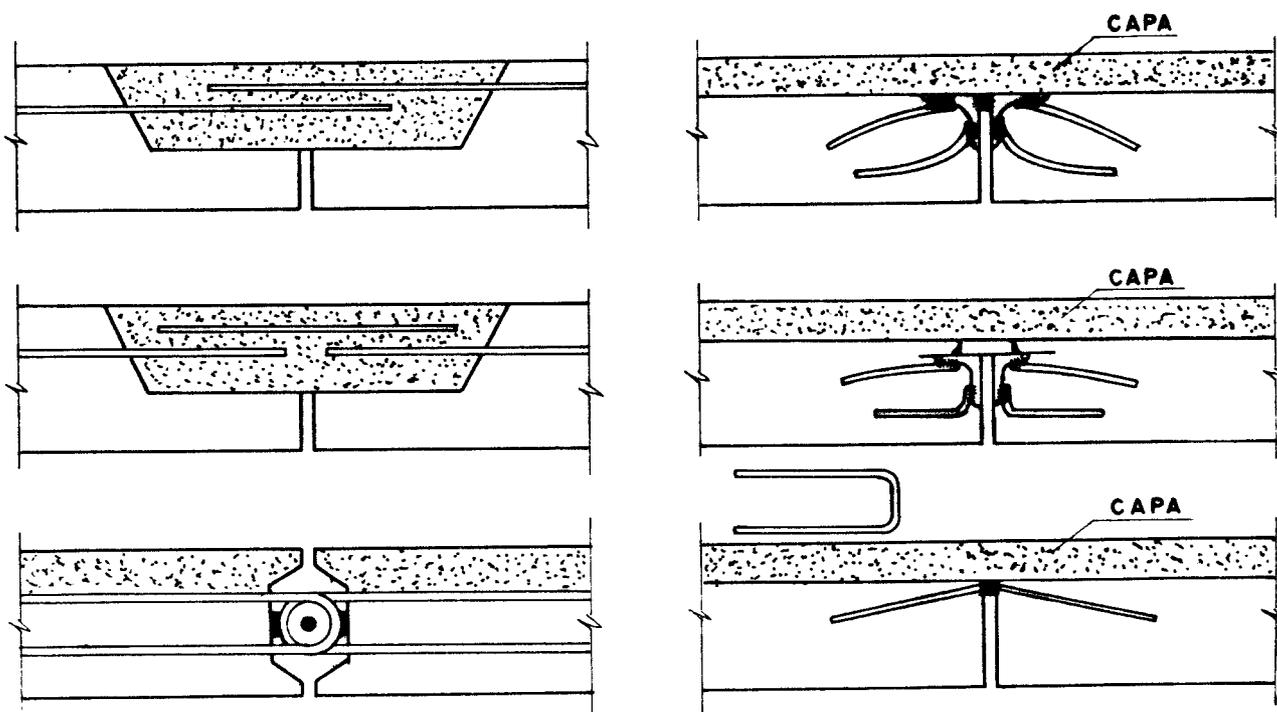


FIG. 3.88 - LIGAÇÃO LAJE-LAJE -Solidarização dos elementos através de barras ou outros dispositivos metálicos, que devem ficar protegidos<sup>[51]</sup>.

Assim, nas condições de carregamento e solicitação do item b.1, desde que o elemento de laje apresente borda lateral de contato com geometria adequada, é permitida a ligação por simples

rejuntamento com argamassa. Este tipo de ligação é bastante utilizado nas lajes alveoladas (fig. 3.89).

Segundo "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> para esses casos é realmente dispensável a capa de concreto, assegurando-se sempre que a largura da junta deverá ser de 3 cm, no mínimo, para possibilitar uma perfeita infiltração do material de rejuntamento.

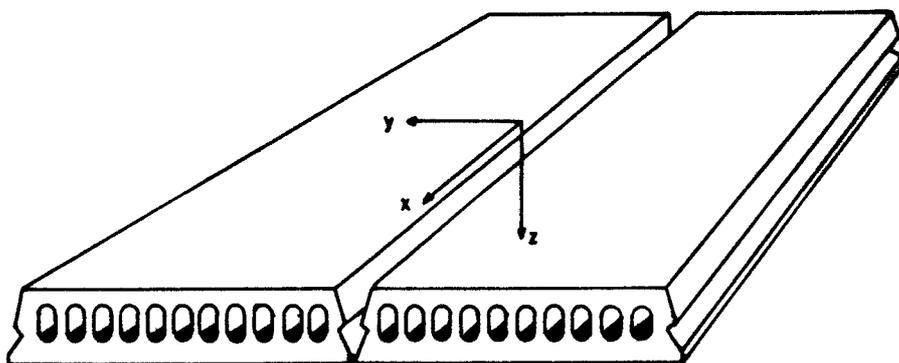


FIG. 3.89 - LIGAÇÃO LAJE-LAJE - As bordas com geometria adequada favorecem a ligação entre elementos de laje alveolada, possibilitando, em alguns casos, a solidarização por simples rejuntamento.

Nas condições de carregamento de média intensidade (item b.2) segundo a NBR 9062 a ligação será feita com a concretagem "in loco" de uma capa de concreto armado, ou através da emenda de barras ou outros dispositivos metálicos, que devem ficar protegidos.

Este procedimento é usual na ligação de elementos "duplo-T" (fig. 3.90), mesmo para situações de baixa solicitação, pois a pequena espessura das mesas desses perfis ( $e \approx 5$  cm) não possibilita, na maioria das vezes, a adoção da ligação da fig. 3.89.

Menos severo nas especificações para esse tipo de ligação, "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> sugere que a espessura da capa de concreto seja reduzida ao mínimo (ficando, contudo, com valores de 3,5 cm a 5,0 cm) e comenta que nem sempre há necessidade de emprego de uma capa com armadura.

Em algumas situações, a própria estrutura portante da laje (vigas transversais ao eixo dos elementos de laje) garante a solidarização dos elementos, que passam a atuar conjuntamente, mesmo com uma capa não armada. Assim, as capas armadas ficariam restritas a casos especiais, como por exemplo lajes apoiadas em vigas em balanço (a capa ficaria tracionada), lajes com presença de cargas "concentradas" (paredes, etc) ou locais onde seja inaceitável a ocorrência de fissuras.

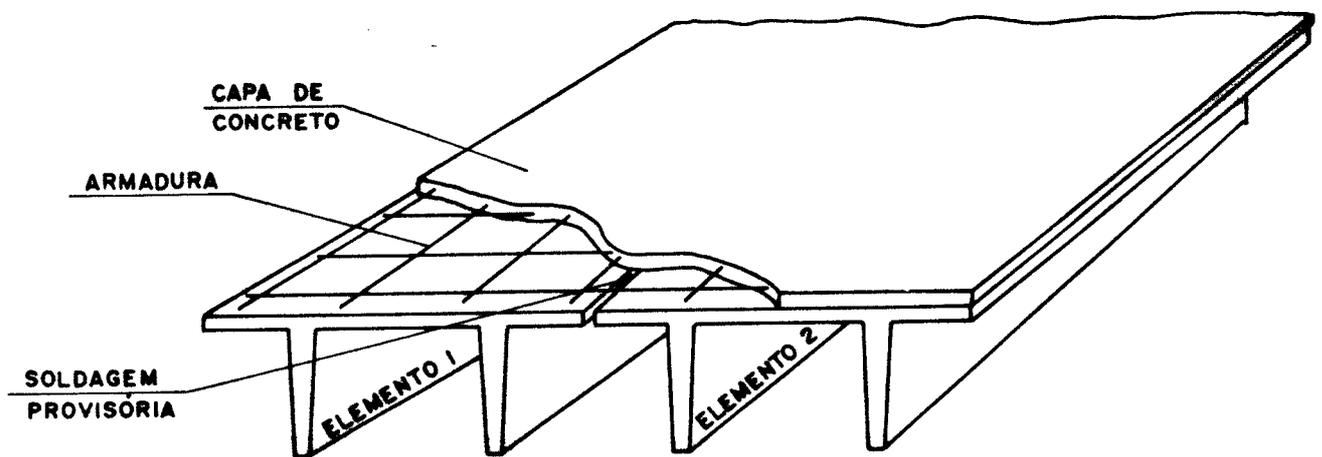


FIG. 3.90 - LIGAÇÃO LAJE-LAJE - Os elementos se unem através de capa de concreto "moldado in loco".

Para as situações de carregamento mais elevado (cargas acidentais acima de  $5 \text{ kN/m}^2$  e pisos de atividade industrial pesada) deve-se proceder o dimensionamento da ligação. Na maioria dos casos, será necessário contar com o comportamento conjunto do elemento pré-moldado e da capa de concreto armado (estrutura composta). O assunto é tratado detalhadamente no item 3.10.

Para as três situações de carregamento enfocadas, os procedimentos usuais de detalhamento da ligação não eliminam, contudo, a possibilidade de ocorrência de fissuras de abertura reduzida, ao longo da interface da união <sup>[16]</sup>.

O PCI (1973) <sup>[48]</sup> especifica uma metodologia de análise simplificada da ligação LAJE-LAJE para a complexa situação de laje

atuando como diafragma, quando não há utilização de capa de concreto moldada "in loco".

Conforme se mostra na fig. 3.91, em uma edificação sob a ação de carregamento lateral, a laje pode atuar como painel diafragma, transferindo o carregamento para os pórticos de extremidade.

Analisando-se então o plano da laje como uma viga deitada de altura "d", vão "c" e simplesmente apoiada, ela estará submetida ao momento  $M_{max}$  e a um cisalhamento entre painéis de laje crescente do meio da edificação para suas extremidades (pórticos).

A transferência de esforços cisalhantes entre os elementos de laje pode se dar, então, por dois mecanismos:

- a) através de insertos metálicos, posicionados nas bordas das mesas dos painéis "duplo-T" e devidamente ancorados no concreto. Os insertos de painéis adjacentes são solidarizados entre si com a soldagem de barras de aço de 12,7 mm de diâmetro ( $\phi = \frac{1}{2}$  "). Embora o PCI não especifique o comprimento mínimo do inserto nem de detalhes exatos do processo de soldagem, sugere que a cortante última seja tomada igual a 5500 kgf.
- b) através de ranhuras nos painéis, preenchidas com argamassa (situação típica das lajes alveoladas). Esta ligação é semelhante à apresentada na fig. 3.89. Contudo o PCI é bastante rigoroso na limitação da tensão convencional de cisalhamento, tomando:

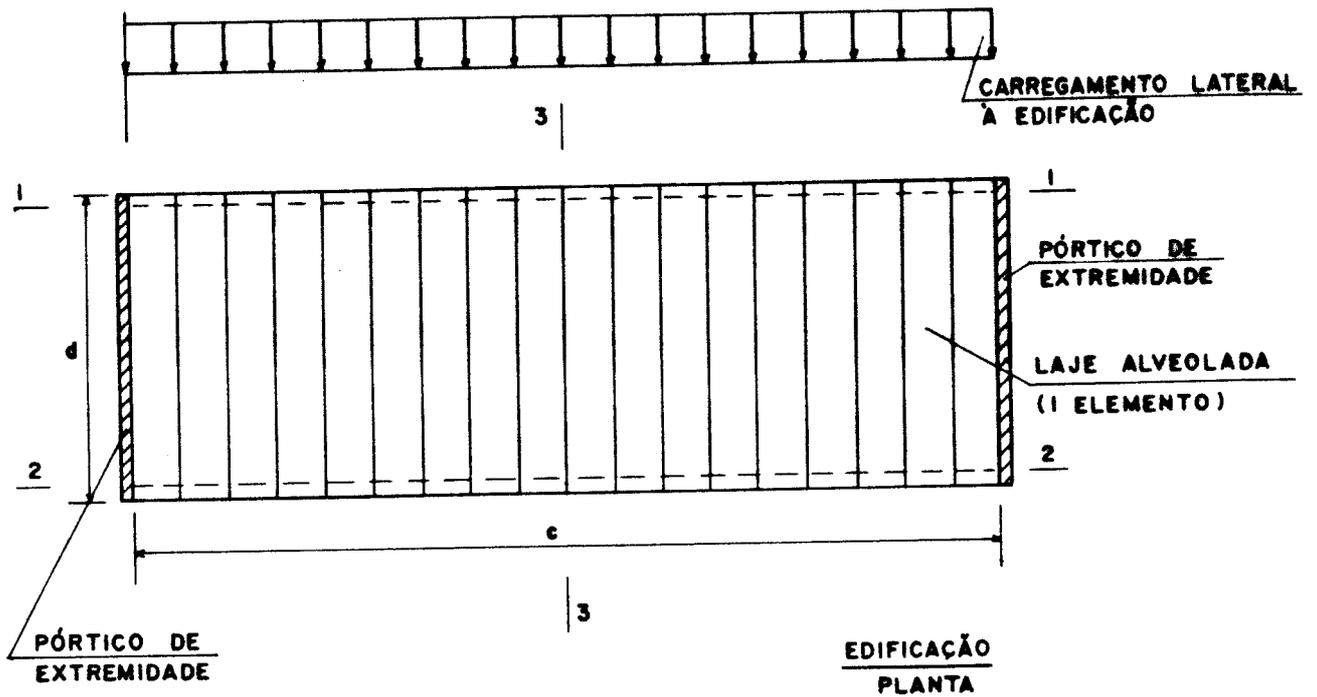
$$\tau_{wd} = \frac{V}{b d} \leq 0,6 \text{ MPa} \quad (3.87)$$

onde:

$V_d$  - força cortante de cálculo atuante entre dois painéis de laje, calculada de acordo com diagrama da fig. 3.91;

b - altura da área de cisalhamento entre painéis, tomada

igual à metade da altura do painel de laje alveolada;  
 d - largura da edificação.



ANALOGIA DE COMPORTAMENTO: O PLANO DA LAJE TRABALHA COMO UMA VIGA DEITADA, DE ALTURA "d", E VÃO "c", TRANSFERINDO A CARGA LATERAL PARA OS PÓRTICOS DE EXTREMIDADE.

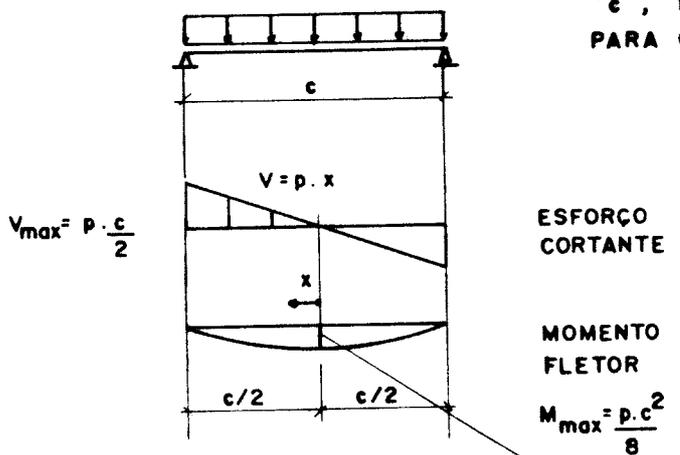


FIG. 3.91 - EFEITO DIAFRAGMA EM LAJES - Analogia de comportamento proposta pelo PCI (1973)<sup>[48]</sup>.

Para combater o cisalhamento ao longo do eixo "x" (ver referência de eixos da fig. 3.89) é disposta armadura ao longo dos eixos 1-1 e 2-2 da fig. 3.91. É calculada pela aplicação do conceito de atrito-cisalhamento, sendo dada por:

$$A_{s,x} = \frac{V_d}{\phi \mu f_{yk}} \quad (3.88)$$

onde:

- $\phi$  - coeficiente de redução, tomado igual a 0,85;
- $\mu$  - coeficiente de atrito, tomado, para este caso, igual a 0,70;
- $f_{yk}$  - resistência característica do aço à tração.

Na seqüência, dimensiona-se a armadura de flexão ( $A_{s,f}$ ), disposta ao longo do eixo 2-2, e calculada para  $M_{max}$ , tomando-se a viga de altura "d" e largura "b", assumida agora como aproximadamente igual à altura do painel de laje.

A armadura para combater o cisalhamento ao longo do eixo "y" - disposta nos dentes ou ranhuras dos elementos de laje - somente será necessária quando a força de atrito conferida por 90% do peso próprio de todos os materiais que contribuem para evitar o deslizamento no apoio de cada elemento de laje alveolada for menor que a sollicitação de tração na flexão da laje como um todo, ou seja,  $A_{s,y}$  só será empregada se:

$$0,90 \mu_s P \leq A_{s,f} \cdot f_{yk} \quad (3.89)$$

onde:

- P - soma do peso próprio de todos os materiais que contribuem para evitar o deslizamento do painel de laje no apoio;

- $\mu_s$  - coeficiente de atrito estático entre materiais secos, dado pela tab. 3.6;
- $A_{s,f}$  - armadura de flexão da laje, disposta ao longo do eixo 2-2.

Tipo de interface	$\mu_s$
elastômero/aço ou concreto	0,70
teia de lona de algodão/concreto	0,60
lâmina de fibra/concreto	0,50
concreto/concreto	0,80
concreto/aço	0,40
aço/aço	0,25

TAB. 3.6 - Valores do coeficiente de atrito estático para materiais secos<sup>[48]</sup>.

Nos casos em que a eq. 3.89 for verdadeira,  $A_{s,y}$  será calculada por:

$$A_{s,y} = \frac{(A_{s,f} f_{yk}) - (0,90 \mu_s P)}{\phi \mu f_{yk}} \quad (3.90)$$

onde:

- $\mu$  - coeficiente de atrito, tomado igual a 0,70;
- $\phi$  - coeficiente de redução, igual a 0,85.

### 3.10 LIGAÇÃO CONCRETO PRÉ-MOLDADO - CONCRETO MOLDADO "IN LOCO"

Classificação da ligação:

- quanto à vinculação: rígida
- quanto à concretagem: úmida
- quanto à solicitação predominante: cisalhamento
- quanto à dureza: "hard"

Nos sistemas pré-fabricados usuais a ligação entre o elemento pré-moldado e o concreto moldado "in loco" ocorre com bastante frequência.

A ligação merece especial atenção nos casos em que pretende-se mobilizar o comportamento estrutural conjunto (estrutura composta, "composite construction") dos constituintes, depois de endurecido o concreto lançado sobre os elementos pré-moldados.

Para garantir que esse comportamento ocorra de fato, é essencial o estudo detalhado dos esforços que se desenvolvem na interface dessa união (concreto pré-moldado -- concreto moldado "in loco"), notadamente os esforços de cisalhamento (fig. 3.92).

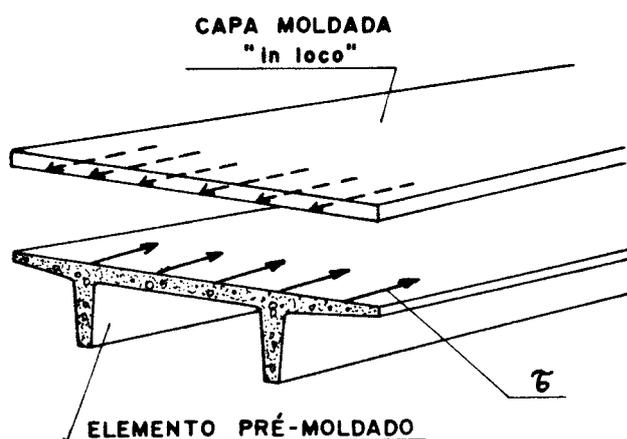


FIG. 3.92 - Distribuição das tensões de cisalhamento em lajes pré-moldadas com capa de concreto, formando estruturas compostas

Estudos nesse sentido têm sido desenvolvidos pelo PCI - Prestressed Concrete Institute<sup>[36],[53],[72]</sup>, pela FIP - Federation Internationale de la Precontrainte<sup>[17],[69]</sup> e pelo ACI - American Concrete Institute<sup>[58]</sup>, com a execução de um número significativo de ensaios laboratoriais.

Nota-se que as entidades internacionais experimentam um significativo avanço tecnológico no assunto, relativamente ao estágio atual de conhecimento no Brasil.

No estudo da ligação salientam a importância da consideração de aspectos como o tipo de seções compostas, a rugosidade da interface, o seu tratamento antes da concretagem, a cura do concreto e outros fatos até agora desconsiderados pelas entidades nacionais.

A FIP (1982)<sup>[17]</sup> propõe a classificação das seções compostas quanto a esses aspectos, conseguindo assim, no dimensionamento, uma melhor caracterização do seu comportamento real.

Quanto ao tipo de seção, pode-se classificá-las em:

Grupo 1- Seções compostas usando elementos de concreto pré-moldado (fig. 3.93).

Esse tipo de seção é bastante utilizado em pisos de edificações. O concreto moldado "in loco" está em contato uniforme com toda a área dos elementos pré-moldados. No geral, os esforços nessa interface resultarão baixos e nenhuma armadura de cisalhamento será necessária.

Para esse tipo de estrutura, recomenda-se uma capa de concreto com espessura média de 5 cm, admitindo-se espessuras mínimas, em pontos localizados, de até 3 cm.

Grupo 2- Seções compostas usando blocos vazados (fig. 3.94).

No Brasil é bastante comum o uso dessas seções para execução de pisos em pequenas construções, sendo as "vigotas" ou "trilhos" executados em concreto pré-moldado e os blocos (ou lajotas) feitos de material cerâmico. Variando-se as alturas dos blocos, obtém-se lajes de maiores espessuras (até cerca de 30 cm) que vencem vãos bastante grandes, para as sobrecargas usuais de residências.

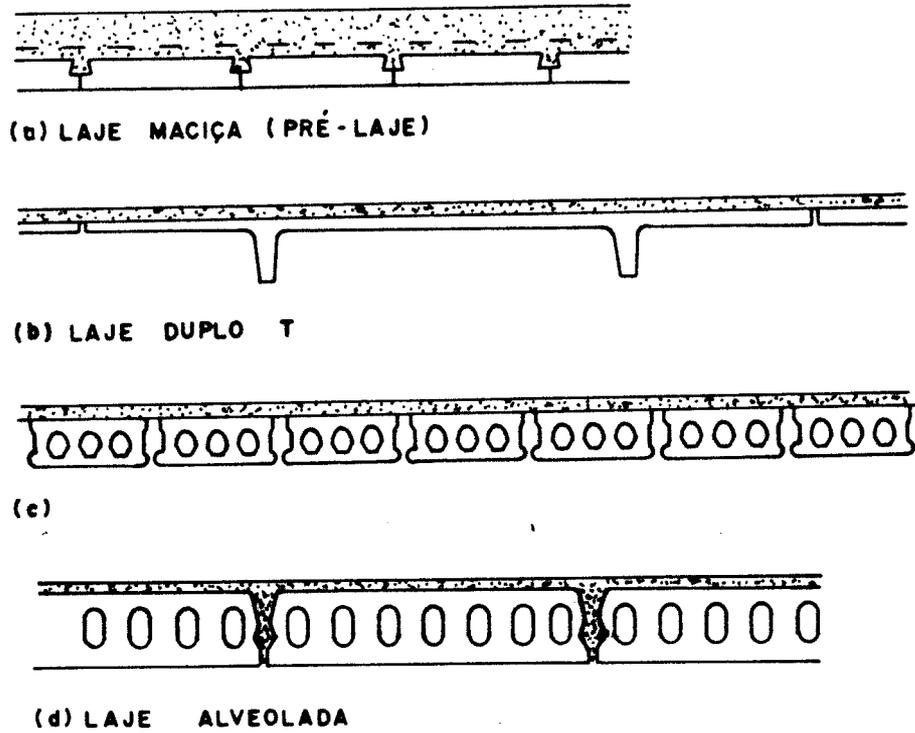


FIG. 3.93 - GRUPO 1 - Seções compostas usando elementos de concreto pré-moldado.

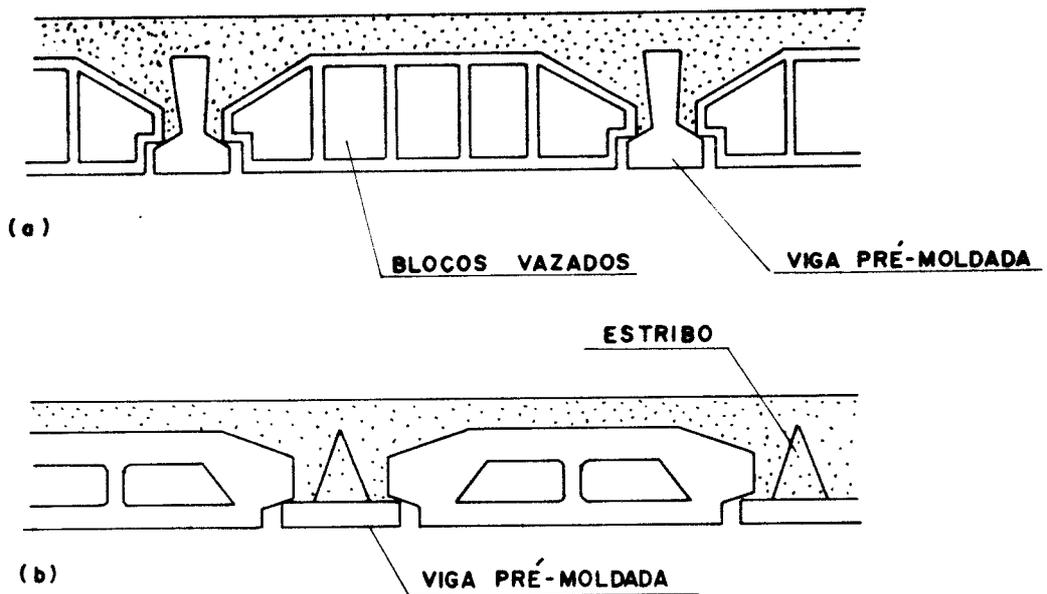


FIG. 3.94 - GRUPO 2 - Seções compostas usando blocos vazados.

Para esse grupo, especificações de espessura mínima da capa de concreto, quantidade de armadura nas vigotas e outros deta-

lhes irão depender de muitos fatores como por exemplo o espaçamento das vigotas, o tipo e dimensões dos blocos utilizados, etc.

Grupo 3- Seções compostas usando vigas e lajes

Nesse grupo a superfície de contato entre os elementos pré-moldados e o concreto moldado "in loco" se restringe ao topo dos elementos, ou ao topo e às laterais, como na fig. 3.95-c.

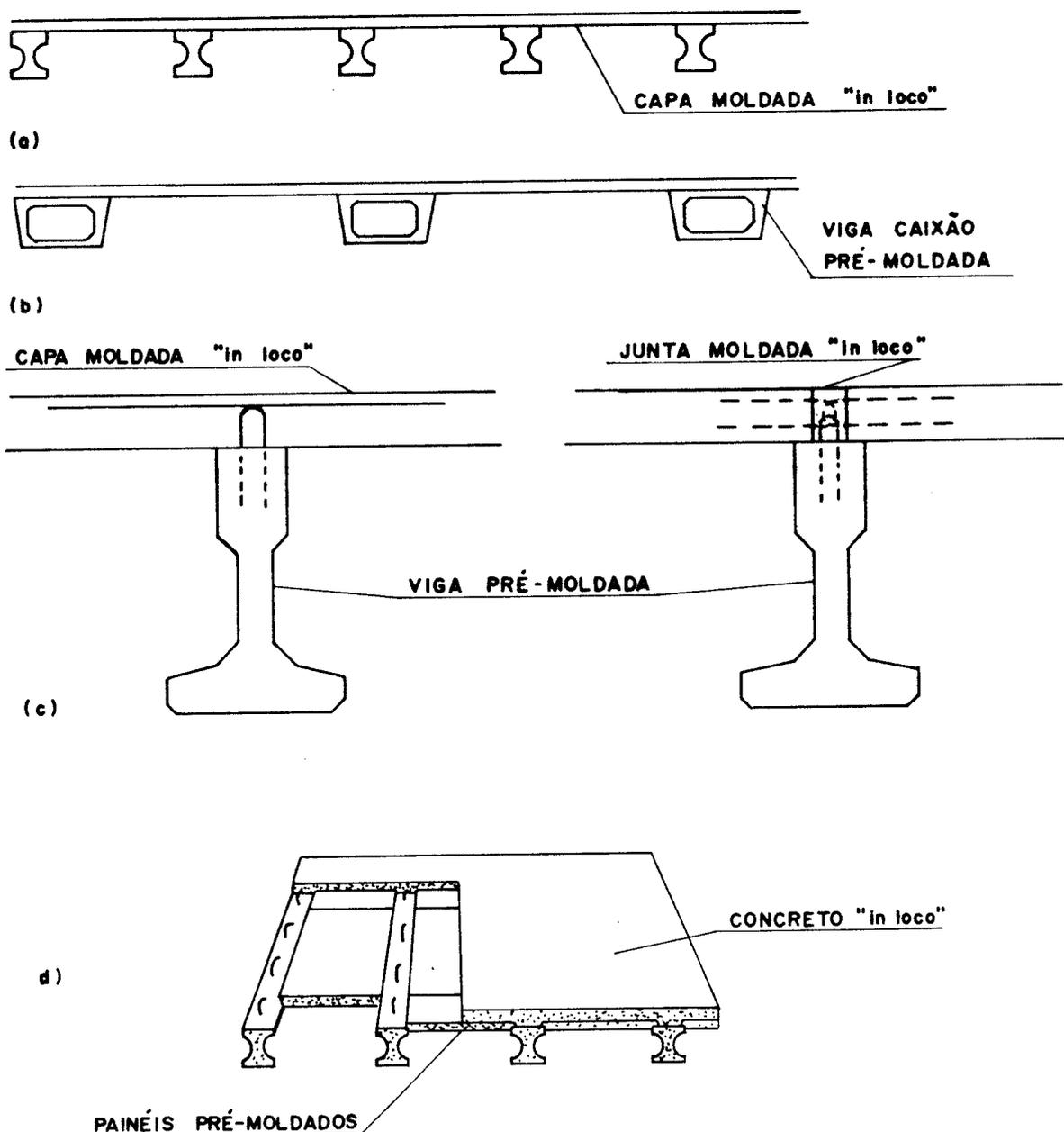


FIG. 3.95 - GRUPO 3 - Seções compostas usando vigas e lajes.

Como consequência, os esforços de cisalhamento nessa situação serão geralmente elevados, obrigando a presença de armadura na ligação.

A FIP (1982)<sup>[17]</sup> dá grande importância à consideração da rugosidade da interface concreto pré-moldado - concreto moldado "in loco", por conta de suas interferências no comportamento da estrutura composta, revelado nos ensaios laboratoriais e nas seguintes conclusões:

- quanto maior a rugosidade da interface, maior a área superficial de contato entre os dois concretos;
- quanto maior a rugosidade da interface, menos susceptível fica ela à qualidade dos serviços de limpeza e preparo (pó, água e outras sujeiras concentram-se mais nas zonas baixas da superfície, fazendo com que os topos fiquem menos afetados; o descascamento superficial é menor nas superfícies mais rugosas);
- o formato dos altos e baixos da rugosidade superficial promove um melhor embricamento entre as duas partes da estrutura composta.

Na análise da rugosidade, a FIP (1982)<sup>[17]</sup> sugere 10 níveis de acabamento superficial do elemento pré-moldado, com ilustrações da maioria deles. Os níveis são:

- nível 01 - superfície bastante lisa, obtida com uso de fôrmas metálicas ou de madeira plastificada.
- nível 02 - superfície que foi alisada, chegando a níveis bastante próximos do sugerido em 01.
- nível 03 - superfície que foi alisada (trazendo os finos do agregado a superfície), mas que ainda apresenta pequenas ondulações.
- nível 04 - superfície que foi executada com fôrmas deslizantes ou régua vibratória.
- nível 05 - superfície que foi extrudada.
- nível 06 - superfície que foi deliberadamente texturizada pelo escovamento do concreto ainda fresco.
- nível 07 - como em 06, com maior pronunciamento da texturização (por exemplo, o uso de tela de metal expandido presa à superfície da forma).

- nível 08 - superfície em que o concreto foi perfeitamente vibrado, sem se ter, contudo, preocupação com o seu acabamento final, que resultou rugoso e com agregados expostos.
- nível 09 - superfície em que o concreto ainda fresco foi jateado (com água ou areia).
- nível 10 - superfície que foi ranhurada mecanicamente.

Os níveis estão apresentados em ordem crescente de rugosidade. Os níveis 01 e 02 são de ocorrência esporádica. Os níveis de 03 a 06 são os mais freqüentes. Existem níveis que podem ter eficiência semelhante (a FIP cita como exemplo os níveis 07 e 09).

Trabalhos laboratoriais desenvolvidos por VESA e GUSTAVSSON <sup>in[17]</sup> revelaram que aspectos como limpeza da interface da ligação, grau de compactação e tipo de cura do concreto são tão importantes quanto a consideração da rugosidade superficial. A combinação ideal de fatores relacionados ao tratamento da interface pode levar superfícies de níveis de rugosidade 01 ou 02 (praticamente lisas) a terem um comportamento superior ao observado em superfícies de níveis 07 ou 08 (ásperas), onde pouca atenção foi dada a esses aspectos.

Por essas razões, a FIP dá grande ênfase ao tratamento da interface e ao trabalho de concretagem da capa, recomendando:

a) cuidados na execução da capa:

- a.1) limpeza - a interface deverá ser cuidadosamente inspecionada quanto à presença de pó, areia, terra, óleo e outras substâncias que possam prejudicar a adesão. Contaminações com grande impregnação devem ser eliminadas com lavagem mecânica.
- a.2) umedecimento da interface - em climas quentes é sempre interessante o umedecimento da interface antes da concretagem da capa. Esse umedecimento poderá se estender por 1 dia, para elementos pré-moldados com espessuras inferiores a 150 mm. Para elementos com espessuras superiores a 150 mm, o tratamento deve ser mais prolongado. É fundamental que a interface esteja superficialmente seca

no instante da concretagem. A presença de água "livre" na interface, nessa ocasião, pode acarretar perdas de até 50% na resistência final da ligação.

a.3) pré-tratamento da interface com graute - é um tratamento pouco recomendado pois nem sempre é executado corretamente. O graute deve ter traço 1:1 ou 1:2 e uma relação água-cimento inferior a utilizada no concreto da capa. O graute deve ainda ser evitado em estruturas compostas com a interface armada.

b) qualidade do concreto da capa

O concreto da capa não deve apresentar retração acentuada.

A consistência deve ser compatibilizada com os equipamentos usados no transporte e vibração. O diâmetro máximo do agregado deverá ser, se possível, não superior a 1/3 da espessura da capa. Para concreto com tratamento a vácuo, o consumo de cimento deve ser menor que 400 kg/m<sup>3</sup> e o abatimento deve estar entre 50 mm e 100 mm.

c) espessura da capa de concreto

Deve ser, na média, superior a 50 mm, admitindo-se valores mínimos, em pontos localizados, de 30 mm. Para capas com pequenas espessuras (menores que 80 mm) cuidados especiais devem ser tomados com o desvio de medidas, a perda de água excessiva - reforçar os trabalhos de cura - e a ancoragem das barras da armadura transversal (ver MATTOCK <sup>[361]</sup>).

d) cura da capa

Em climas secos, quentes ou com presença acentuada de ventos, a capa deverá ser protegida (com lonas, pequena película de água, areia, membranas de cura, etc) após a concretagem.

A cura deve se iniciar tão logo seja possível, dependendo do método empregado. Deve prolongar-se até que o concreto atinja 50% da resistência de projeto. Para ambientes com temperatura média superior a 10 °C, a cura poderá estender-se até 3 dias após a concretagem.

Para simplificar e dinamizar a rotina de cálculo, a FIP<sup>[17]</sup> considera no dimensionamento duas categorias de superfície ou interface (categoria 01 e categoria 02) e dois níveis de problemas (situações de baixa e alta solicitação cisalhante) que são:

#### Categorias da superfície (interface)

Categoria 01 - Considera as superfícies nas quais a rugosidade foi obtida naturalmente durante a produção dos pré-moldados (nominalmente, os níveis de rugosidade de 01 a 05).

Categoria 02 - Considera as superfícies onde a rugosidade foi feita deliberadamente (níveis de 06 a 10).

#### Níveis de problema

Baixa solicitação cisalhante: Esta situação é encontrada nas estruturas com seções conforme figs. 3.93 e 3.94 (esta última com algumas exigências adicionais de projeto). O esforço cortante será normalmente baixo, e se resultar menor que o sugerido nas eqs. (3.93) ou (3.94), nenhuma armadura transversal será necessária.

Elevada solicitação cisalhante: Situação característica de estruturas com seção transversal conforme ilustrado na fig. 3.95. Para este caso, a armadura transversal deve ser verificada de acordo com a eq. (3.92).

O dimensionamento (verificação) é feito com base nas seguintes considerações

- a armadura de cisalhamento é calculada (verificada) no estado limite último, utilizando-se os conceitos gerais do concreto armado. Embora na maioria das situações seja sempre necessário garantir o trabalho conjunto da estrutura nas solicitações de serviço, o método proposto dispensa essa verificação;
- o projetista deve se decidir entre situações de baixa ou elevada

solicitação de cisalhamento e sobre o tipo de rugosidade da superfície de contato;

- pelos procedimentos de cálculo assumidos, em situações de baixa solicitação de cisalhamento nenhuma fissura pode ocorrer na interface. Se os esforços assim calculados levam a uma solicitação de fissuração, então deve-se prever armadura.

O critério de dimensionamento é válido somente para elementos simplesmente apoiados, com seções dentro dos padrões já descritos. Outros tipos de vãos e seções devem ser calculados com base nos resultados de ensaios laboratoriais.

a) Cálculo da tensão de referência :

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} \quad (3.91)$$

onde:

- $V_d$  - força cortante de cálculo;
- $b_w$  - largura da seção ou da interface;
- $d$  - altura útil da seção composta.

b) Cálculo das tensões últimas

As expressões apresentadas são baseadas em estudos experimentais realizados nos últimos 20 anos - mais de 100 ensaios em vigas e lajes compostas. Os valores últimos foram obtidos multiplicando-se os valores médios de ensaio por 0,70, o que "leva em conta a dispersão dos resultados e fornece um valor característico à tensão de cisalhamento". Tendo-se em conta, ainda, a precisão nas execuções em laboratório, o valor característico é multiplicado por 0,50 (este coeficiente de segurança tem sido usado com frequência em estudos desenvolvidos no Reino Unido, Suécia e Finlândia).

b.1) para situações de alta solicitação de cisalhamento

$$\tau_{wu} = \beta_s \cdot \rho_w \cdot f_{yd} + \beta_c \cdot f_{td} < 0,25 f_{ck} \quad (3.92)$$

b.2) para situações de baixa solicitação de cisalhamento

$$\tau_{wu} = \beta_c \cdot f_{td} \quad (3.93)$$

onde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} \quad \text{e:}$$

$A_{sw}$  - área de armadura transversal que atravessa a interface e se encontra efetivamente ancorada.

$b_w$  - largura da seção ou da interface;

$s$  - espaçamento da armadura transversal;

$f_{yd}$  - resistência de cálculo ao escoamento do aço;

$f_{td}$  - resistência de cálculo do concreto à tração

(segundo a FIP<sup>[17]</sup>  $f_{td} = 0,28 \sqrt{f_{ck}}$ , em MPa)

$f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão;

$\beta_s$  e  $\beta_c$  - constantes dadas pela tab. 3.7.

fator	categoria da superfície	
	1	2
$\beta_s$	0,60	0,90
$\beta_c$	0,20 <sup>(*)</sup>	0,40

TAB. 3.7 - Fatores multiplicativos do aço e do concreto, segundo a FIP<sup>[17]</sup>.

(\*) - para superfícies bastante lisas (níveis de rugosidade 01 e 02) é recomendado adotar-se  $\beta_c = 0,10$ .

Nos casos especiais, em que o esforço cortante é crítico, a expressão seguinte pode ser utilizada como uma alternativa à eq. (3.93).

$$\tau_{wu} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \beta_c \cdot f_{td} < 1,50 \beta_c \cdot f_{td} \quad (3.94)$$

onde:

$$k_1 = 0,7 \frac{x}{e} + 0,3 < 1,0$$

sendo:

x - distância da extremidade tracionada até a interface;  
e - distância do centro de gravidade da seção não fissurada de concreto até a extremidade tracionada;

$$k_2 = 2,0 - 0,4 \frac{M_k}{V_k d} > 1,0$$

sendo:

$M_k$  - momento fletor característico atuante;  
 $V_k$  - força cortante característica atuante;  
d - altura útil da seção.

$$k_3 = \frac{0,3}{b d^2} (f_{trd} \cdot W_u + 0,16 M_o) + 0,8 > 1,0$$

onde:

$M_o$  - momento fletor necessário para produzir tensão nula na extremidade tracionada da seção composta [MN.m]

$$W_u = \frac{I}{e} \quad [m^3]$$

I - momento de inércia da seção de concreto não fissurada;

$f_{trd}$  - resistência de cálculo do concreto à tração na flexão [MN/m<sup>2</sup>]

Para análise do efeito de cargas repetitivas (fadiga) os valores obtidos na eq. (3.93) devem ser reduzidos em 50% .

Na consideração do assunto a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> faz as seguintes considerações gerais:

- a) o cálculo deve levar em conta as tensões existentes na parte pré-moldada da peça antes do endurecimento do concreto aplicado na segunda etapa, as propriedades mecânicas do concreto pré-moldado e do concreto moldado posteriormente, a redistribuição de esforços decorrentes da retração e da fluência e a incidência dessas ações sobre o esforço de deslizamento das superfícies em contato.
- b) permite-se considerar as condições de cálculo como peça monolítica para duas situações:
  - b.1) colaboração completa para o estado limite último;
  - b.2) colaboração parcial para os estados limites de utilização. (Neste caso, o estado limite último deve ser verificado para a parte pré-moldada da peça composta).

Na falta de cálculo mais rigoroso, permite-se calcular a peça composta como monolítica se a tensão de aderência de cálculo  $\tau_{sd}$  satisfizer à condição:

$$\tau_{sd} < \beta_s \frac{f_{yd} \cdot A_{sw}}{b \cdot s} + \beta_c \cdot f_{td} \quad (3.95)$$

onde:

- $A_{sw}$  - área de armadura atravessando perpendicularmente a interface e totalmente ancorada nos elementos componentes (ver MATTOCK (1987)<sup>[36]</sup>);
- $f_{yd}$  - resistência de cálculo do aço à tração;
- $s$  - espaçamento da armadura;
- $b$  - largura da interface;
- $f_{td}$  - resistência de cálculo do concreto à tração, calculada segundo a NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup> para o menos resistente dos concretos em contato, tomando-se

$$\tau_{sd} = \frac{F_{md}}{a_v \cdot b} \quad (3.96)$$

onde:

- $F_{md}$  - valor médio da força de compressão ou de tração acima da ligação, ao longo do comprimento  $a_v$ ;
- $a_v$  - distância entre os pontos de momento nulo e máximo na peça;
- $\beta_s$  e  $\beta_c$  - coeficientes de minoração aplicados à armadura e ao concreto, respectivamente, com valores expostos na tabela abaixo e válidos para superfícies ásperas (rugosidade de 0,5 cm em 3,0cm).

$\frac{A_s}{s \cdot b}$ (%)	$\beta_s$	$\beta_c$
< 0,20	0,0	0,3
> 0,50	0,9	0,6

TAB. 3.8 - Fatores multiplicativos do aço e do concreto, segundo a NBR 9062 <sup>[5]</sup>

Admite-se  $A_s = 0$  quando  $\tau_{sd} < \beta_c \cdot f_{td}$  e são satisfeitas simultaneamente as seguintes condições:

- a) a interface ocorra em região da peça onde haja predominância da largura sobre as outras dimensões (topos de placas, mesa das vigas T ou TT);
- b) a superfície de ligação satisfaça a rugosidade acima especificada;
- c) o plano de ligação não esteja submetido a esforços normais de tração nem a tensões alternadas provenientes de carregamentos repetidos;
- d) a armadura da alma resista à totalidade das forças de tração provenientes de esforços cortantes, desprezada a contribuição do concreto na zona comprimida;
- e) a superfície de concreto já endurecido seja escovada para eliminar a nata de cimento superficial e seja abundantemente molhada e encharcada para receber o novo concreto com, pelo menos, 2 horas de antecedência à nova concretagem.

Finalizando, como consequência da postura diferenciada de tratamento do assunto entre a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> e as entidades internacionais, revelada não só nas recomendações de execução como também no cálculo de dimensionamento, uma vez que os coeficientes de minoração  $\beta_s$  e  $\beta_c$  da FIP (1982)<sup>[17]</sup> são sensivelmente menores - resultam critérios europeus mais rigorosos no tratamento do assunto.

O fato é evidenciado na análise comparativa de diversas situações e pode justificar, em partes, a desobrigação da verificação do Estado Limite de Utilização, proposta pelo método da FIP (1982)<sup>[17]</sup>.

Embora um número significativo de ensaios laboratoriais tenham sido levados a cabo, permanecem ainda algumas lacunas no conhecimento do assunto, como por exemplo o comportamento das seções compostas em estruturas contínuas (vigas contínuas).

### 3.11 DISPOSITIVOS ESPECIAIS

São aqui tratados alguns dos dispositivos metálicos especiais utilizados nas estruturas com elementos pré-moldados de concreto.

Estes dispositivos ficam normalmente mergulhados na massa de concreto, podendo ou não estar ligados à armadura principal dos elementos.

Existe uma variedade bastante grande de formas e funções dos dispositivos metálicos. Embora alguns deles, como por exemplo as alças de levantamento, sejam temporários e não caracterizem propriamente a ligação entre dois elementos estruturais distintos, pela freqüência com que ocorrem e pela importância que desempenham, merecem tratamento particular.

Os dispositivos especiais são classificados aqui, para maior clareza de apresentação, em:

- insertos metálicos;
- alças de içamento.

### 3.11-a Insertos metálicos

Os insertos são perfis estruturais ("I", "U", "L"), parafusos, barras de aço, pinos ou outros elementos metálicos parcialmente embutidos na massa de concreto dos elementos estruturais.

Podem estar submetidos a diversas solicitações.

No caso de insertos submetidos ao cisalhamento, o comportamento é similar ao de uma barra sobre apoio elástico. As tensões de contato dependem da rigidez à flexão do elemento metálico e do módulo de elasticidade do concreto.

Para os insertos constituídos por perfis estruturais, os modelos teóricos existentes para o desenvolvimento das tensões de contato na interface concreto-aço já foram apresentados na ligação VIGA-PILAR com consolo metálico.

Para os insertos feitos com parafusos, barras de aço e pinos, conforme se observa na fig. 3.96, na borda do elemento pré-moldado surge um elevado pico de pressões, condicionando o fenômeno por esmagamento do concreto nessa região.

Para esse tipo de solicitação ainda não são disponíveis tratamentos analíticos confiáveis.

Ensaaios de RASMUSSEN ( $0 \leq a \leq 1,3$  cm;  $\phi \leq 2,4$  cm), relatados por LEONHARDT (1978)<sup>[31]</sup> permitiram chegar a expressões iniciais para o cálculo da carga última  $V_u$ . RASMUSSEN sugere contudo que as cargas de serviço não ultrapassem 1/5 desse valor, sendo assim dadas por:

$$V_{k, \max} = 0,025 \left( \sqrt{1 - 1,69 \epsilon^2} - 1,3 \epsilon \right) \phi^2 \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} \quad \dots (3.97)$$

com:

- $V_{k, \max}$  - carga de serviço máxima, em kN;
- $\phi$  - diâmetro do inserto, em cm;
- $f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão, em MPa;
- $f_{yk}$  - resistência característica do aço à tração, em MPa.

$$\epsilon = 2,86 \frac{a}{\phi} \frac{f_{ck}}{f_{yk}},$$

sendo "a" grandeza linear, em cm, conforme ilustra a fig.

3.96.

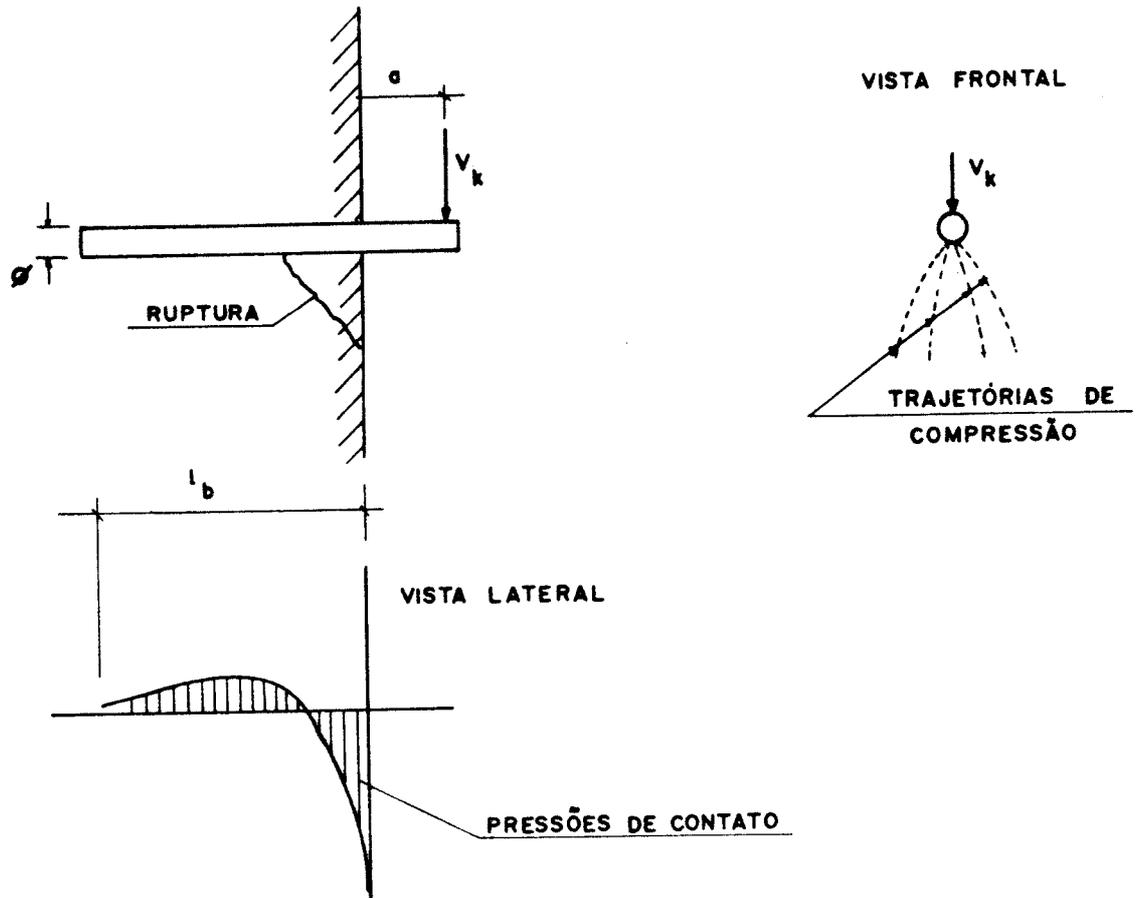


FIG. 3.96 - INSERTO METÁLICO - Pressões de contato junto a um pino embutido em peça de concreto e submetido ao cisalhamento<sup>[31]</sup>.

No caso em que "a" tende a zero, tem-se:

$$V_{k, \max} = 0,025 \phi^2 \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} \quad (3.98)$$

Ainda segundo RASMUSSEN, quando houver proteção da borda do elemento (fig. 3.97), a carga de serviço máxima será:

$$V_{k, \max} = 0,049 \phi^2 \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} \quad (3.99)$$

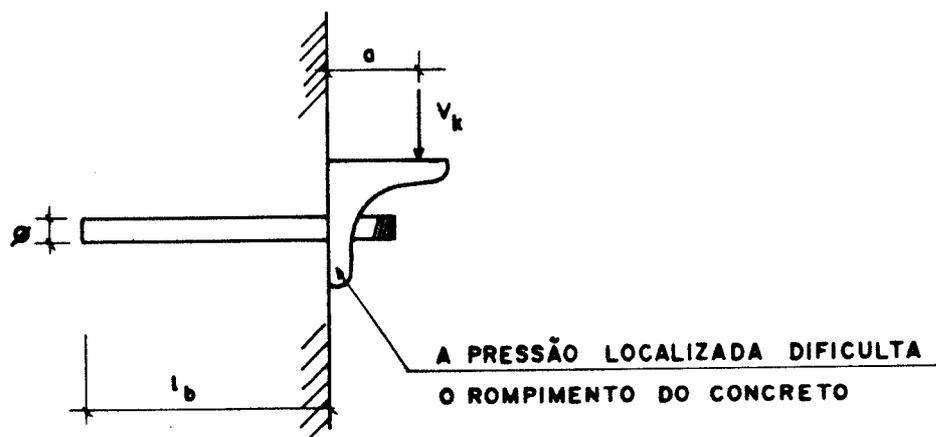


FIG. 3.97 - INSERTO METÁLICO - Proteção na borda comprimida do elemento de concreto.

Nestes casos, recomenda-se que o elemento pré-moldado de concreto apresente dimensões relativamente grandes quando comparadas ao diâmetro do inserto.

O comprimento de ancoragem  $l_b$  deve ser superior a  $6 \phi$ .

Para os casos da fig. 3.97 o PCI (1973)<sup>[48]</sup> recomenda que a solicitação última ( $V_u$ ) seja obtida em função da espessura do perfil metálico e seja posteriormente verificado o comprimento de ancoragem do inserto de fixação da cantoneira.

Assim, com base na fig. 3.98 admite:

$$V_u = \phi \frac{f_{yk} b t^2}{4 a} \quad (3.100)$$

onde:

$\phi$  - coeficiente de redução, tomado igual a 0,90;

$b$  - largura do perfil metálico, na direção perpendicular ao plano do desenho;

$t$  - espessura da aba do perfil metálico.

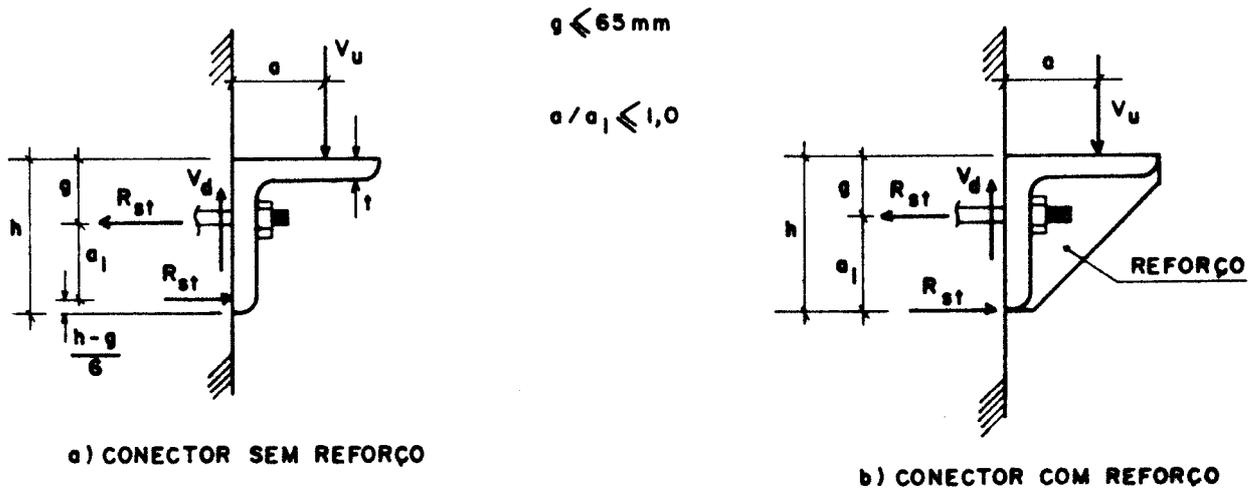


FIG. 3.98 - INSERTO METÁLICO - Considerações dimensionais do PCI<sup>[48]</sup> para obtenção da força a ancorar.

A força a ancorar  $R_{st}$  é avaliada por:

$$R_{st} = V_u \frac{a}{a_1} ,$$

e o comprimento de ancoragem é calculado pelas eqs. 3.16 e 3.17, conforme o caso.

O PCI (1973)<sup>[48]</sup> não aconselha o uso de insertos submetidos ao cisalhamento sem que se disponha uma proteção na borda do elemento pré-moldado. Nestes casos de solicitação, sugere que seja ao menos utilizada uma placa de aço (com espessura  $e \geq 3/4$  do diâmetro do inserto) como mostra a fig. 3.99.

Para esse detalhamento, a solicitação cisalhante última será dada por:

- para insertos próximos à extremidade do elemento pré-moldado ( $a_1 \leq 4 l_b$ )

$$V_u = \phi (446 a_1 - 1589) \quad (3.101)$$

- para as demais situações

$$V_u = \phi A_s f_{yk} \quad (3.102)$$

onde:

- $V_u$  - carga última, em "Kgf";
- $\phi$  - coeficiente de redução, tomado igual a 0,85;
- $A_s$  - área da seção transversal do inserto, em "cm<sup>2</sup>";
- $f_{yk}$  - resistência característica ao escoamento do aço do inserto, em "kgf/cm<sup>2</sup>";
- $a_1$  - grandeza linear, tomada em "cm", de acordo com a fig.3.99

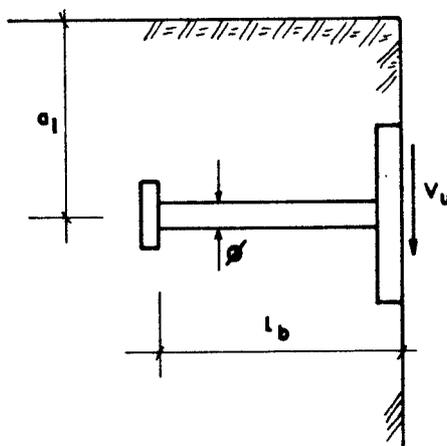


FIG. 3.99 - INSERTO METÁLICO SOLDADO A PLACA DE AÇO DISPOSTA NA FACE DO ELEMENTO PRÉ-MOLDADO.

Para os parafusos, barras de aço e pinos submetidos à tração, os aspectos condicionantes do fenômeno são a ancoragem e a punção.

Nos insertos das figs. 3.100-a e 3.100-b o comprimento necessário para se garantir a ancoragem por aderência ( $l_b$ ) é novamente aqui determinado pelas eqs. 3.16 e 3.17, respectivamente.

Para os insertos submetidos à tração, com encabeçamento na extremidade embutida, a ancoragem é normalmente garantida mecanicamente. Assim, o comprimento de embutimento do inserto será governado pela possibilidade de punção (fig. 3.100-c).

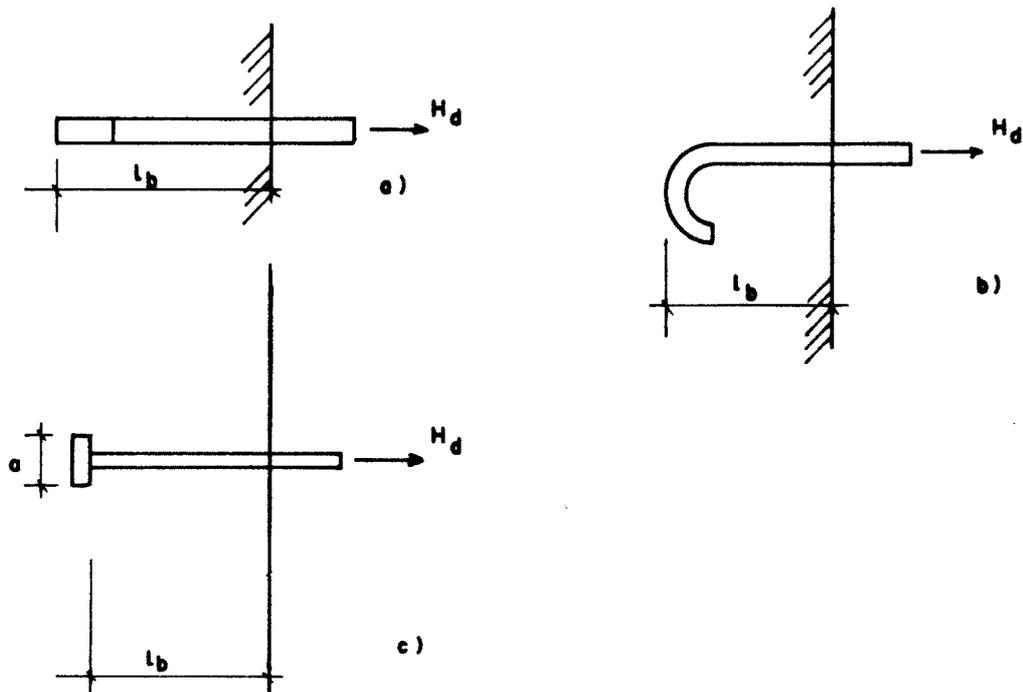


FIG. 3.100 - INSERTO METÁLICO - Conformações possíveis do inserto submetido à tração.

Seguindo-se as recomendações da NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup> para determinação da superfície de ruptura à punção, tem-se a solicitação última ( $H_u$ ) dada por:

$$H_u = \frac{630 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \pi l_b (a + l_b) \quad (3.103)$$

onde:

- $H_u$  - carga de arrancamento última, em "kN";
- $f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão, em "MPa";
- $\gamma_c$  - coeficiente de minoração da resistência do concreto, tomado igual a 1,4;
- $l_b, a$  - grandezas lineares, tomadas em "m", conforme fig. 3.100

Para os casos em que  $H_d \leq 0,5 H_u$ , dispensa-se o uso de armadura transversal atravessando a superfície potencial de ruptura.

Quando  $0,5 H_u < H_d \leq H_u$ , deve-se dispor armadura transversal tal que a componente dos esforços que ela absorva, perpendicularmente à laje, corresponda no mínimo a 75%  $H_d$ . Essa armadura é calculada com a resistência de cálculo  $f_{yd}$ , não se tomando valores superiores a 300 MPa, e será constituída por estribos distribuídos na faixa apresentada na fig. 3.101.

Nos casos de constatação experimental da capacidade de carga (arrancamento) do inserto, a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> permite adotar em serviço ( $H_k$ ) a carga de ruptura mínima de ensaio reduzida para a metade, desde que o cone de ruptura seja atravessado por armadura transversal conforme já especificado.

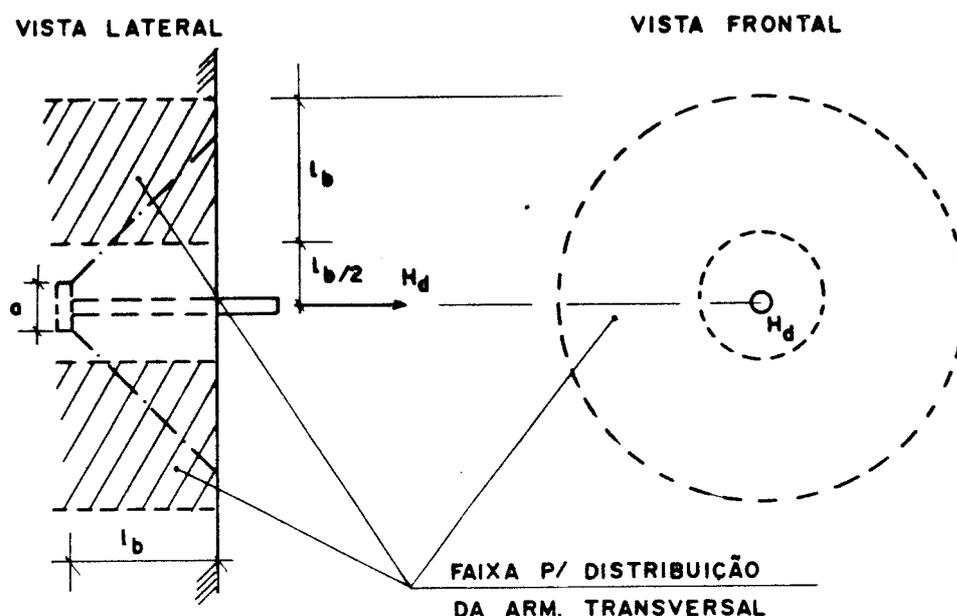


FIG. 3.101 - Faixa de contorno para distribuição da armadura transversal em insertos metálicos com a ruína governada pela punção do elemento de concreto.

O PCI (1973)<sup>[48]</sup> assume para os insertos com encabeçamentos (fig. 3.100-c) uma superfície de ruptura à punção diferenciada (fig. 3.102), ficando a solicitação última expressa por:

$$H_u = \phi 334 A_0 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.104)$$

sendo:

- $H_u$  - carga de arrancamento última, em "kN";
- $\phi$  - fator de redução, tomado igual a 0,85;
- $A_0$  - área da superfície potencial de ruptura, definida conforme a fig. 3.102 e tomada em "m<sup>2</sup>";
- $f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão, em "MPa".

O PCI (1973)<sup>[48]</sup> fornece ainda tabelas com os fatores de redução da área  $A_0$ , nos casos da impossibilidade de desenvolvimento da superfície de ruptura potencial completa ( $A_0$ ) - insertos próximos às extremidades livres ou muito próximos entre si (espaçamento  $\leq 2l_b$ ). Além disso, sugere que no caso de insertos ou outros elementos embutidos em regiões susceptíveis de fissuração de flexão, seja reduzida a carga de arrancamento última em 10% .

Para os insertos da fig. 3.102, quando da ocorrência de solicitações de arrancamento conjugadas a esforço cortante, sendo respeitado o detalhe da placa de aço de borda, pode-se tomar:

- analisando a ruptura por punção no concreto:

$$\left( \frac{H_d}{H_u} \right)^{4/3} + \left( \frac{V_d}{V_u} \right)^{4/3} \leq 1 \quad (3.105)$$

onde:

- $H_d$  e  $V_d$  - solicitações de arrancamento e cisalhante de cálculo atuantes, respectivamente;
- $H_u$  - solicitação de arrancamento última, tomada pela eq. 3.104;
- $V_u$  - solicitação cisalhante última, tomada pelas eqs. 3.101 ou 3.102, conforme o caso.

- analisando a ruptura pelo aço do inserto:

$$\left( \frac{H_d}{H_{u,s}} \right)^2 + \left( \frac{V_d}{V_{u,s}} \right)^2 \leq 1 \quad (3.106)$$

onde:

$$\begin{aligned} H_{u,s} &= 0,90 A_s f_{yk} \\ V_{u,s} &= 0,75 A_s f_{yk} \end{aligned} \quad , e:$$

$A_s$  - área da seção transversal do inserto;  
 $f_{yk}$  - resistência característica ao escoamento do aço do inserto.

Nos casos de verificação de insertos metálicos submetidos à compressão, seguindo-se o PCI (1973)<sup>[48]</sup>, admite-se que a carga é transmitida por uma combinação de tensão de aderência entre o inserto e o concreto e de tensão de compressão no seu apoio. A tensão de aderência não deve ultrapassar 1,8 MPa. A tensão localizada (no apoio do inserto ao concreto) não deve ser superior a  $0,85 f_{cd}$ . Deve-se, ainda, verificar o fendilhamento no elemento de concreto (eq. 3.21)

É desaconselhável a utilização de ganchos na extremidade embutida desses insertos.

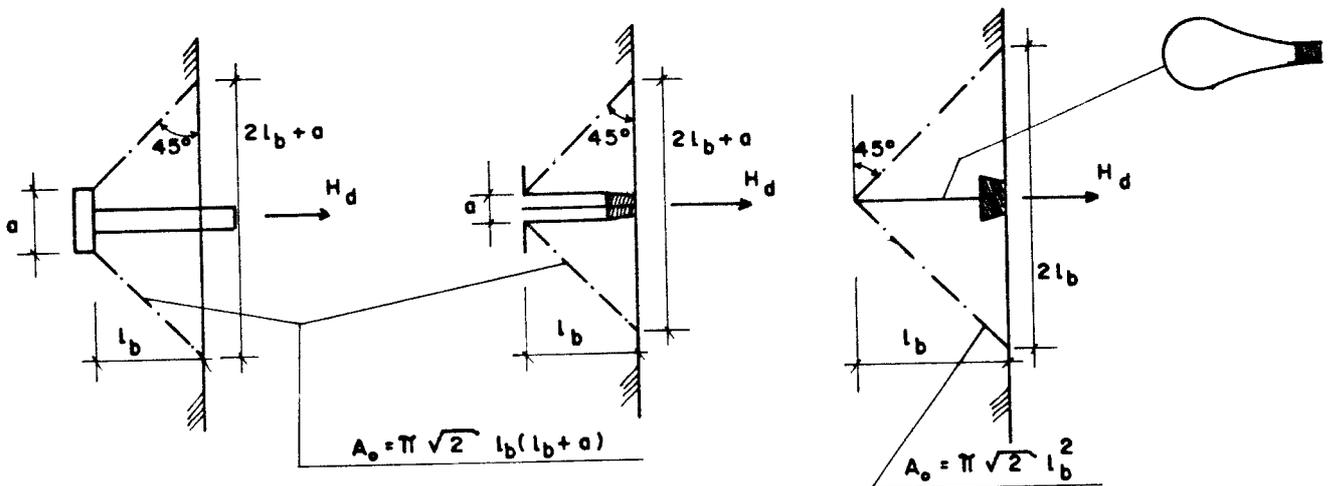


FIG. 3.102 - Superfícies de ruptura à punção sugeridas pela PCI (1973)<sup>[48]</sup>.

### 3.11-b Alças de içamento

As alças de içamento são dispositivos metálicos utilizados no manuseio, transporte e montagem dos elementos pré-moldados.

Estão normalmente submetidas à solicitações de arrancamento, podendo ter formas diversas (fig. 3.103) que são, na maioria das vezes, consequência da busca de uma ancoragem mais efetiva do dispositivo metálico no elemento de concreto pré-moldado.

Como as ações atuantes nas alças de içamento são normalmente dinâmicas, atendendo ao disposto na NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup>, elas devem ser projetadas para uma solicitação (de cálculo) estática equivalente, no mínimo igual a 4 vezes a solicitação obtida com a consideração exclusiva do peso próprio do elemento.

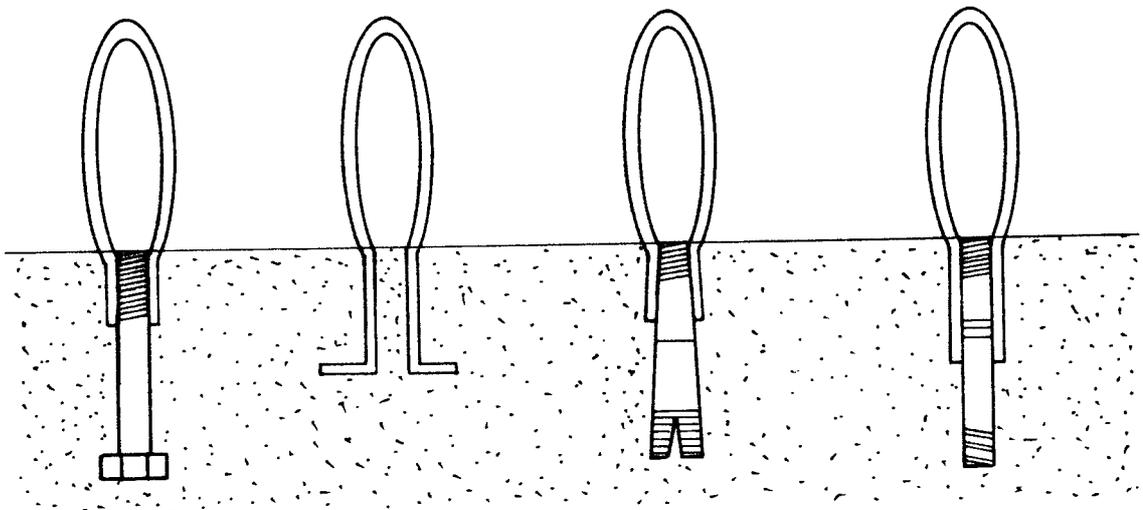


FIG. 3.103 - ALÇAS DE IÇAMENTO - Algumas sugestões de formas

No seu dimensionamento deve-se avaliar inicialmente a tração no aço e sua efetiva ancoragem no elemento de concreto pré-moldado. Na parte "interna" da alça é necessária a verificação da punção.

A NBR 9062<sup>[5]</sup> sugere a utilização de alças de içamento com o formato apresentado na fig. 3.104.

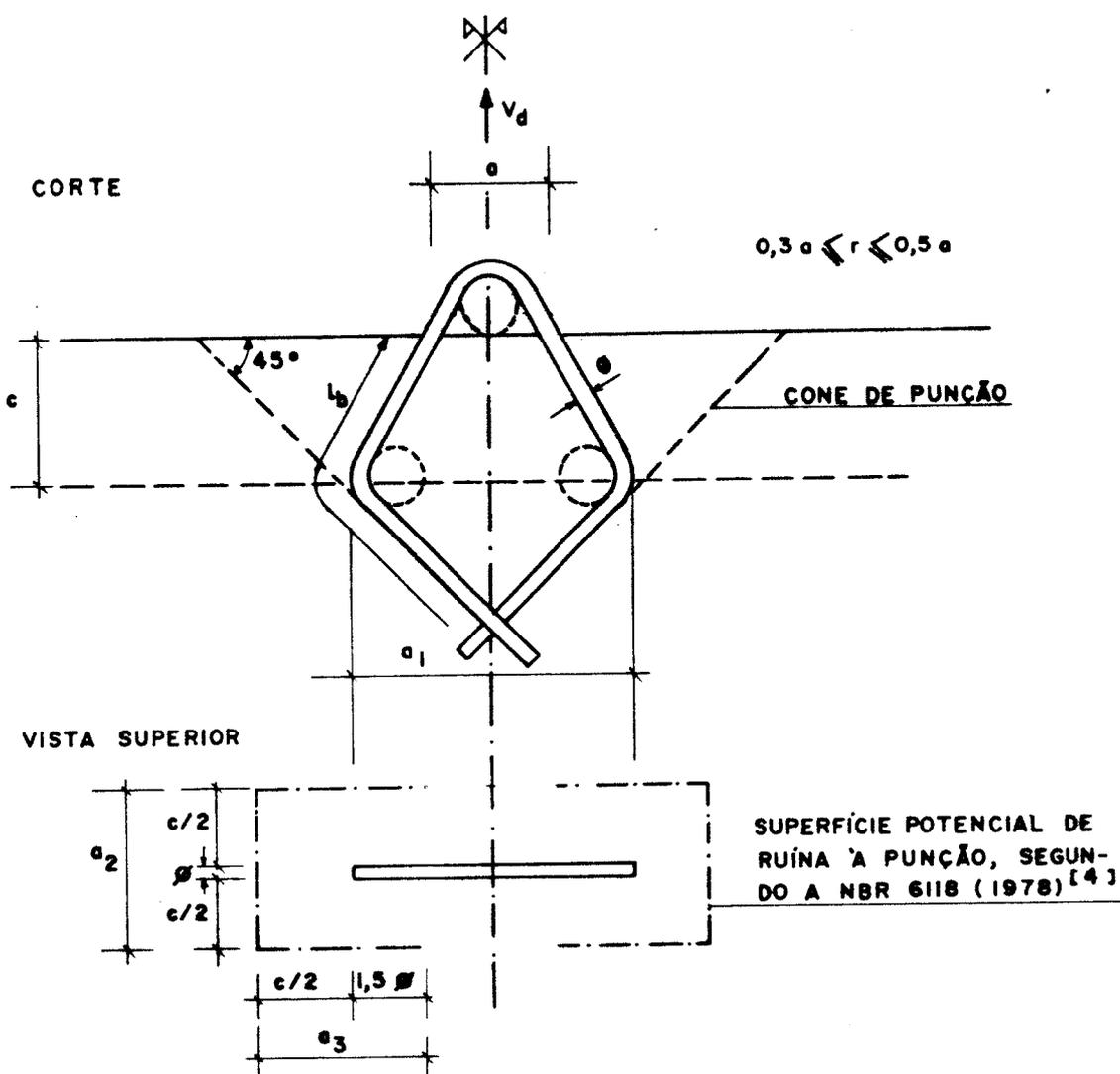


FIG. 3.104 - ALÇAS DE IÇAMENTO - Formato sugerido pela NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> e superfície potencial de ruína à punção.

Com base nas dimensões acusadas, tendo-se em conta que normalmente  $a \geq 3\phi$ , a superfície de ruína à punção, segundo a NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup> é dada por:

$$A = (2 a_2 + 4 a_3) c$$

Assim, como  $a_2 = \phi + c$ , e  $a_3 = c/2 + 1,5 \phi$ , tem-se:

$$V_u = \frac{630 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \left[ 8 (\phi + c/2) c \right] \quad (3.107)$$

onde:

- $V_u$  - solicitação de arrancamento última da alça, em "kN";
- $f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão, em "MPa".
- $\gamma_c$  - coeficiente de minoração da resistência do concreto, tomado igual a 1,4;
- $\phi$  - diâmetro da barra da alça de içamento, tomado em "m";
- $c$  - grandeza linear, tomada em "m", de acordo com a fig. 3.104.

Analogamente ao já exposto para os insertos, nos casos em que  $V_d \leq 0,5 V_u$  dispensa-se o uso de armadura transversal.

Para  $0,5 V_u < V_d \leq V_u$  deve-se dispor armadura transversal tal que a componente dos esforços que ela absorva, perpendicularmente à superfície do elemento de concreto, corresponda no mínimo a 75%  $V_d$ . Para essa armadura deve-se tomar  $f_{yd} \leq 300$  MPa e obedecer a faixa de distribuição de seus estribos sugerida na fig. 3.101.

## CAPÍTULO IV

### 4. SISTEMATIZAÇÃO DA ANÁLISE DAS LIGAÇÕES

O desenvolvimento tecnológico no campo das estruturas de concreto pré-moldado passa necessariamente pelo conhecimento mais completo do comportamento das ligações, permitindo-se o aperfeiçoamento das ligações conhecidas e a elaboração de alternativas mais seguras, econômicas e práticas.

Uma tendência que se observa na Industrialização da Construção, é a de exigência cada vez maior de sistemas construtivos mais flexíveis, sobretudo na área de edificações; isto é, o mercado consumidor não se satisfaz com soluções padronizadas e passa a requerer projetos personalizados. Assim, o repertório de soluções possíveis, em termos de ligações, deve ser continuamente aperfeiçoado e ampliado.

No Brasil, em especial, o desenvolvimento do setor de pré-moldados de concreto necessita de profissionais preparados e do incremento das atividades de pesquisa e desenvolvimento tecnológico, de modo a consolidar um "know-how" próprio, equiparado ao conhecimento internacional, porém adequado às peculiaridades nacionais.

Como contribuição para esse intento, apresenta-se neste capítulo um diagnóstico do estado-da-arte do Capítulo 3, buscando lançar as bases iniciais para a fundamentação de um programa de pesquisa de longo prazo sobre o assunto.

De uma análise geral dos critérios e metodologias de avaliação do desempenho estrutural das ligações, nota-se que ainda

existem lacunas de conhecimento do assunto.

O atual estágio tecnológico experimentado pelas ligações em estruturas pré-moldadas nem sempre acompanha a grande disseminação e expansão na utilização dessa técnica construtiva. O problema é maior no Brasil, onde o código normativo disponível apresenta restrições e não contempla muitas das ligações com potencial de uso.

A tomada de posição crítica sobre o desempenho das ligações inicia-se pela revisão sistemática dos principais requisitos, visando a identificação das possíveis deficiências de conhecimento, o que por si já fornece algumas indicações para estudos e pesquisas mais aprofundadas.

Ao mesmo tempo, a sistematização da análise das ligações estruturais permite uma visão global do campo de conhecimento, possibilitando aos pesquisadores o estabelecimento de diretrizes para pesquisa e desenvolvimento.

\* \* \*

O diagnóstico do comportamento estrutural de uma ligação é tarefa complexa.

Pelas ligações busca-se, em última análise, o restabelecimento da continuidade mecânica de uma estrutura, através da transferência de forças entre seus elementos estruturais constituintes. Como esta transferência nem sempre se verifica de maneira direta, as ligações caracterizam-se como pontos de singularidade da estrutura, onde normalmente não se aplicam as hipóteses básicas de deformação e de distribuição de tensões nas seções, utilizadas comumente nas teorias de análise estrutural.

Além disso, a definição do fluxo de forças em uma ligação, para se detectar o mecanismo resistente e, por fim, a sua carga de ruptura, por si só não basta. Diversos outros aspectos têm importância considerável na caracterização completa do desempenho estrutural de uma ligação e na definição do seu campo de aplicação.

O comportamento no estado limite de utilização (tipologia da fissuração, deformabilidade), o modo de ruptura provável (esmagamento do concreto, ruptura por escoamento do aço, deformabilidade

plástica exagerada, arrancamento do inserto), a influência da ruptura da ligação na segurança global da estrutura, a sua ductilidade, etc... são aspectos de grande importância e de compreensão imprescindível.

A análise sistemática dos principais requisitos condicionantes do desempenho global das ligações permitirá uma mais fácil associação de comportamentos semelhantes entre as várias ligações, propiciando ainda um julgamento mais completo.

Os requisitos eleitos foram:

- requisitos relativos à resistência;
- requisitos relativos ao comportamento em serviço;
- requisitos relativos aos aspectos construtivos e estética final.

Os principais aspectos relativos a estes requisitos são descritos a seguir:

a) requisitos relativos à resistência:

a1) mecanismo resistente

As ligações podem mobilizar um ou mais mecanismos resistentes na transmissão de forças entre os elementos.

No mais simples dos casos, a presença de uma única força ou binário garante a transferência de cargas, sendo o mecanismo facilmente identificado.

Em outras situações, onde a caracterização é mais complexa, em geral a identificação é feita por meio de dados disponíveis de ensaios-piloto sobre modelos físicos ou de experimentações numéricas (método dos elementos finitos e outros).

a2) fatores que afetam a resistência

É de grande importância a identificação dos condicionantes principais da resistência das ligações. Ela auxilia sobremaneira na busca de melhoria de desempenho e também nas especificações de execução e no detalhamento.

Obviamente, a resistência das ligações está diretamente relacionada à resistência dos materiais envolvidos (normalmente concreto e aço).

Contudo, outros aspectos podem condicionar a resistência, como é o caso da rugosidade superficial do concreto, arranjo de armaduras, eventuais condições desfavoráveis de execução ou montagem, etc., a serem analisados caso a caso.

### a3) configurações de ruína

A configuração de ruína está intimamente ligada ao conceito de segurança das ligações.

A ruína pode se dar por esgotamento da capacidade resistente dos materiais envolvidos (esmagamento do concreto ou do material de preenchimento das juntas, escoamento do aço, plastificação dos acessórios metálicos, punção, fendilhamento, ruptura da solda ou outros dispositivos de união), por perda de aderência do aço, por escorregamento entre superfícies em contato, etc. Pode ainda ser caracterizada pela perda de estabilidade de um componente da ligação ou da ligação como um todo.

É sempre interessante para as ligações o equacionamento de ruínas tipicamente dúcteis, uma vez que somente elas permitem a visão antecipada do fenômeno e a aplicação de medidas de correção efetivas.

Neste sentido, alguns autores sugerem que as ruínas frágeis potenciais nas ligações sejam evitadas com a utilização de coeficientes adicionais de segurança para esses fenômenos.

### a4) processo de cálculo

Para uma mesma ligação podem ser utilizados diferentes processos de cálculo, cada qual baseado em distintos conjuntos de hipóteses.

Os modelos matemáticos representativos do comportamento estrutural da ligação estão associados a métodos numéricos (elementos finitos, elementos de contorno), a modelos biela-tirante, ao conceito de atrito-cisalhamento, etc. Além disso, o processo de cálculo pode ser encaminhado em regime elástico ou plástico, seguindo-se as hipóteses assumidas. Os métodos plásticos normalmente

modelam com maior precisão os fenômenos e refletem melhor a tendência atual de análise nos estados limites, sendo por essa razão os mais empregados.

Nesta análise, os processos de cálculo disponíveis para cada ligação são identificados e sua adequação é avaliada em função da precisão das suas respostas e de sua praticidade de uso.

#### a5) coeficientes de segurança

O uso de um coeficiente de segurança adicional único para as ligações, conforme sugerido pelo PCI (1973)<sup>[48]</sup> é tendência ultrapassada.

Em recente artigo, JOHAL et alii (1991)<sup>[27]</sup> comentam que das seis prioridades gerais de pesquisa sugeridas pelo PCI, por seus associados e pela indústria no campo das estruturas pré-moldadas, uma delas diz respeito exclusivo ao estudo de coeficientes de segurança específicos para cada ligação.

Compartilhando desta postura mais atual, a análise da segurança foi aqui encaminhada independentemente para cada uma das ligações, analisando-se, na medida do possível, os mecanismos resistentes mobilizados, as configurações potenciais de ruína e seus efeitos.

#### a6) ductilidade

A ductilidade das estruturas pré-moldadas depende fundamentalmente da ductilidade de suas zonas críticas, constituindo as ligações uma dessas zonas.

A ductilidade de uma ligação pode ser definida como a relação entre a deformação no início de sua plastificação e a deformação última de ruína.

Está diretamente relacionada à capacidade de redistribuição de esforços da ligação, sendo sempre aconselhável a busca de ligações dúcteis.

Diversos autores recomendam a proteção das ligações de ductilidade reduzida com o uso de coeficientes de segurança adicionais no seu dimensionamento, promovendo assim o deslocamento das rótulas plásticas para locais dos elementos pré-moldados onde pos-

sam ser desenvolvidas.

É prática comum na análise da ductilidade de uma ligação a sua comparação com a ductilidade de uma estrutura monolítica semelhante.

#### a7) ações dinâmicas

As ações dinâmicas merecem análise independente e cuidadosa, uma vez que podem provocar nas ligações fenômenos como a fadiga (notadamente dos componentes metálicos), a perda de resistência por aderência e outros efeitos que são normalmente desconsiderados.

A relativa complexidade na realização de ensaios dinâmicos faz com que muitas vezes os seus efeitos sejam avaliados teoricamente, ou mesmo considerados indiretamente através de coeficientes de majoração dos carregamentos estáticos.

No geral, as ligações pouco deformáveis (feitas com soldagem ou com aderência concreto-concreto) não são adequadas para resistir solicitações dinâmicas.

No caso específico de sismos, é consenso entre os estudiosos a busca de ligações dúcteis, com grande capacidade de dissipação de energia.

A avaliação do comportamento das ligações frente às ações dinâmicas foi encaminhada basicamente através da interpretação dos resultados de ensaio disponíveis.

#### b) requisitos relativos ao comportamento em serviço

##### b1) fissuração

As ligações são regiões potenciais de fissuração nas estruturas pré-moldadas, tendo em vista as elevadas concentrações de tensões nelas verificadas.

Normalmente o seu controle é feito através de uma criteriosa limitação de tensões e detalhamento das armaduras nesta região.

Embora de importância considerável no comportamento geral das ligações - notadamente aquelas submetidas a carregamentos cíclicos reversíveis - a fissuração não tem sido sistematicamente analisada na maioria dos ensaios dos quais se tem notícias.

## b2) deformabilidade

Os dados relativos à deformabilidade das ligações são de fundamental interesse na análise do comportamento geral do sistema estrutural.

A deformabilidade de uma ligação é definida como o deslocamento (linear ou angular) produzido por um esforço unitário, sendo normalmente obtida através da realização de ensaios.

Pode ser também estimada teoricamente com uso de modelos em que se associam molas em série ou paralelo para idealizar o comportamento da ligação.

BLJUGER (1988)<sup>[7]</sup> analisa os aspectos condicionantes da deformabilidade das ligações, sugerindo modelos de análise e apresentando tabelas e diagramas para as ligações submetidas às solicitações de tração, compressão, cisalhamento e flexão.

## b3) interferências das variações volumétricas (retração, fluência, temperatura)

Os elementos de concreto armado estão sujeitos a constantes variações volumétricas. São causadas normalmente por fenômenos intrínsecos ao material como por exemplo a retração hidráulica, a deformação incremental ao longo do tempo e a deformação frente às oscilações da temperatura ambiente.

Quando restringidas, estas variações volumétricas - notadamente as axiais - provocam o surgimento de esforços internos adicionais, que podem ser significativos no caso das ligações de elementos pré-moldados e até condicionar o seu comportamento final. A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> fornece indicações simplificadas para levar em conta os efeitos desses fenômenos. Contudo, tem-se notícias de diversos estudos mais aprofundados a respeito do assunto<sup>[9], [55]</sup>.

O PCI (1973)<sup>[48]</sup> apresenta um modelo prático para essa análise, pelo qual a resposta é dada em termos de força de restrição à movimentação.

Neste trabalho, o fenômeno foi salientado em todas as ligações em que estas interferências são consideráveis.

#### b4) durabilidade

A garantia da durabilidade dos componentes de uma ligação é fundamental para que se possa assegurar um comportamento estrutural adequado do conjunto.

As ligações apresentam grande concentração de materiais metálicos, e muitas vezes ficam expostas ao tempo, sendo portanto focos potenciais de aparecimento de corrosão.

A proteção usual desses elementos se dá através do seu recobrimento com argamassa de boa adesividade. Em outras situações são também recomendadas as pinturas epóxicas.

Nota-se, contudo, que tanto ao nível nacional quanto internacional, há uma falta generalizada de dados comprobatórios da eficiência dessas medidas e mesmo do estado atual das ligações nessas construções pré-moldadas.

Neste trabalho, a análise da durabilidade das ligações foi encaminhada qualitativamente, ressaltando-se as ligações que merecem cuidados especiais nesse sentido.

#### b5) resistência ao fogo

Os danos causados pelo fogo variam bastante de ligação para ligação, sendo maiores nas ligações que apresentam elementos metálicos e colas à base de resinas.

A proteção desses elementos se dá normalmente com a utilização de revestimentos de argamassa, com espessuras de recobrimento maiores que as especificadas para as armaduras dos elementos pré-moldados.

É recomendado que a proteção garanta a estabilidade da ligação durante um determinado tempo de atuação do fogo.

Na falta de normas específicas que regulamentem o assunto para as estruturas pré-moldadas, são normalmente utilizados os padrões de comportamento preconizados para o concreto armado convencional, como os indicados pelo CEB-FIP (1982)<sup>[11]</sup>.

Novamente aqui, a análise do fenômeno foi encaminhada qualitativamente, ressaltando-se as ligações que merecem cuidados especiais nesse sentido.

c) requisitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

Neste item, as ligações foram analisadas quanto à facilidade de execução, tolerâncias admissíveis, necessidade de escoramento e estética final.

Curiosamente, nota-se que estes qualificativos das ligações têm na maioria das vezes governado a escolha das ligações potenciais para uso: as ligações de execução mais simples, com menores exigências construtivas e maior tolerância dimensional têm invariavelmente sido as eleitas, notadamente nos sistemas construtivos nacionais.

\* \* \*

Apresenta-se, a seguir, a análise sistemática das ligações.

#### 4.1 LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR

##### 4.1.1 com embutimento do pilar em colarinho do elemento de fundação (fig. 3.1)

###### a) Quesitos relativos à resistência

Embora esta ligação seja bastante utilizada, são poucos os estudos experimentais realizados para comprovação do seu comportamento estrutural.

O modelo teórico de cálculo apresentado por LEONHARDT (1978)<sup>[31]</sup> para a transmissão de forças do pilar às paredes do colarinho é o mais aceito. O momento fletor ( $M_d$ ) e a força horizontal ( $H_d$ ) atuantes provocam o surgimento de tensões no contato do pilar com as paredes transversais do colarinho. Estes esforços resultantes são transmitidos às paredes longitudinais, que funcionam como consolos engastados no elemento de fundação, conforme ilustrado na fig. 3.3. A força vertical ( $V_d$ ) é transmitida à fundação através do contato entre o pilar e as paredes do colarinho, com eventual contribuição do apoio direto do pilar na laje do elemento de fundação.

Resultados de ensaios realizados no CSTC- "Centre Scientifique et Technique de la Construction", na Bélgica, mostraram que os principais parâmetros condicionantes da ruína da ligação são a natureza do contato entre o pilar e as paredes do colarinho (contato liso ou rugoso) e o comprimento de engastamento do pilar. Nestes ensaios, considerando-se preenchimento da junta somente nos pontos de atuação de  $H_{od}$  e  $H_{ud}$  (fig. 3.4) - para caracterizar a situação de interface de contato lisa - a relação entre as cargas de ruptura experimental e teórica (modelo de LEONHARDT <sup>[31]</sup>) foi superior a 1,5 para  $L_{eng} = h$  e superior a 2,5 para  $L_{eng} = 1,5 h$ . Nos ensaios com preenchimento total da junta, a mesma relação foi superior a 3,0.

A ruína da ligação pode ocorrer por punção na laje do elemento de fundação ou por ruptura do colarinho.

O processo de cálculo de LEONHARDT <sup>[31]</sup> considera necessária a verificação da punção somente nos casos de interfaces de contato lisas. Para os casos de interfaces rugosas admite a transferência integral da força  $V_d$  através das paredes verticais dos elementos ligados.

Na verificação do colarinho, assume inicialmente uma distribuição parabólica de tensões no contato do pilar com as paredes transversais do colarinho (distribuição distinta para os casos de contatos com paredes lisas ou rugosas). Esses esforços são então transmitidos às paredes longitudinais que, comportando-se como consolos engastados na laje do elemento de fundação, têm suas armaduras verticais determinadas através do modelo de biela e tirante.

Experimentações numéricas têm mostrado que o modelo de biela e tirante de LEONHARDT <sup>[31]</sup> é bastante severo na limitação da tensão na biela de compressão. Assim, embora os poucos ensaios experimentais realizados não tenham feito a caracterização da ruína potencial dos modelos, admitindo-se como garantida a segurança à punção, a configuração de ruína esperada é a de ruptura por perda de aderência ou por escoamento da armadura (estribos verticais) na parede do colarinho.

Os ensaios realizados no CSTC, na Bélgica, mostram que o modelo teórico de LEONHARDT <sup>[31]</sup> fornece, em princípio, resultados a favor da segurança.

Contudo, as informações sobre a dispersão dos resultados de ensaio e sobre a ruína potencial dos modelos são restritas. Além disso, não se tem notícias da avaliação experimental do comportamento da ligação sob solicitações dinâmicas, sendo complexa a previsão teórica de sua ductilidade.

Por essas razões, parece razoável a adoção de um coeficiente de segurança adicional no dimensionamento da ligação, condicionando o desenvolvimento da plastificação à base do pilar - fora da ligação - e conferindo à ligação ductilidade semelhante à de uma estrutura monolítica.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Novamente aqui, as poucas informações disponíveis sobre os ensaios realizados não permitem uma análise mais embasada do comportamento da ligação nas solicitações de serviço.

Contudo, a prática tem revelado que nesta fase de comportamento a ligação não apresenta grandes tendências de fissuração e deformação intensa, que possam comprometer sua eficiência e durabilidade.

Não são necessários cuidados especiais de proteção da ligação contra agentes agressivos e fogo, uma vez que ela fica normalmente enterrada e não apresenta elementos metálicos aparentes.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

Nestes quesitos revela-se o grande potencial de aplicação da ligação, justificando-se as razões de sua escolha na maioria das construções pré-moldadas, notadamente no Brasil.

A ligação é de execução simples, permitindo que sejam facilmente corrigidas as imprecisões dimensionais de execução e montagem.

O escoramento do pilar, durante a fase de montagem, pode ser executado de maneira prática, com uso de pequenas cunhas de madeira posicionadas na junta entre o pilar e o colarinho do elemento de fundação.

Conforme já colocado, a ligação fica normalmente enterrada, sem comprometimento estético da edificação.

#### 4.1.2 com soldagem das armaduras salientes do pilar (fig. 3.6)

##### a) Quesitos relativos à resistência

O mecanismo resistente desta ligação é mobilizado com o surgimento de um binário.

Na fase de montagem, antes do endurecimento do concreto de preenchimento da ligação, as forças de tração e compressão estão quase sempre concentradas somente nas armaduras soldadas.

Na fase de utilização final, o concreto de preenchimento já endurecido contribui no mecanismo resistente, que passa a ser semelhante ao do pilar.

Os aspectos condicionantes do comportamento da ligação e de sua ruína são a resistência à compressão do concreto de preenchimento da junta e a resistência à tração das barras de aço e de sua solda.

A configuração de ruína mais aconselhável ocorre com a ruptura do aço das armaduras por escoamento, uma vez que tanto a ruptura da solda por tração quanto a ruptura por esmagamento do concreto de preenchimento da junta são caracterizadas como frágeis e portanto indesejáveis.

O processo elementar de cálculo, deve, se possível, condicionar este tipo de ruína. Para levar em conta a dificuldade de adensamento do material de preenchimento da junta e a possibilidade de plastificação de suas bordas - sugerida por alguns autores - é aconselhável que se exijam elevados níveis de resistência à compressão para esse material. O comprimento de soldagem das barras salientes pode ser avaliado com o uso de um coeficiente de segurança adicional ( $\gamma_n = 1,20$ , por exemplo), aplicado sobre o coeficiente de majoração das cargas ( $\gamma_f$ ).

Cuidados especiais são necessários no processo de soldagem. Tendo em vista a lacuna existente nas especificações de soldagem das normas brasileiras, deve-se, dentro do possível, obedecer às especificações internacionais.

Com as regras de detalhamento expostas, a ductilidade da ligação fica, em princípio, semelhante à de uma estrutura monolítica.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Depois de concluída, a ligação apresentará fissuração e deformabilidade semelhantes às observadas em estruturas monolíticas.

Cuidados especiais na garantia da durabilidade da ligação só se farão necessários caso decorra um prazo considerável entre a soldagem das barras e a colocação do concreto de preenchimento.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A ligação requer uma execução cuidadosa, principalmente quanto à soldagem.

Embora nestes casos o soldador tenha condições de se posicionar adequadamente para o desempenho de sua tarefa, as possibilidades de falha são grandes (aquecimento exagerado das barras de aço, dificuldade de controle dimensional da solda, etc...)

O posicionamento das barras a serem soldadas deve ser preciso. Muitas vezes, como opção para se contornar esta exigência, utilizam-se chapas de aço de cobrejunta, ou outros detalhes equivalentes (fig. 3.7).

A região da ligação a ser preenchida com concreto deve estar limpa e ser previamente umedecida.

Além de se tomar todos os cuidados necessários para garantir a boa compactação da junta, é prática comum a utilização de aditivos expansores ou a execução desse preenchimento em dois estágios: adiciona-se inicialmente concreto, deixando-se um pequeno espaço entre o topo desse concreto e a superfície do elemento superior, que será preenchido com argamassa não retrátil ou graute.

A ligação normalmente não requer escoramento depois de procedida a soldagem, e seu aspecto final é semelhante ao de uma estrutura monolítica.

4.1.3 com embutimento de armaduras salientes do pilar  
(fig. 3.9)

a) Quesitos relativos à resistência

Nesta ligação mobiliza-se um binário constituído pela

força de tração (arrancamento) na armadura embutida no elemento de fundação e pela compressão no concreto de preenchimento.

Os fatores condicionantes do comportamento estrutural da ligação são a resistência à compressão do concreto de preenchimento da junta e a resistência ao arrancamento dos varões da armadura.

A resistência ao esmagamento do concreto da junta é controlada com certa facilidade, seguindo-se os procedimentos já apresentados para a ligação anterior.

Relativamente aos varões tracionados da armadura, a ruptura pode ocorrer de diversas formas:

- i) ruptura por escoamento da armadura embebida;
- ii) ruptura por perda de aderência entre a armadura e o graute de preenchimento;
- iii) ruptura das bainhas metálicas, quando existentes;
- iv) ruptura do concreto nas vizinhanças dos vazios ou bainhas do elemento de fundação.

Novamente aqui, a configuração de ruína mais adequada se dá com a ruptura dúctil por escoamento das armaduras.

O critério de avaliação da ligação proposto pelo PCI (1973)<sup>[48]</sup> e apresentado no cap. 3, indiretamente condiciona essa ruptura: fixa o comprimento de ancoragem das barras embutidas em bainhas metálicas, com base em resultados de ensaios de arrancamento e através de disposições construtivas impede a ruptura pelas formas iii) e iv) apresentadas.

Alguns autores têm sugerido a adoção de um coeficiente de segurança adicional na avaliação do comprimento de ancoragem necessário para as barras tracionadas. De fato, a formulação do PCI para o caso (eq. 3.11) admite uma tensão de aderência última da ordem de 7 MPa, que pode ser considerada elevada para os padrões nacionais. Aconselha-se portanto aqui a avaliação do comprimento de ancoragem pela eq. 3.16, seguindo prescrições da NBR 6118 (1978)<sup>[4]</sup>.

Sendo a ruína condicionada por escoamento da armadura, a ductilidade esperada para a ligação será, em princípio, semelhante a de uma estrutura monolítica.

Ainda não se dispõe de informações para o comportamento da ligação frente a solicitações dinâmicas.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

A fissuração na região de embutimento das armaduras dos pilares está controlada pela armadura de confinamento adotada pela proposta do PCI (1973)<sup>[48]</sup>.

Não são disponíveis dados de ensaio sobre a deformabilidade da ligação em solicitações de serviço.

A ligação não exige cuidados especiais para se garantir sua durabilidade frente à ação de agentes agressivos e fogo.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A ligação merece execução cuidadosa.

As tolerâncias dimensionais são reduzidas e é necessário evitar que as barras salientes do pilar se entortem ou sofram desvios durante o manuseio e transporte desses elementos. O nivelamento e prumo do pilar são obtidos de maneira tradicional, com uso de calços e cunhas.

As condições de preenchimento efetivo dos vazios ou bainhas com graute são garantidas através da fixação de um diâmetro mínimo desse duto, conforme procede o PCI (1973)<sup>[48]</sup>, e, sempre que possível, pelo lançamento do graute antes do embutimento das armaduras.

É necessária a manutenção do escoramento no pilar até o endurecimento do graute.

O aspecto final da ligação é idêntico ao de uma estrutura monolítica.

#### 4.1.4 com chapas e parafusos (fig. 3.10)

a) Quesitos relativos à resistência

O mecanismo resistente desta ligação é normalmente um binário.

Na fase de montagem, o binário se desenvolve unicamente nos parafusos de ancoragem.

Na fase de utilização final da ligação, o graute já endurecido colabora no mecanismo resistente.

Em todas as fases a placa de aço de base estará submetida à flexão, condicionando o comportamento estrutural da ligação, assim como condicionam a resistência à tração dos parafusos ou chumbadores e a resistência à compressão do graute de preenchimento.

As configurações de ruína possíveis encontram-se bem caracterizadas por diversos ensaios laboratoriais <sup>[14],[30]</sup>. Os resultados revelam que para as ligações dimensionadas segundo o modelo plástico (fig. 3.12), nos casos de solicitações com pequenas excentricidades, a ruptura ocorre normalmente por esmagamento do concreto da fundação. Nos demais casos a ruína se dá por plastificação da placa de base - caso de placas muito finas - ou dos parafusos (chumbadores).

No processo de cálculo, a avaliação da força de tração (arrancamento) dos parafusos pode ser feita pelo método plástico. A espessura da placa de base deve ser analisada durante a fase de montagem e na fase de serviço, através de expressões simplificadas, como as propostas pelo PCI (1973)<sup>[48]</sup> - eqs. 3.13, 3.14 e 3.18 - ou, preferivelmente, com métodos mais precisos (por exemplo, método dos elementos finitos).

Neste tipo de ligação, durante a fase de montagem, a placa de base do pilar superior apoia-se nas porcas dos parafusos salientes do elemento inferior. Somente na fase seguinte é feito o preenchimento do espaço deixado entre a placa de base e o elemento inferior.

Assim sendo, todos os esforços solicitantes (peso próprio do pilar, ação do vento sobre o pilar e sobre os outros elementos construtivos a ele vinculados, esforços de içamento e montagem) são transferidos de um elemento ao outro através da placa de base (fig. 4.1).

Para o caso específico de ligação com carregamento predominante de flexão ( $M_{\text{atuante}} \gg V_{\text{atuante}}$ ) durante a fase de montagem, o PCI desconsidera o efeito da força normal no seu modelo de cálculo (eq. 3.14).

A validade desta hipótese simplificadora foi aqui analisada teoricamente, com uso do programa computacional elaborado por professores do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

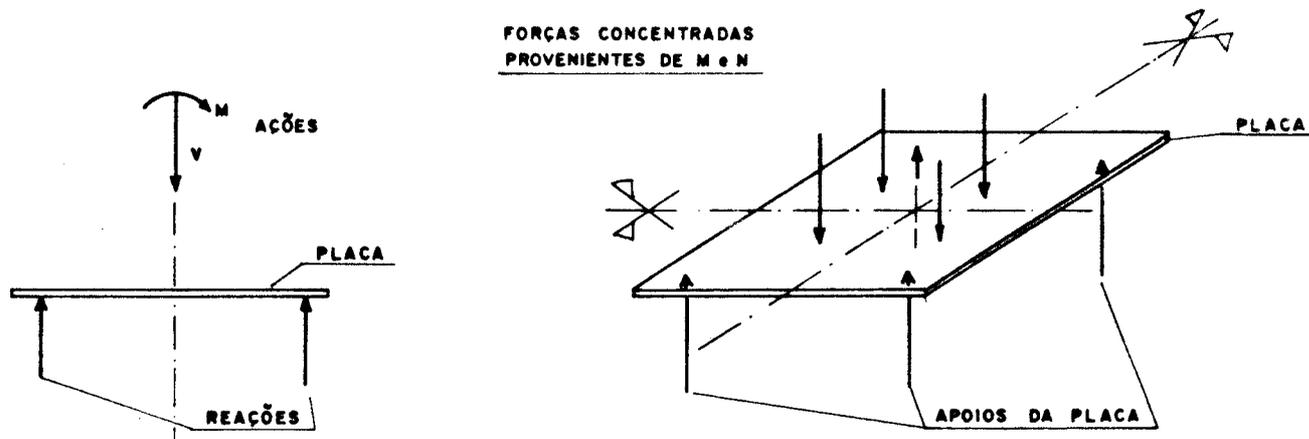


FIG. 4.1 - LIGAÇÃO FUNDAÇÃO-PILAR - Esquema de carregamento da placa de base

O programa foi aplicado para a situação estática e de carregamento da fig. 4.1, considerando-se força normal e momento fletor unitários, que foram posteriormente combinados para compor o carregamento real (extraído de tabelas do PCI (1973)<sup>[48]</sup>, para possibilitar as comparações pretendidas).

A resposta do programa foi dada em termos de momentos fletores atuantes  $M_x$ ,  $M_y$  e  $M_{xy}$ , e o pós-processamento dos resultados iniciais, para obtenção das espessuras das placas de base, foi executado utilizando-se o critério da energia de distorção<sup>[60]</sup> e planilha eletrônica.

A espessura final da placa de base, para a modelagem matemática, foi calculada pela expressão:

$$M = b_w \frac{t}{2} f_y \frac{t}{2} , \text{ onde:} \quad (4.1)$$

$M$  - momento fletor máximo atuante, obtido pela aplicação do critério da energia de distorção;

$b_w$  - largura de consideração da placa (no caso, tomada igual a 1 cm, pois os esforços eram dados em tf.cm/cm);

t - espessura da placa;

$f_y$  - tensão de escoamento do aço da placa ( $f_y = 2,5tf/cm^2$ ).

As espessuras obtidas para a placa, de acordo com a formulação do PCI (eq. 3.14) e a análise pelo método dos elementos finitos - com ou sem força normal atuante - são mostradas na tab.4.1.

Nota-se que o método de cálculo exato, através de modelagem com elementos finitos, sugere valores de espessura da placa de base superiores aos obtidos com a formulação simplificada. A diferença, da ordem de 30% a 40%, pode ser ainda maior no caso de consideração de coeficientes de segurança para o método exato (na formulação do PCI o coeficiente de segurança é  $\frac{1}{0.90} = 1.11$ ).

Por outro lado, nota-se também que a consideração da força normal não altera significativamente os resultados de espessura final.

b (cm)	$x_t$ (cm)	F (kN)	espessura da placa (cm)			(2) (1)	(3) (1)	(3) (2)
			PCI (1)	model. matemática s/ N (2)	matemática c/ N (3)			
46	9.5	145.21	2.20	2.90	3.20	1.32	1.45	1.10
46	9.5	256.54	2.90	3.80	4.05	1.31	1.40	1.06
51	10.8	256.54	2.90	3.80	4.05	1.31	1.40	1.06
51	10.8	401.76	3.80	4.75	4.95	1.25	1.30	1.04
66	10.8	256.54	2.50	3.50	3.80	1.40	1.52	1.08
66	10.8	401.76	3.20	4.35	4.55	1.36	1.42	1.04

b - largura da placa de base

$x_t$  - distância entre o parafuso ancorado no elemento inferior e a armadura tracionada do elemento superior

F - força de tração no parafuso ancorado no elemento inferior ( $M_{atuante} \cong 0,90.b.F$ )

TAB. 4.1 - Comparação entre espessuras finais das placas de base das ligações FUNDAÇÃO-PILAR ou PILAR-PILAR, seguindo-se diversas formulações

Não se tem notícias de ensaios dinâmicos realizados com estas ligações. SANTOS<sup>[59]</sup> comenta contudo que no caso de avaliação da ligação pelo método elástico, há grande probabilidade do

comportamento plástico ser mobilizado na extremidade do pilar, obtendo-se assim ductilidade semelhante à de uma estrutura monolítica.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

A ligação não apresenta tendências de fissuração. Contudo, é sempre importante a avaliação cuidadosa dos comprimentos de ancoragem dos parafusos e a adoção de armaduras de confinamento (eq. 3.12), no caso de ocorrência de solicitações alternadas.

Comprovando a expectativa, os ensaios laboratoriais realizados mostram que a ligação apresenta rigidez inferior à das seções monolíticas. O percentual de redução da rigidez é bastante variável, em função da rigidez das placas de base e parafusos e da excentricidade da força atuante. O diâmetro dos parafusos de ancoragem tem pouca influência na rigidez da ligação quando são utilizadas placas de base de pequena espessura.

A realização de ensaios laboratoriais com a ligação é oportuna. Permitirá o estudo da influência desses parâmetros na rigidez da ligação, calibrando ainda modelos matemáticos para análise do fenômeno.

É necessária a adoção de medidas de proteção da ligação contra os agentes agressivos e o fogo. Normalmente recobre-se os elementos metálicos com uma camada de concreto ou argamassa, de espessura avantajada, cuidando-se para garantir sua perfeita aderência às superfícies metálicas. Outros tipos de materiais (resinas epóxicas, pinturas especiais) ou técnicas (galvanização) têm eficiência parcial.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A ligação apresenta execução trabalhosa. Exige-se precisão quase absoluta no posicionamento dos elementos metálicos (placas de base, cantoneiras etc), que muitas vezes inviabilizam a produção dos elementos "em linha".

Para as ligações com placas de base apresentando dimensões iguais às da seção do pilar, deve-se cuidar da efetiva compactação do concreto nas proximidades dos elementos metálicos.

Em contrapartida às severas exigências construtivas, a ligação proporciona fácil obtenção de nível e prumo do pilar, e rapidez na liberação do escoramento.

Nas situações normais, apenas a ligação com chapas "embutidas" apresenta estética semelhante à das estruturas monolíticas.

## 4.2 LIGAÇÃO PILAR-PILAR

### 4.2.1 Fora do nível do piso

#### 4.2.1.1 com soldagem das armaduras salientes (fig. 3.15-a)

##### a) Quesitos relativos à resistência

Valem, no geral, as mesmas considerações feitas para a ligação 4.1.2 retro.

Nesta ligação, as severas imposições da NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> no tocante à pressão de contato entre os elementos podem tornar esse aspecto condicionante na fase de montagem. Embora estas limitações contrastem com as sugeridas por outros códigos normativos e manuais técnicos, não se dispõem ainda de informações suficientes para um julgamento embasado.

##### b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Valem, no geral, as considerações feitas para a ligação 4.1.2 retro.

##### c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

As considerações da ligação 4.1.2 são válidas.

Contudo, como aspectos que dificultam ainda mais a execução, tem-se, neste caso, a posição desfavorável de trabalho do operador da solda e o escoramento trabalhoso do segmento superior do pilar, notadamente para os casos em que ele atinge comprimentos consideráveis (pilar multi-pavimentos).

#### 4.2.1.2 com luvas rosqueáveis

(fig. 3.15-b)

##### a) Quesitos relativos à resistência / comportamento em serviço

As ligações executadas com luvas rosqueáveis têm sido pouco estudadas.

As informações disponíveis não permitem uma análise mais criteriosa dos seus aspectos de resistência e utilização em serviço.

A simples adoção de coeficientes de segurança adicionais não garante um comportamento seguro da ligação, que poderá, nos casos de solicitações elevadas, apresentar ductilidade insuficiente para acompanhar as deformações impostas à armadura do pilar, nas proximidades da ruína.

##### b) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A ligação requer a execução primorosa no tocante à garantia de limpeza dos trechos com rosca das barras e no controle do comprimento mínimo de rosqueamento.

Exige rigorosa precisão no posicionamento das barras, permitindo somente pequenos ajustes para obtenção de nivelamento e prumo do segmento superior do pilar.

Possibilita normalmente a retirada imediata do escoramento, apresentando estética final semelhante à de uma estrutura monolítica.

#### 4.2.1.3 com chapas e parafusos (fig. 3.15-c)

##### a) Quesitos relativos à resistência

Esta ligação é semelhante à ligação 4.1.4 já apresentada. Neste caso específico, as dimensões da placa de base estão limitadas às dimensões do pilar.

O mecanismo resistente mobilizado é normalmente um binário, desenvolvido pelas armaduras salientes, na fase de montagem e

pela seção global do pilar, na fase de utilização final.

Na fase de montagem a placa de base e as armaduras salientes dos segmentos de pilar condicionam o comportamento da ligação. A ruína pode ser configurada por plastificação da chapa de ligação, por plastificação da armadura submetida à tração, ou por flambagem da armadura comprimida, nos casos de atuação de elevadas forças normais.

Na fase de utilização final, o comportamento da ligação é governado pela resistência das armaduras e do concreto de preenchimento. As configurações de ruína possíveis são as de um pilar submetido à flexo-compressão.

O processo de cálculo, embora trivial, deve contemplar a análise de todas as configurações de ruína possíveis, acima listadas. A avaliação da espessura da chapa pode ser feita com a formulação proposta pelo PCI (eqs. 3.13, 3.14 e 3.18) ou com modelagens numéricas, empregando por exemplo, o método dos elementos finitos.

Embora alguns manuais salientem os problemas de montagem das ligações que apresentam placas de ligação muito flexíveis, eles não sugerem a adoção de coeficientes de segurança adicionais no caso dessa verificação específica.

Ensaio com carregamentos cíclicos realizados por DOLAN et alii (1987)<sup>[15]</sup> com ligações parafusadas semelhantes à apresentada na fig. 3.15-c revelaram que o escoamento dos parafusos respondeu por grande parte da capacidade de dissipação de energia da ligação.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

A ligação revela grande probabilidade de ocorrência de fissuração. A placa de base caracteriza um plano de descontinuidade do concreto, condicionando o fenômeno.

Parece assim aconselhável a adoção de placas de base com furação que promova um melhor contato entre as partes unidas - desde que isto não comprometa sensivelmente a resistência da placa - e um detalhamento de armaduras cuidadoso.

Embora não se tenha notícias de avaliação experimental da deformabilidade da ligação, é esperado para ela um comportamento mais deformável que o observado nas outras ligações PILAR-PILAR.

Novamente aqui, a realização de pesquisas experimentais com a ligação permitirá uma avaliação mais precisa de sua deformabilidade.

A ligação, depois de concluída, apresentará durabilidade e resistência ao fogo semelhantes às de uma estrutura monolítica.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

Valem, no geral, as observações feitas para a ligação

4.1.4.

#### 4.2.1.4 com embutimento das armaduras salientes (fig. 3.15-d)

a) Quesitos relativos à resistência

Valem, no geral, as observações feitas para a ligação

4.1.3.

O comprimento de embutimento da armadura saliente do pilar - um dos principais condicionantes do comportamento da ligação - não apresenta ainda formulação específica para sua avaliação. Sugere-se, assim, a aplicação de um coeficiente de segurança adicional nesta avaliação, que normalmente é feita com formulações alternativas.

Assim como no caso da ligação FUNDAÇÃO-PILAR, é aconselhável a adoção de armadura "de confinamento", segundo a eq. 3.12.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Valem as considerações feitas para a ligação 4.1.3.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

Valem, no geral, as colocações feitas para a ligação

4.1.3.

Neste caso específico, são maiores as dificuldades construtivas pelo fato do trabalho se desenvolver fora do nível do piso.

#### 4.2.2 Ao nível do piso

##### 4.2.2.1 com apoio das vigas nas laterais do pilar ligação com embutimento das armaduras salientes (fig. 3.19-a)

Tendo em conta que o apoio das vigas no pilar não traz interferência à ligação entre os segmentos de pilar, a análise global da ligação PILAR-PILAR é idêntica à já apresentada no caso 4.2.1.4 retro.

##### 4.2.2.2 com apoio das vigas no pilar inferior ligação com chapas e parafusos (fig. 3.19-b)

###### a) Quesitos relativos à resistência

A esta ligação são associados os conceitos gerais apresentados na ligação 4.2.1.3 anterior.

A interferência das vigas que se apoiam no pilar inferior obriga a utilização de armaduras secundárias com comprimentos maiores (acentua-se o problema da flambagem) e com maiores excentricidades em relação à armadura principal (transferência de carregamentos mais problemática).

Qualquer movimentação nas vigas ou até mesmo um pequeno esmagamento nas suas regiões de contato poderão induzir o processo de ruína da ligação, que fica assim extremamente vulnerável.

O diagnóstico do comportamento estrutural da ligação no estado limite último só poderá ser avaliado por completo com a realização de ensaios laboratoriais.

###### b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

A região de concreto moldado "in loco" da ligação parece ter grande tendência à fissuração, por conta do "enfraquecimento" da seção e da disposição desfavorável da armadura secundária. Estes fatos, aliados à possível movimentação horizontal da viga, apontam também para uma grande deformabilidade da ligação.

A fissuração e deformabilidade poderão interferir na resistência da ligação aos agentes agressivos.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A ligação exige execução precisa, por conta das pequenas tolerâncias do elemento metálico.

O processo de escoramento é convencional, sendo liberado com rapidez.

A aparência da ligação, depois de sua conclusão, é semelhante à de uma estrutura monolítica.

#### 4.2.2.3 com viga atravessando o pilar ligação com embutimento das armaduras salientes (fig. 3.20)

a) Quesitos relativos à resistência

A ligação foi objeto de estudos experimentais desenvolvidos por SOMERVILLE (1967,1972)<sup>[65],[66],[67]</sup> junto à "Cement and Concrete Association", em Londres.

"The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> relata brevemente os resultados obtidos. Embora não faça referências específicas ao mecanismo resistente da ligação, salienta que ela apresenta uma forma de ruptura potencial, causada pelo esmagamento de faces opostas dos pilares superior e inferior, forçando uma rotação da viga em torno de seu eixo longitudinal.

Análises mais profundas sobre o comportamento resistente da ligação serão possíveis, eventualmente, de posse dos resultados completos dos ensaios.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

A ligação parece ser bastante deformável. Tendo-se em vista que a ligação tem grande potencial de uso, é justificável a realização de pesquisas experimentais visando esclarecer melhor este fenômeno.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

Valem, as considerações feitas para a ligação 4.1.3.

### 4.3 LIGAÇÃO VIGA-PILAR

#### 4.3.1 com apoio da viga no pilar

(figs. 3.21-a e 3.21-b)

a) Quesitos relativos à resistência

Nesta ligação processa-se uma transmissão simples de forças entre os elementos envolvidos.

A resistência é governada pelo tipo de material da interface (junta a seco, camada de argamassa ou concreto, dispositivos metálicos, almofadas de neoprene), pela resistência à compressão do concreto e pelo detalhe de armadura dos elementos, na região da ligação.

Sua ruína poderá ocorrer por esmagamento localizado do concreto dos elementos, pela ruína do material da interface, por fendilhamento do concreto no elemento de apoio (pilar) ou por cisalhamento na viga.

O processo de cálculo da ligação apresenta-se bem diagnosticado.

A ruína por esmagamento do concreto é contornada com a limitação da pressão de contato entre os elementos.

Conforme já comentado para a ligação 4.2.1.1, as severas exigências da NBR 9062 a respeito do assunto contrastam com as recomendações de outros órgãos normativos e entidades. É de grande importância o esclarecimento completo do fenômeno, que tem ocorrência freqüente nas ligações de estruturas pré-moldadas, justificando-se portanto o planejamento de pesquisas neste sentido.

O dimensionamento dos eventuais aparelhos de apoio de neoprene é feito considerando-se diversas condições de segurança. O modelo de cálculo proposto apresenta conclusiva comprovação experimental de sua segurança.

O fendilhamento no pilar e o cisalhamento na viga são combatidos com o uso de armaduras convenientemente detalhadas. As propostas da NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> e do PCI (1973)<sup>[4B]</sup> para o caso são semelhantes. A formulação do PCI, baseada no conceito de atrito-cisalhamento resulta em áreas de armadura um pouco maiores.

A ligação tem seu comportamento estrutural perfeitamente diagnosticado, com definição clara do fluxo de forças. Os processos de cálculo disponíveis têm, na maioria das vezes, rica comprovação experimental de sua segurança. Por estas razões, dispensa-se o uso de coeficientes de segurança adicionais.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

A fissuração na região da ligação é controlada pelas armaduras nas extremidades dos elementos.

A ligação é bastante deformável. Quando da utilização de aparelhos de apoio de neoprene, os giros e deslocamentos máximos são facilmente avaliados com base nas condições de segurança apresentadas no processo de cálculo.

Para garantia da durabilidade da ligação deve ser prevista proteção dos eventuais elementos metálicos contra agentes agressivos. O meio de proteção mais efetivo consiste no recobrimento desses elementos com camada de concreto ou argamassa.

Os aparelhos de apoio de neoprene requerem manutenção periódica.

A ação do fogo compromete o funcionamento dos aparelhos de apoio de neoprene e dos dispositivos metálicos, não implicando, necessariamente na ruína da ligação.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

Estas ligações são de execução extremamente fácil, razão pela qual têm utilização rotineira nos sistemas construtivos pré-fabricados.

Apresentam grandes tolerâncias dimensionais e não necessitam de escoramento.

A interface da ligação fica visível, na maioria das vezes, dando à ligação um acabamento diferente do observado nas estruturas monolíticas.

#### 4.3.2 com apoio da viga em consolo de concreto (figs. 3.21-c e 3.21-d)

##### a) Quesitos relativos à resistência

Os consolos são elementos estruturais que têm sido estudados à exaustão. A cada dia são propostos novos aperfeiçoamentos aos modelos teóricos já existentes, buscando tornar seu cálculo mais preciso.

Contudo, a não linearidade de deformações, a fissuração e a concentração de tensões que se verificam nos consolos fazem com que o problema fique de difícil solução exata.

Dentre os vários modelos teóricos empregados para interpretação do mecanismo resistente dos consolos, destacam-se o modelo de biela e tirante e o modelo de atrito-cisalhamento.

A relação  $a/d$  (fig. 3.31) e o detalhamento de armaduras adotado interferem no mecanismo resistente e condicionam o comportamento estrutural dos consolos.

A ruína pode ocorrer por cisalhamento (na face do pilar), por escoamento da armadura do tirante ou por esmagamento do concreto na biela comprimida.

Os processos de cálculo disponíveis para o dimensionamento de consolos curtos e muito curtos podem ser divididos em grupos.

Assim, tem-se-ia, no primeiro grupo, KRIZ e RATHS (1965)<sup>[29]</sup> e WALRAVEN et alii (1987)<sup>[72]</sup> como maiores representantes dos pesquisadores que buscam formulações matemáticas complexas, que expressem exatamente os resultados observados em ensaio.

No segundo grupo, ter-se-ia a prática formulação da treliça isostática (biela-tirante) adotada inicialmente por FRANZ e NIEDENHOFF (1963)<sup>[19]</sup> e posteriormente por FRANZ (1976)<sup>[18]</sup>, LEONHARDT (1976)<sup>[31]</sup>, "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> e pela NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup>, esta última no caso específico de consolos curtos ( $0,5 < a/d \leq 1,0$ ).

O terceiro grupo seria representado por MATTOCK e seus colaboradores que, a partir de 1969, desenvolveram e consolidaram o conceito de "atrito-cisalhamento". O método de MATTOCK (1976)<sup>[37]</sup> analisa o consolo como corpo livre, equilibrando-o para  $M_d$  (flexão),  $V_d$  (cisalhamento) e  $H_d$ .

A comparação explícita das respostas fornecidas por cada uma das metodologias básicas para dimensionamento de consolos é complexa, uma vez que cada uma delas trabalha diferenciadamente com a questão da segurança, e além disso, poderia tornar-se trabalho infrutífero, já que em alguns métodos o grande mérito está em fornecer, rápida e simplesmente, limites inferiores para o fenômeno e não propriamente resultados com alta precisão. Cabe portanto uma análise qualitativa.

Dos grupos apresentados, o representado por KRIZ e RATHS (1965)<sup>[29]</sup>, embora tenha sido adotado pelos códigos ACI 318/71 e ACI 318/77, parece ser o mais desatualizado. Trabalha com formulações complexas - que obrigam invariavelmente o uso de ábacos de apoio - que dificultam a visualização do fenômeno intrínseco. Além disso, as formulações traduzem resultados de ensaios "limitados", uma vez que neles não foram analisadas variáveis importantes, como por exemplo o arranjo de armaduras.

O método da biela-tirante é valioso pela sua simplicidade. Aproveitando-se desse seu potencial, é mais interessante adotá-lo na sua forma simples, conforme apresentado por LEONHARDT (1978)<sup>[31]</sup>, fixando-se o braço de alavanca "z" e a espessura "c" da biela comprimida - do que na forma proposta por FRANZ (1976)<sup>[18]</sup> e SOARES e TERAMOTO<sup>[64]</sup>.

Contudo, a formulação proposta por LEONHARDT perde precisão para valores de  $a/d < 0,5$  (nestes casos, LEONHARDT sugere tomar-se  $a/d \approx 0,5$ ).

A definição de comportamentos-padrão, ou, em última análise, tipos de ruptura para consolos em função da relação  $a/d$ , conforme feito pela NBR 9062<sup>[5]</sup> também não parece ser aconselhável, pois, conforme MATTOCK et alii<sup>[42]</sup>, o comportamento característico de um consolo depende da relação  $a/d$  e também do arranjo de armaduras.

Embora a NBR 9062<sup>[5]</sup> se assegure de suas hipóteses básicas, fixando rigidamente as possibilidades de arranjo de armaduras, não se justifica adotar a relação  $a/d = 0,5$  como limite para mudança de comportamento do consolo.

A proposição de MATTOCK - ACI 318/83 parece ser portanto a mais indicada. Trabalha com conceitos simples ("atríto-

cisalhamento") ou de aplicação rotineira por parte dos calculistas (teoria de flexão), fornecendo dimensionamento seguro e, na maioria das vezes, econômico<sup>[34]</sup>.

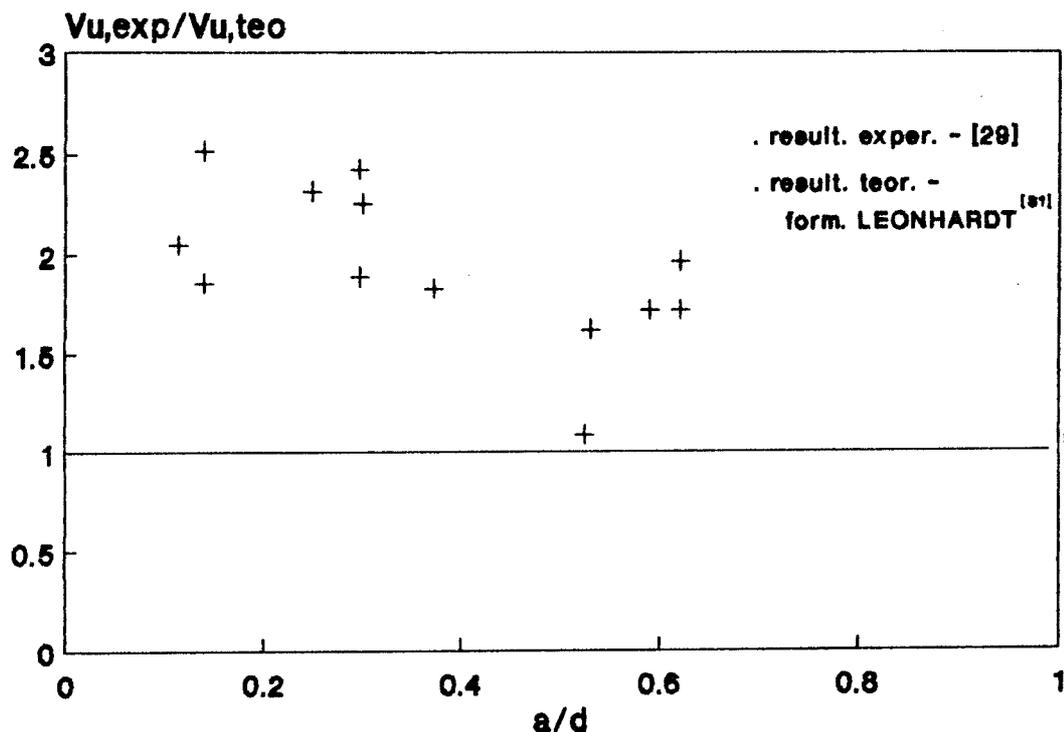


FIG. 4.2 - CONSOLO CURTO - Resultados de ensaio<sup>[29]</sup> comparados com a formulação de LEONHARDT.

A maioria dos códigos e manuais internacionais não adotam coeficientes de segurança adicionais no cálculo de consolos de concreto.

Tendo em conta que o comportamento dos consolos sob carregamentos dinâmicos - caso muito freqüente em pontes de rolamento - não está completamente diagnosticado, a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> sugere no seu dimensionamento a incorporação de um coeficiente de segurança adicional  $\gamma_n$  ( $\gamma_n \geq 1,0$ ) aplicado sobre o coeficiente de majoração das cargas ( $\gamma_f$ ).

#### b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Os ensaios realizados até o momento com consolos de concreto não forneceram maiores informações a respeito da tipologia da

fissuração e deformabilidade observadas.

Os consolos de concreto não apresentam, no geral, problemas de durabilidade e de resistência ao fogo.

Quando da utilização de cantoneiras metálicas de reforço de borda, chapas de apoio ou apoios de neoprene, devem-se tomar os cuidados necessários para a garantia de sua proteção contra o ataque do meio ambiente e outros agentes agressivos (água, fogo etc).

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

As ligação VIGA-PILAR com consolos de concreto armado têm execução bastante simples.

Os equipamentos de içamento e montagem são liberados imediatamente após o posicionamento da viga sobre o consolo. A ligação não necessita escoramento.

Tem normalmente estética distinta das estruturas monolíticas. Em algumas situações, como no caso específico de ligações entre pilares e vigas de fachada, opta-se por consolos retangulares e vigas com recortes (fig. 3.45) disfarçando assim a ligação.

#### 4.3.3 com apoio da viga em consolo metálico

(figs. 3.21-e, 3.53 e 3.54)

a) Quesitos relativos à resistência

O mecanismo resistente da ligação é um binário.

Para consolos metálicos estreitos (fig. 3.53) - ensaiados experimentalmente por HOLMES e POSNER (1971)<sup>[25]</sup> - a mobilização do mecanismo resistente da ligação só estará garantida se houverem placas transversais para apoio do consolo ao concreto ou se o consolo estiver efetivamente soldado às armaduras do pilar ou à uma armadura adicional.

Para os demais consolos (fig. 3.54) o binário é obtido com o surgimento de tensões de compressão no contato do consolo metálico com o concreto, além de eventual contribuição de armaduras soldadas transversalmente ao consolo (figs. 3.58 e 3.59).

Os fatores que influenciam na resistência da ligação são

a profundidade de embutimento do consolo no pilar, a largura do consolo e a resistência do concreto e das armaduras.

As configurações de ruína possíveis para a ligação são alcançadas por fendilhamento no concreto (caso mais comum nos consolos estreitos), por seu esmagamento ou por flexão do perfil metálico.

"The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> e o PCI (1973)<sup>[48]</sup> apresentam processos teóricos de cálculo da ligação, simplificando as complexas condições de apoio.

A fig. 4.3 compara os valores sugeridos pelas duas formulações (eqs. 3.81 e 3.83) tomando vários valores para a variável " $a_1$ ".

Os modelos teóricos apresentados não tem, até o momento, uma comprovação experimental mais consistente que possibilite a análise criteriosa de sua efetiva segurança. Contudo, nota-se que trabalham conservativamente pois desprezam a aderência lateral do perfil metálico na transmissão da força vertical - essa contribuição não é desprezada na transmissão da força horizontal.

A ligação apresentará boa ductilidade quando sua ruína estiver associada à flexão no perfil metálico.

A análise da ligação através de métodos numéricos - por ex. o método dos elementos finitos - poderá trazer importantes informações a respeito do desenvolvimento de tensões na interface entre o perfil metálico e o concreto.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Não se dispõe de dados suficientes para análise da fissuração e deformabilidade da ligação.

As forças horizontais na ligação, oriundas da retração e fluência do concreto devem ser resistidas pela aderência do perfil metálico ao concreto. Nos casos de ocorrência de tensões de aderência elevadas, sugere-se a utilização de pinos soldados transversalmente ao perfil ou parafusos passantes.

A ligação necessita de cuidados especiais para garantia de sua durabilidade. As pinturas epóxicas têm eficiência parcial. O tratamento mais adequado parece ser o recobrimento do inserto com uma camada de argamassa de boa adesividade.

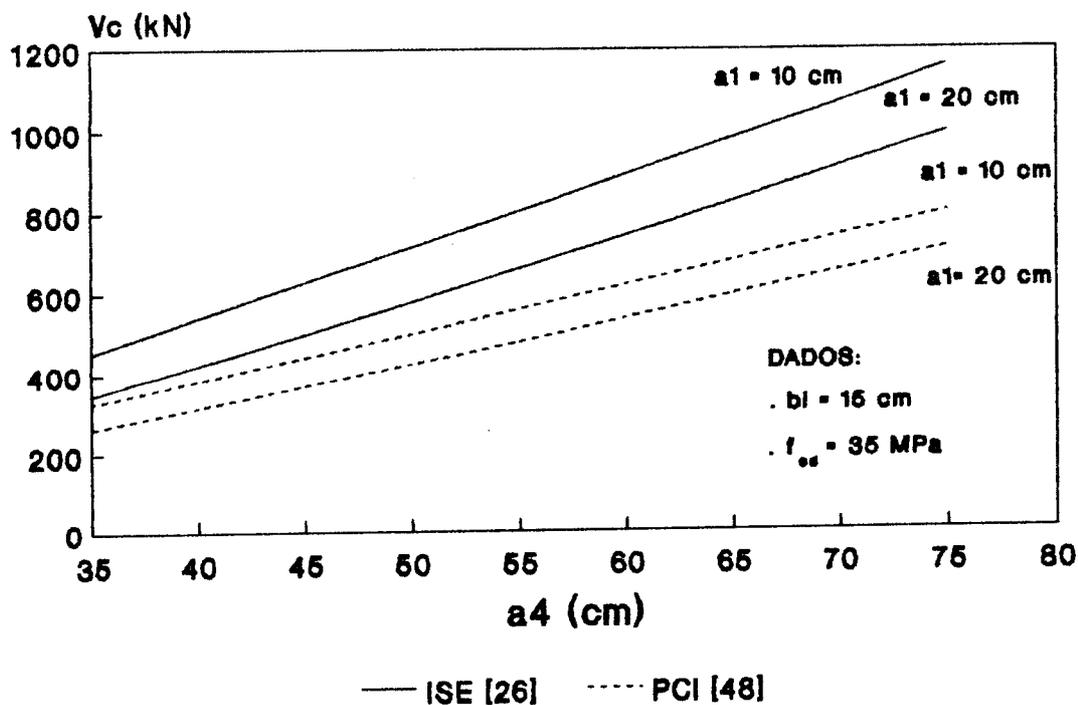


FIG. 4.3 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM CONSOLO METÁLICO - Comparação entre as formulações de carga última propostas por "The Institution of Structural Engineers" (1978)<sup>[26]</sup> e pelo PCI (1973)<sup>[48]</sup>.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A ligação apresenta execução simples.

O processo de moldagem do pilar deve ser cuidadoso e preciso, evitando desvios e outros problemas de posicionamento do inserto (perfil metálico) que poderão acarretar concentrações de tensões ou condições impróprias de apoio.

A ligação não necessita escoramento. Nos casos de recobrimento do perfil metálico com argamassa, pode-se disfarçar o aspecto final da ligação, aproximando-a de uma ligação com consolo de concreto.

#### 4.3.4 rígida, com apoio da viga no pilar (figs. 3.60-a, 3.60-b, 3.60-c e 3.60-e)

##### a) Quesitos relativos à resistência

O mecanismo resistente da ligação é um binário que nem sempre se desenvolve de maneira direta. Nas opções a, b, e c da fig. 3.60 o binário provocará cisalhamento entre o concreto da cabeça do pilar e o concreto moldado "in loco".

Os principais fatores que afetam o comportamento estrutural da ligação são a resistência à tração das armaduras (figs. 3.60-a, 3.60-b e 3.60-c) e dos parafusos (fig. 3.60-e), a resistência à compressão do concreto e o detalhamento das armaduras na região da ligação.

As configurações de ruína possíveis são atingidas por esmagamento do concreto na região de apoio, por cisalhamento da viga e por escoamento ou perda de aderência das barras ou parafusos.

O processo de cálculo, embora não revele grandes problemas na quantificação das forças responsáveis pelo binário resistente, exige cuidado na verificação das tensões de compressão e na ancoragem da armadura ou parafusos tracionados.

Os riscos de ruína desta ligação são razoavelmente mensuráveis, descartando a necessidade de utilização de coeficientes de segurança adicional.

Há notícias de realização de ensaios dinâmicos (DOLAN et alii (1987)<sup>[15]</sup> com ligações semelhantes à da fig. 3.60-e. Os principais resultados revelam que o escoamento dos parafusos respondeu por grande parte da capacidade de absorção de energia revelada pela ligação.

##### b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Os resultados de ensaios realizados com ligações semelhantes às apresentadas não foram divulgados na sua totalidade, dificultando assim uma analogia de comportamentos. Contudo, nota-se que a ligação da fig. 3.60-e parece necessitar de grandes deformações para mobilizar o momento resistente.

Somente ela requer também medidas especiais de proteção dos seus parafusos, porcas e placas metálicas, para garantia de du-

rabilidade e resistência relativa ao fogo.

Esta ligação apresenta grande potencial de uso nos sistemas construtivos nacionais, total ou parcialmente pré-moldados. O conhecimento de suas características de desempenho em serviço (fissuração, deformabilidade, etc...) é fundamental para viabilização plena de seu emprego. Justifica-se, pois, a realização de novas pesquisas experimentais, que contemplem as peculiaridades de seu uso ao nível nacional.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

O processo construtivo destas ligações não apresenta complicações, no geral.

É de grande importância a garantia da qualidade do concreto de preenchimento das ligações.

As ligações parafusadas, um pouco mais trabalhosas, devem ter a pressão de aperto dos parafusos especificada e controlada em campo.

Todas estas ligações acomodam eventuais erros de execução ou montagem dos elementos.

É interessante a manutenção do escoramento até o endurecimento do concreto de preenchimento, nos casos das figs. 3.60-a, 3.60-b e 3.60-c.

A ligação 3.60-e apresenta resistência global (à força cortante e momento fletor) imediatamente após o aperto dos parafusos.

Estas ligações, notadamente as com concretagem "in loco" apresentam aspecto semelhante ao de uma estrutura monolítica.

#### 4.3.5 rígida, com apoio da viga em consolo de concreto

- traspasse de armaduras

(fig. 3.61)

a) Quesitos relativos à resistência

O binário resistente da ligação é caracterizado pela tração nas armaduras solidarizadas por traspasse na capa de concreto

moldada "in loco" e pela compressão no concreto da junta vertical entre os elementos.

Para ligações submetidas a carregamentos reversíveis há necessidade de ancoragem efetiva da armadura positiva da viga no pilar, o que pode ser feito através de insertos soldados.

O comportamento da ligação é condicionado no geral pela resistência dos materiais envolvidos (aço, concreto da junta, solda).

Contudo, ensaios de DOLAN et alii (1987)<sup>[15]</sup> com ligações semelhantes revelam que o efeito do giro da viga em relação ao ponto extremo do consolo influencia sensivelmente o comportamento final da ligação, devendo assim ser quantificado e analisado.

A ruína da ligação poderá ocorrer por escoamento das armaduras, por perda de eficiência da emenda das armaduras ou por ruptura da solda (eventualmente presente).

O processo de cálculo consiste basicamente na quantificação das forças disponíveis para o binário e na definição de seus pontos de aplicação.

Resultados dos ensaios referidos acima mostram uma ligação com resistência final superior à prevista em projeto

$$\left( \frac{M_{u, \text{exp.}}}{M_{u, \text{teor.}}} \cong 1,80 \right).$$

A ligação apresentou ductilidade compatível com a de uma estrutura monolítica. A capacidade de dissipação de energia da ligação foi baixa, quando solicitada por carregamentos cíclicos e com presença de insertos soldados.

#### b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Embora novamente aqui existam somente relatos parciais dos ensaios realizados com ligações semelhantes, infere-se com certa facilidade que esta ligação não apresenta deformabilidade acentuada e sua eventual fissuração é perfeitamente controlável com detalhamento de armaduras adequado.

As interferências da retração e fluência do concreto devem ser quantificadas criteriosamente.

A ligação não apresenta problemas para garantia de sua durabilidade e resistência relativa ao fogo.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A ligação é de execução simples, permitindo a correção de eventuais imprecisões dimensionais.

Nesta situação também é aconselhável a manutenção do escoramento até o endurecimento do concreto adicionado à ligação.

A menos do consolo de concreto saliente, a ligação tem aspecto final semelhante ao de uma estrutura monolítica.

#### 4.3.6 rígida, com apoio da viga em consolo de concreto - soldagem de armaduras ou insertos (figs. 3.60-d e 3.62)

a) Quesitos relativos à resistência

Valem, no geral, as considerações feitas para a ligação 4.3.5 retro.

Na opção da fig. 3.60-d, a solidarização das partes traçionadas do binário é feita por soldagem de insertos ancorados nos elementos de concreto.

O detalhe sugerido por MOKK <sup>[45]</sup> (fig. 3.62) apresenta soldagem direta das barras da armadura salientes da viga e do pilar, ao longo de toda a altura da viga.

Após a soldagem, as ligações são complementadas com recobrimento das partes metálicas por concreto ou argamassa, para proteção contra agentes agressivos e fogo.

Ensaio realizado com ligações VIGA-PILAR semelhantes (DOLAN et alii (1987)<sup>[15]</sup> e PICARD e LÉGER relatados por SANTOS (1985)<sup>[59]</sup>) revelaram que para melhorar o comportamento estrutural da ligação, é importante reduzir as excentricidades no caminhamento das cargas através da ligação. Para isto deve-se contar com um detalhamento cuidadoso e limitação ao máximo do uso de chapas e insertos de transferência de carga.

A ruína, na maioria dos casos, foi atingida por ruptura frágil da solda, embora para alguns casos tenha se iniciado o esmagamento do concreto na região comprimida da viga.

Novamente aqui, notou-se o efeito desfavorável do giro da viga em relação ao ponto extremo do consolo.

Nos ensaios de DOLAN et alii (1987)<sup>[15]</sup> o comportamento experimental observado foi superior ao previsível teoricamente e sob a ação de carregamentos cíclicos a ligação apresentou capacidade de dissipação de energia limitada.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Valem, no geral, as observações feitas para a ligação 4.3.5 retro.

Nos ensaios de PICARD e LÉGER, a ligação apresentou uma rigidez cerca de 10% inferior à de vigas monolíticas.

Conforme já comentado, há necessidade de proteção especial dos elementos metálicos expostos.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

O comportamento geral da ligação está condicionado ao processo de soldagem, que deve ter execução primorosa. Quando do uso de chapas de transferência, a soldagem deve ser realizada sempre na mesma face.

As tolerâncias dimensionais da ligação são reduzidas.

Após a soldagem dos elementos metálicos pode-se eliminar o escoramento.

O aspecto final da ligação é semelhante ao de uma estrutura monolítica.

#### 4.3.7 rígida, com apoio da viga em consolo de concreto - protensão dos elementos (figs. 3.63 e 3.64)

a) Quesitos relativos à resistência

A ligação é muito usada em edifícios pré-fabricados multi-pavimentos, para pilares interiores e de borda.

Pode ser realizada protensão parcial (figs. 3.63 e 3.64) ou total da viga.

O mecanismo resistente é um binário. O comportamento estrutural da ligação é ditado pela resistência dos cabos de protensão, pela resistência do concreto à compressão e pelo detalhamento das armaduras de fretamento (podem ser utilizadas as eqs. 3.21 ou 3.25 apresentadas).

A ligação pode atingir a ruína por cisalhamento, por ruptura dos cabos de protensão, por esmagamento do concreto ou por seu fendilhamento.

No processo de cálculo, além da quantificação das forças do binário, devem ainda ser observadas as disposições construtivas do CEB relativas à pré-fabricação por segmentos, conforme sugerido por SANTOS (1985)<sup>[59]</sup>.

A resistência da ligação às solicitações transversais poderá ser avaliada pela aplicação do conceito de atrito-cisalhamento (eqs. 2.53, 3.56, 3.57 ou 3.58).

Ensaio realizado por DOLAN et alii (1987)<sup>[15]</sup> e por PARK e BLAKELEY, estes últimos citados em SANTOS (1985)<sup>[59]</sup>, mostram cargas de ruína bastante previsíveis, independentemente de sua ocorrência ter se verificado nos cabos de protensão ou no concreto.

Revelam também a boa ductilidade da ligação, com a verificação de grandes deformações plásticas.

O comportamento da ligação para carregamentos cíclicos alternados mostrou-se bom. Para ligações com esmagamento do concreto da junta em etapa de carga próxima à ruína, deve-se, dentro do possível, garantir sua integridade com uso de armadura de cinta-mento complementar.

#### b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

O pré-esforço aplicado à ligação limita e às vezes elimina completamente a probabilidade de fissuração.

A ligação, comprovando o esperado, apresentou nos ensaios boa rigidez inicial, que permaneceu até o esforço nos cabos ultrapassar a força de protensão aplicada inicialmente.

Os efeitos de retração e fluência do concreto devem ser quantificados e computados no cálculo dos esforços na ligação.

A ligação em princípio tem condições de atender aos requisitos de durabilidade. Quanto à resistência ao fogo é

necessário observar o efeito de elevadas temperaturas nos aços de protensão.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A ligação contempla técnica construtiva elaborada, exigindo controle da força de protensão durante a montagem.

Apresenta pouca tolerância a erros dimensionais e desvios.

Diversos autores sugerem um escoramento da ligação no meio do vão da viga e também nas extremidades, quando não estão presentes consolos de apoio.

A estética final da ligação é semelhante à de uma estrutura monolítica.

#### 4.4 LIGAÇÃO VIGA-VIGA

##### 4.4.1 Sobre o pilar

##### 4.4.1.1. com traspasse de armaduras (figs. 3.65-a, 3.65-b)

Embora não se tenha notícias da realização de ensaios laboratoriais específicos para esta ligação, espera-se que sejam válidas as mesmas considerações de resistência, de comportamento em serviço, e dos aspectos construtivos formuladas para a ligação 4.3.5 anterior.

Neste caso específico, o detalhamento e a execução da ligação ficam facilitados pela disposição dos elementos de viga no mesmo eixo longitudinal.

O aspecto final da ligação é igual ao de uma estrutura monolítica.

4.4.1.2. com soldagem das armaduras  
(fig. 3.65-c)

Valem as mesmas considerações gerais feitas para a ligação 4.3.6 retro.

Aqui também não se tem notícias de ensaios específicos realizados com a ligação.

4.4.1.3. com protensão dos elementos  
(figs. 3.66-b)

A ligação resiste a elevados momentos fletores.

Seu comportamento geral é semelhante ao da ligação 4.3.7 anterior.

A protensão deve ser aplicada depois de endurecido o concreto da junta.

4.4.2 Fora do pilar

4.4.2.1. Vigas dispostas no mesmo eixo longitudinal  
- traspasse ou soldagem das armaduras  
(figs. 3.67-b, 3.67-c e 3.67-d)

a) Quesitos relativos à resistência

As normas e manuais técnicos sobre ligações são unânimes ao recomendar a execução desta ligação somente nas regiões próximas aos pontos de momentos mínimos da estrutura.

Contudo, mesmo nos casos onde a ligação localiza-se em ponto de momento teórico nulo, deve-se calcular a ligação para a atuação de um determinado momento fletor. Sob sua ação, a ligação mobiliza um comportamento resistente de binário.

A força cortante atuante normalmente é transferida de um elemento a outro através de dentes de encaixe entre as seções (figs. 3.67-b e 3.67-c).

A solidarização das armaduras tracionadas pode ser executada por traspasse ou soldagem. Nos casos usuais de emprego desta ligação, onde se deseja mobilizar somente um certo grau de continuidade entre os elementos e não há riscos consideráveis de sobrecarregamentos ou reversão de esforços, a opção por soldagem é preferível, pela exigência de menores comprimentos para sua efetivação.

Em casos especiais (fig. 3.67-d) onde atuam momentos flettores maiores e se deseja mobilizar a completa continuidade entre os segmentos de viga, a opção pela emenda das barras por traspasse é mais adequada, por apresentar um comportamento mais previsível, notadamente quanto à sua ductilidade. Nestes casos, a transferência dos esforços cisalhantes fica garantida com a disposição de estribos adicionais na região da ligação.

O comportamento estrutural e as configurações de ruína destas ligações são geralmente ditados pela resistência das armaduras e de suas emendas e pela resistência do concreto. No caso da ligação da fig. 3.67-d, o detalhamento da emenda das armaduras também condiciona a sua resistência final.

As ligações do tipo "dente Gerber" (figs. 3.67-b e 3.67-c) exigem uma análise criteriosa e precisa na determinação dos esforços solicitantes. O processo de cálculo da ligação é, em si, trivial.

Conforme já comentado no cap. 3, ensaios realizados na Alemanha com a ligação da fig. 3.67-d e relatados por MOKK (1969)<sup>[45]</sup> mostram que essas ligações apresentam resistência bastante próxima da verificada em vigas monolíticas.

Não são conhecidos ensaios para avaliação da ductilidade e comportamento da ligação frente a solicitações dinâmicas.

#### b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Embora não se disponham de resultados de ensaio para uma análise mais criteriosa da fissuração e deformabilidade destas ligações, pode-se notar que os dois fenômenos são perfeitamente controláveis com o correto detalhamento das armaduras.

A retração e fluência deverão ser quantificados e considerados no cálculo da ligação.

As ligações apresentam durabilidade e resistência ao fogo semelhantes às observadas em estruturas monolíticas convencionais.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

Para as ligações 3.67-b e 3.67-c valem, no geral, as considerações já feitas no caso 4.3.6 retro.

Para a ligação 3.67-d aplicam-se, no geral, as considerações do caso 4.3.5.

#### 4.4.2.2. Vigas dispostas no mesmo eixo longitudinal - aparafusamento dos elementos (fig. 3.68)

a) Quesitos relativos à resistência

Também para esta ligação há conveniência na sua utilização em regiões próximas aos pontos de momentos mínimos da estrutura. Nesta situação os deslocamentos finais das vigas não serão sensivelmente afetados pela diminuição da rigidez ( $h' \cong 2/3 h$ ) na região da ligação.

O mecanismo resistente da ligação é mobilizado com a tração de um dos parafusos da ligação e com a compressão entre faces inclinadas dos elementos.

Ensaio de GASTON e KRIZ (1964)<sup>[20]</sup> revelaram que o detalhamento de armaduras condiciona decisivamente a resistência final da ligação - com pequenas modificações no arranjo de armaduras foram observados ganhos de resistência de cerca de 72% . São ainda importantes no comportamento da ligação a resistência à tração da armadura e dos parafusos e a resistência à compressão do concreto.

A ruína da ligação pode ser atingida por escoamento das armaduras ou dos parafusos, ou ainda por esmagamento do concreto, notadamente na face comprimida do segmento superior da ligação. Nos ensaios citados, as ligações romperam por escoamento da armadura tracionada.

O processo de cálculo da ligação, sugerido por GASTON e KRIZ (1964)<sup>[20]</sup> condiciona, de certa forma, este tipo de ruína. A resistência da ligação é avaliada com a aplicação da formulação geral do concreto armado para a seção A-A da fig. 3.68 (cálculo no estágio III, assumindo-se um diagrama parábola-retângulo para as tensões de compressão no concreto e escoamento das armaduras), com posterior verificação da força de tração no parafuso e da força de compressão nas faces inclinadas dos elementos.

Pelos resultados de ensaio, nota-se que o procedimento de cálculo acima comentado é seguro  $\left(\frac{M_{exp}}{M_{teor}} \geq 1,0\right)$ . Contudo, tendo em vista que a ligação apresenta-se extremamente vulnerável a incorreções ou imprecisões no detalhamento das armaduras (condicionantes importantes da resistência final) é prudente a adoção de coeficiente de segurança adicional, aplicável às situações onde não há garantias de um controle sistemático do processo de execução dos elementos.

Embora os ensaios realizados não tenham contemplado a análise da ductilidade da ligação, nota-se que o escoamento das armaduras tracionadas será responsável por grande parte das deformações plásticas, quando for obedecido o processo de cálculo mencionado acima.

Ainda não foram realizados ensaios da ligação com solicitações dinâmicas.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

A ligação apresentará fissuração sistemática de peça submetida à flexão.

Quando da adoção de geometria semelhante à apresentada na fig. 3.68, a deformabilidade da ligação poderá ser avaliada, seguindo-se sugestão de GASTON e KRIZ (1964)<sup>[20]</sup>, através da consideração de uma seção com altura equivalente  $h' \cong 2/3 h$ , onde "h" é a altura total da viga.

GASTON e KRIZ (1964)<sup>[20]</sup> recomendam ainda que durante o aperto de montagem, os parafusos sejam tracionados por uma força equivalente a 1,5 vezes a tração teórica experimentada durante os carregamentos de serviço, garantindo assim que a ligação permaneça-

rá "fechada" nessa fase de comportamento.

A ligação exige a adoção de cuidados especiais para proteção dos elementos metálicos contra agentes agressivos e fogo. O recobrimento com camada de argamassa ou concreto parece ser o procedimento mais recomendado.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A ligação apresenta montagem bastante simples. Contudo, requer execução cuidadosa dos elementos de viga, principalmente no tocante ao detalhamento das armaduras nas regiões da ligação e à precisão dimensional.

As pequenas folgas para montagem são obtidas com furação um pouco maior que a necessária para atravessar os parafusos.

Normalmente não é necessário escoramento. Para montagens de grandes vigas de pórticos pode ser aconselhável a utilização de travamentos laterais.

A estética final da ligação é bastante próxima das construções monolíticas.

4.4.2.3. Vigas dispostas em eixos transversais

(figs. 3.69 e 3.70)

a) Quesitos relativos à resistência

Nesta ligação processa-se uma transmissão simples de forças entre os elementos estruturais. O vigamento secundário pode apoiar-se sobre o vigamento principal ou então apoiar-se em suas faces laterais, através de insertos metálicos, parafusos ou outros dispositivos auxiliares.

O comportamento da ligação é governado pela resistência à compressão do concreto, pelo detalhamento das armaduras na região da ligação e pela resistência dos eventuais insertos, parafusos ou outros dispositivos empregados.

Sua ruína poderá ser atingida por mecanismos primários como o cisalhamento nas vigas ou a ruptura dos dispositivos auxiliares de apoio. Contudo, mecanismos secundários como o giro excessivo da viga principal em torno de seu eixo longitudinal pode-

rão também conduzir à ruína da ligação.

O processo de cálculo da ligação é, simplificadaamente, encaminhado em duas etapas: na primeira, admitindo-se a viga principal como infinitamente rígida à flexão e à torção, analisam-se as condições de apoio do vigamento secundário; posteriormente, os giros e deflexões da viga principal são contabilizados com base no histórico de montagem da estrutura e sua influência no comportamento da ligação é verificada.

A adoção de coeficientes de segurança adicionais pode ser justificável quando o carregamento aplicado à viga principal induz uma torção significativa ou nos casos onde é complexa a quantificação da sua deformabilidade e a influência no comportamento da ligação.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

A fissuração na região da ligação é controlada pelas armaduras nas extremidades dos elementos.

A deformabilidade da viga principal poderá provocar efeitos desfavoráveis na ligação, como por exemplo a limitação da área de contato entre os elementos ou o funcionamento inadequado dos insertos metálicos.

Os efeitos de retração e fluência do concreto das vigas secundárias deverão, dentro do possível, ser minimizados através de detalhes construtivos. Nos casos de ligações com vinculação "rígida" entre os elementos (figs. 3.69-b, 3.70-b e 3.70-c) devem ser quantificados com posterior análise criteriosa de suas influências.

Os eventuais elementos metálicos aparentes da ligação deverão ser protegidos com uso de camada de recobrimento de argamassa ou concreto.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A execução da ligação é bastante simples. Em algumas situações, o uso de chapas, insertos ou outros elementos metálicos soldados ou aparafusados poderá exigir um processo construtivo mais elaborado.

O detalhe da fig. 3.70-b, pouco usual, exige muita precisão dimensional na execução e montagem dos elementos.

A ligação não exige escoramento.

Os detalhes com apoio do vigamento secundário sobre o principal apresentam grande comprometimento estético.

#### 4.5 LIGAÇÃO VIGA-LAJE

##### 4.5.1 com apoio da laje na viga (figs. 3.72 e 3.73)

###### a) Quesitos relativos à resistência

Nos casos usuais de edifícios pré-fabricados aporticados, há uma transferência simples de cargas entre os elementos de laje e viga.

O comportamento estrutural da ligação é normalmente ditado pelas condições de apoio da ligação, sendo importantes ainda a resistência do concreto dos elementos e o detalhamento de armaduras.

A ruína potencial da ligação se dá por cisalhamento da laje, na região de apoio, notadamente para os casos em que se empregam lajes alveoladas.

O processo de cálculo da ligação é simples. Consiste primeiramente no dimensionamento do apoio da laje, através da verificação das tensões de contato.

Nota-se que as especificações do ISE (1978)<sup>[26]</sup> quanto ao comprimento mínimo de apoio das lajes são de certa forma próximas dos resultados finais obtidos com a aplicação da severa condição da NBR 9062<sup>[5]</sup> (eq. 3.19) ao caso específico das lajes alveoladas.

Em algumas situações a área de apoio disponível durante a fase de montagem mostra-se insuficiente para a etapa de comportamento em serviço. Assim, é necessário aumentar a área de apoio ("extended bearings") com o uso de armaduras salientes do elemento de laje, concretadas posteriormente (fig. 3.72-a).

No processo de cálculo é feita, a seguir, a verificação das tensões de cisalhamento na laje. Nos casos de lajes alveoladas, onde esta solicitação é crítica, a NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> permite elevar-se o limite de  $\tau_{wu}$  para o qual é dispensada a armadura transversal. Para lajes com apoio descontínuos, o ISE (1978)<sup>[26]</sup> sugere que as cargas de ruptura sejam, de preferência, determinadas em ensaios experimentais.

Embora muitos fabricantes de pré-moldados já tenham possivelmente realizado ensaios com esta ligação, não se tem notícias da realização de ensaios laboratoriais sistemáticos, com dados suficientes para avaliação estatística de sua segurança.

Assim, é pertinente a adoção de um coeficiente de segurança adicional na análise da ligação. Para levar em consideração este aspecto e também os efeitos de choques durante a montagem, o ISE (1978)<sup>[26]</sup> sugere a adoção de um coeficiente adicional, aplicável sobre as cargas, e igual a 2.

#### b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

A fissuração na ligação, motivada por diversos fatores como variações volumétricas nos elementos de laje ou apoio de paredes nas lajes, na região da ligação, pode ser facilmente controlada com o uso de dispositivos construtivos ilustrados na fig. 3.73.

No mais, valem as considerações feitas para a ligação 4.3.1 retro.

#### c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

Valem, no geral, os comentários feitos para a ligação 4.3.1 retro.

A estética final da ligação é, na maioria dos casos, semelhante à de uma estrutura monolítica.

#### 4.5.2 rígida, com apoio da laje na viga (fig. 3.74)

##### a) Quesitos relativos à resistência

A ligação parece ter um comportamento estrutural bastante eficiente. Ensaio de ROSTASY (1962)<sup>[56]</sup>, que não estão disponíveis no Brasil, poderiam fornecer informações mais seguras a respeito da configuração de ruína e da ductilidade da ligação.

Espera-se que, no geral, a ligação apresente um comportamento semelhante ao descrito para as ligações 4.3.5 e 4.3.6, anteriores, para os casos respectivos de armaduras tracionadas contínuas (fig. 3.74-c) ou soldadas entre si ou a insertos (figs. 3.74-a e 3.74-b)

#### 4.6 LIGAÇÃO LAJE-PAREDE

(figs. 3.76, 3.77 e 3.78)

Valem, no geral, as considerações feitas para a ligação VIGA-LAJE.

No caso de ligações rígidas, o engastamento completo da laje à parede pode não ser o mais indicado. Assim, utilizam-se aparelhos de apoio de neoprene para permitir pequenos giros na ligação.

Deve-se dar especial atenção à quantificação das variações volumétricas nos elementos de laje e à sua influência na fissuração da ligação e das paredes.

#### 4.7 LIGAÇÃO PAREDE-FUNDAÇÃO

(figs. 3.79, 3.81 e 3.82)

##### a) Quesitos relativos à resistência

Nesta ligação a parede apoia-se sobre a fundação (normalmente vigas-baldrame), ocorrendo uma transferência direta de carga entre os elementos.

O seu comportamento estrutural é ditado pelas condições

de apoio, sendo ainda importantes a resistência do concreto e dos insertos metálicos eventualmente empregados.

As configurações de ruína potencial se verificam por esmagamento do concreto nas regiões de apoio, por cisalhamento do painel-parede ou por ruptura do inserto metálico.

O processo de dimensionamento (ou verificação) da ligação é rotineiro nos casos usuais.

As condições de apoio são analisadas através da quantificação e limitação das tensões de contato desenvolvidas.

O cisalhamento normal ao plano da parede é computado de maneira semelhante à apresentada para a ligação 4.5.1.

No caso de uso de insertos metálicos, eles devem ser verificados seguindo metodologia apresentada no cap. 3.

A ligação é normalmente bastante segura, não apresentando problemas.

Para as situações específicas, onde a resistência da ligação possa condicionar o comportamento geral do sistema estrutural, ela deverá ser verificada com maior rigor, sendo então prudente a adoção de coeficientes de segurança adicionais (notadamente para verificações dos insertos, onde o mecanismo mobilizado não se encontra, muitas vezes, perfeitamente caracterizado).

Ensaio de DOLAN et alii (1987)<sup>[15]</sup> com ligações semelhantes à apresentada na fig. 3.79-b - sendo nesse caso o inserto do painel-parede soldado a uma chapa existente na viga-baldrame - revelaram que elas apresentam grande ductilidade, com ruína bastante previsível. Mesmo após a constatação da ruptura de alguns pinos de ancoragem dos insertos, as ligações foram capazes de sustentar um carregamento residual significativo.

No mesmo trabalho de DOLAN, ligações semelhantes à da fig. 3.81 se mostraram dúcteis e resistentes. A ruína ocorreu por ruptura de uma das barras soldadas ao inserto, sendo precedida de intensa fissuração do painel.

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

A fissuração da ligação é mais freqüente nas situações em que se empregam insertos metálicos, devido à concentração de esforços. O esmagamento localizado do concreto e a conseqüente fissura-

ção nessa região podem ser controlados com uso de um reforço de armaduras.

A análise da deformabilidade desta ligação poderá ser eventualmente feita quando da disponibilidade no Brasil dos resultados completos dos ensaios de STANTON et alii (1986)<sup>[68]</sup>.

Variações volumétricas experimentadas pelos painéis-parede, quando restringidas, condicionam o surgimento de esforços adicionais nas ligações. Para minimizá-los, o PCI (1977)<sup>[51]</sup> sugere regras práticas de detalhamento e posicionamento dos vínculos.

A durabilidade e resistência ao fogo da ligação estão normalmente relacionadas à proteção dada aos insertos e outros dispositivos metálicos.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A ligação apresenta fácil execução, com tolerâncias razoáveis para montagem.

O escoramento da ligação não será necessário nos casos usuais.

O aspecto visual da ligação não condiciona significativamente a estética própria dos painéis de paredes pré-moldadas.

#### 4.8 LIGAÇÃO PAREDE-PAREDE

(fig. 3.85)

a) Quesitos relativos à resistência

Nas ligações PAREDE-PAREDE armadas a disposição das armaduras pode se dar ao longo da altura dos elementos (figs. 3.85-a e 3.85-b) ou então nas juntas horizontais superior e inferior (fig. 3.85-c). O comportamento estrutural dessas variantes é semelhante.

Nos edifícios multi-pavimentos com paredes autoportantes, onde geralmente há necessidade da utilização de tirantes ao longo do contorno da construção, o detalhe da fig. 3.85-c é mais empregado.

A ligação está solicitada predominantemente por cisalhamento. Em algumas situações específicas (edifícios com paredes

auto-portantes, recalques de fundação) pode-se ainda mobilizar esforços de tração e compressão nas juntas entre elementos.

O comportamento estrutural da ligação é condicionado notadamente pela natureza e geometria da superfície de contato entre os elementos (lisa ou rugosa). Têm ainda influência a resistência das armaduras e suas emendas.

A ruína da ligação por escoamento das armaduras garante a mobilização de grandes deformações plásticas.

O processo de cálculo da ligação segue a modelagem teórica proposta pelo CEB (1985)<sup>[10]</sup>.

Não são disponíveis resultados de ensaio para análise do comportamento da ligação frente a solicitações dinâmicas.

#### b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Os ensaios realizados com estas ligações têm mostrado que para as solicitações usuais de cisalhamento a fissuração inicia-se em etapas de carregamento próximas ao de ruína. Nos casos das figs. 3.85-a e 3.85-b esta fissuração estará limitada de maneira mais efetiva pela presença de armaduras ao longo de toda a ligação.

O comportamento esquemático apresentado na fig. 3.86 revela ainda que a ligação é praticamente indeformável até a ocorrência das primeiras fissuras.

#### c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A menos da disposição e solidarização das armaduras, o processo executivo desta ligação é bastante simples, notadamente para os casos de ligações fechadas, que dispensam o uso de fôrmas no preenchimento da junta com concreto.

As ligações abertas têm maior tolerância dimensional.

Nos casos em que os painéis não estiverem fixados a outros elementos estruturais, há necessidade de um escoramento lateral para concretagem da junta.

As ligações fechadas trazem menor comprometimento estético à estrutura.

## 4.9 LIGAÇÃO LAJE-LAJE

### 4.9.1 com rejuntamento "in loco" entre elementos (fig. 3.89)

#### a) Quesitos relativos à resistência

A ligação é empregada com frequência nas lajes convencionais, com carregamentos acidentais não superiores a  $3 \text{ kN/m}^2$ . Está solicitada predominantemente por cisalhamento normal ao plano da laje, sendo quase sempre utilizados elementos com interfaces rugosas, definidas geometricamente no processo de moldagem.

A resistência da ligação depende quase que exclusivamente da natureza e geometria dessa superfície de contato.

Na maioria das vezes, a ruína ocorrerá por cisalhamento, conferindo pouca ductilidade à ligação.

#### b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

Embora muitos fabricantes de pré-moldados já tenham possivelmente realizado ensaios com esta ligação, não se tem notícias da realização de ensaios laboratoriais sistemáticos que permitam uma análise mais criteriosa do mecanismo de fissuração e deformabilidade da ligação. Contudo, espera-se que a ligação apresente uma fissuração intensa para níveis de carregamento próximos do de ruína.

A ligação apresenta boa durabilidade e resistência ao fogo.

#### c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

A execução desta ligação é bastante simples. Os próprios elementos justapostos definem a junta, dispensando o uso de fôrmas na solidarização entre os elementos.

Como consequência desse fato, a ligação normalmente apresenta pouca tolerância dimensional.

Nos manuais de fabricantes não há indicações especiais a respeito da necessidade de escoramento.

A ligação não traz comprometimento estético à construção.

#### 4.9.2 com solidarização de armaduras ou insertos salientes (figs. 3.88 e 3.90)

##### a) Quesitos relativos à resistência

Valem, no geral, as considerações feitas para a ligação 4.8 anterior.

O cisalhamento se dá predominantemente na direção normal ao plano da laje. No caso das ligações LAJE-LAJE, a solidarização das armaduras ou insertos é feita ao longo de todo o comprimento da ligação, não se mostrando eficientes outros detalhes construtivos, como por exemplo as ligações concentradas somente nas extremidades transversais dos elementos.

##### b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

A análise da fissuração e deformabilidade desta ligação poderá ser feita de maneira mais precisa e abrangente quando estiverem disponíveis no Brasil os resultados completos dos ensaios de STANTON et alii (1986)<sup>[68]</sup>.

De uma análise preliminar qualitativa, nota-se que, para cargas próximas às de ruína, a ligação apresenta tendência a fissuração intensa na região de concentração de esforços (locais de solidarização das armaduras ou insertos).

Quando a ligação é feita através da soldagem de chapa de transição, disposta no plano dos elementos, ela resulta bastante deformável.

Nestes casos, DOLAN et alii (1987)<sup>[15]</sup> sugerem o uso de chapas com rigidez reduzida na direção paralela ao eixo dos elementos, para minimizar os efeitos da variação volumétrica diferencial entre elementos adjacentes.

A ligação precisa de cuidados especiais para proteção das armaduras e insertos expostos. Nos casos usuais, a disposição de um piso de acabamento superior ou de uma camada de concreto não estrutural para nivelamento darão automaticamente a proteção necessária.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estéticos final

A solidarização das armaduras ou insertos é a etapa crítica no processo de execução da ligação.

Os elementos precisam estar precisamente justapostos, admitindo-se reduzidas tolerâncias na montagem.

Nos casos usuais, a ligação não necessita escoramento. Sua aparência final não condiciona a estética global da construção.

#### 4.10 LIGAÇÃO CONCRETO PRÉ-MOLDADO - CONCRETO MOLDADO "IN LOCO" (figs. 3.93, 3.94 e 3.95)

a) Quesitos relativos à resistência

A utilização de estruturas compostas ("composite construction") apresenta enormes vantagens. Na maioria das vezes, a pré-fabricação de uma parte da estrutura elimina as fôrmas e até os cimbramentos, conferindo rapidez e agilidade ao processo construtivo.

As tensões de cisalhamento que se desenvolvem na interface entre o concreto pré-moldado e o concreto adicionado em obra e o comportamento geral dessa ligação têm sido objeto de diversos estudos<sup>[21], [39], [58]</sup>.

Dos resultados de ensaios observa-se que os fatores principais que condicionam o comportamento da ligação são a aderência e rugosidade da interface e a taxa de armadura transversal que atravessa o plano de cisalhamento. SAEMANN e WASHA (1961)<sup>[58]</sup> notaram também que a relação entre o comprimento da superfície de deslizamento (a) e a altura útil da seção (d) afetam a resistência da ligação. O valor do esforço resistente aumenta quando a relação a/d diminui.

A configuração de ruína da ligação é normalmente caracterizada com a atuação de um esforço máximo transmitido pela interface, independentemente do valor do correspondente deslizamento relativo entre os constituintes. Pode, contudo, notadamente para os casos de superfícies de contato lisas não armadas, ser identificada pela ocorrência de um deslizamento relativo máximo (normalmente me-

nor que 0,1 mm) suficiente para romper a aderência entre os constituintes. A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> é omissa nessa consideração.

A verificação da segurança da ligação pode ser encaminhada por duas vias diferentes:

- limitando-se as tensões de cisalhamento desenvolvidas na interface, que são calculadas pela Teoria da Resistência dos Materiais (método das tensões admissíveis);
- comparando-se as tensões de cisalhamento de ruína com as atuantes de cálculo, que são calculadas admitindo-se a peça no Estado Limite Último (método dos estados limites).

O método dos estados limites proposto pela FIP (1982)<sup>[17]</sup> e apresentado no cap. 3 é bastante atual e completo, sendo por essa razão o mais indicado.

Contudo, em alguns casos, o uso da eq. 3.91 para a estimativa da tensão de referência pode conduzir a valores conservativos, especialmente quando a interface está situada dentro da região de compressão no Estado Limite Último. Assim a FIP (1982)<sup>[17]</sup> aconselha, nestes casos, o uso de uma formulação alternativa, que é semelhante à expressa pela eq. 3.96, proposta pela NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup>.

O método da FIP (1982)<sup>[17]</sup> para avaliação das tensões de cisalhamento últimas foi baseado em resultados de mais de cem ensaios com lajes e vigas compostas. Os coeficientes de segurança adotados seguiram padrões da Inglaterra, Suécia e Finlândia. Assim, não se justifica a adoção de um coeficiente de segurança adicional, quando da utilização do método dentro de seus limites de abrangência (vigas simplesmente apoiadas e seções dentro dos padrões descritos no cap. 3).

Da análise de diagramas tensão ( $\tau$ ) - deslocamento relativo ( $\delta$ ) de ensaios monotônicos<sup>[21],[39],[58]</sup>, apresentados por SANTOS (1985)<sup>[59]</sup>, nota-se que as deformações últimas da ligação são da ordem de 5 vezes a deformação de ruptura da aderência.

MATTOCK (1977)<sup>[39]</sup> observou que para cargas cíclicas o comportamento inicial da ligação é semelhante ao observado com carregamentos monotônicos, havendo contudo rápida deterioração da resistência, notadamente para superfícies de contato lisas. No caso de superfícies de contato aderentes armadas as cargas finais são da

ordem de 90% das obtidas para carregamentos monotônicos.

A FIP (1982)<sup>[17]</sup> por fim sugere que no caso de cargas cíclicas, para superfícies não armadas, as tensões de cisalhamento últimas sejam reduzidas em 50% .

b) Quesitos relativos ao comportamento em serviço

O fenômeno da fissuração não teve análise sistemática nos ensaios que se tem notícia.

A ligação experimenta deslocamentos relativos incrementais até cerca de 0,1 mm. Nesta etapa inicial a ligação apresenta rigidez considerável e a resistência é pouco influenciada pela taxa de armadura transversal. A partir daí, rompe-se normalmente a aderência entre as superfícies em contato e a peça deixa de funcionar como monolítica, apresentando rigidez bastante reduzida, atingindo tensões máximas de cisalhamento para deslocamentos relativos da ordem de 0,5 mm.

A quantificação das interferências provocadas por retração, fluência e estados de tensão previamente existentes é complexa.

A FIP (1982)<sup>[17]</sup> comenta que as tensões de cisalhamento e tração adicionais provocadas por estes fenômenos podem, no geral, ser desprezadas. Elas são significativas somente nas extremidades dos vãos dos elementos, havendo para estes casos uma metodologia de avaliação aproximada<sup>[17]</sup>.

Contudo, nestas situações, a prática comum é a adoção de disposições construtivas especiais, de modo a anular ou pelo menos atenuar os efeitos desses fenômenos.

SANTOS (1985)<sup>[59]</sup> recomenda que os concretos em contato tenham características gerais semelhantes e seja reduzido ao mínimo o período de tempo entre a execução do elemento pré-moldado e a colocação do concreto complementar. A introdução de estados de tensão prévios no elemento pré-moldado pode ser evitada com o seu escoramento, até que o concreto moldado "in loco" adquira resistência.

A ligação apresenta boa resistência aos agentes agressivos e fogo.

c) Quesitos relativos aos aspectos construtivos e estética final

Neste quesito justifica-se, em partes, a ampla utilização das estruturas compostas.

A ligação apresenta execução bastante simples. Normalmente não se tem problemas com as tolerâncias dimensionais.

Sua estética é semelhante à das estruturas monolíticas.

#### 4.11 DISPOSITIVOS ESPECIAIS

(figs. 3.96, 3.100 e 3.103)

Nos insertos metálicos e alças de içamento ocorrem normalmente elevadas concentrações de tensões.

A resistência à ruína é muito variável, dependendo principalmente do tipo de solicitação, do comprimento de ancoragem do dispositivo e da resistência do concreto.

O PCI <sup>[48]</sup> e a NBR 9062 <sup>[5]</sup> sugerem processos de cálculo para estimativa das forças últimas em alguns tipos de insertos. Contudo, tendo em vista que para a grande maioria desses dispositivos não se dispõe de tratamentos analíticos muito confiáveis, o dimensionamento é então encaminhado através de especificações de fabricantes, obtidas de ensaios. Neste sentido, os manuais do PCI <sup>[50], [51]</sup> trazem muitas especificações auxiliares para insertos e alças de içamento.

Para as solicitações de serviço costuma-se adotar elevados coeficientes de segurança, diminuindo-se as resistências de ensaio em 4 ou 5 vezes.

Esses dispositivos necessitam no geral de medidas especiais de proteção contra o ataque de agentes agressivos e fogo. O tratamento mais comum, embora de eficiência limitada, é realizado através de revestimento dos dispositivos com argamassa.

#### 4.12 SÍNTESE DA AVALIAÇÃO

Com o objetivo de facilitar uma visão geral e sintética

dos níveis de conhecimentos atuais das ligações e possibilitar um diagnóstico das necessidades de pesquisa e futuros estudos, é indicado o Quadro 4.1.

O Quadro apresenta, de maneira indicativa, os qualificativos dos tipos de ligações analisadas, através da atribuição de conceitos aos níveis de conhecimento disponíveis nos requisitos de resistência, comportamento em serviço e aspectos construtivos e estética final.

Aos níveis de conhecimento relativos à resistência e comportamento em serviço os conceitos atribuídos foram:

- baixo, quando o requisito carece de informações gerais, não apresentando ainda desenvolvimento específico;
- razoável, quando já apresenta ensaios ou resultados de modelagens teóricas, indicativos da tendência geral do fenômeno, mas de avaliação ainda limitada;
- bom, quando apresenta diagnóstico satisfatório, embasado em resultados de análise específica.

Os requisitos relativos aos aspectos construtivos foram classificados como ótimo, bom, regular e péssimo.

O Quadro 4.1 não pretende ser definitivo, uma vez que encerra em si muita subjetividade. Contudo, conforme já salientado, tem valor na identificação e definição das diretrizes para o que seria a "massa de pesquisa".

De sua análise pode-se observar, por exemplo, que no tocante à resistência das ligações, para os requisitos a5 - coeficientes de segurança, a6 - ductilidade e a7 - solicitações dinâmicas, há, no geral, deficiências de conhecimento em quase todas as ligações.

Relativamente ao coeficiente de segurança das ligações, nota-se que o tratamento até agora dispensado ao assunto é bastante limitado.

A NBR 9062 (1985)<sup>[5]</sup> indica o uso de um coeficiente de majoração de cargas ( $\gamma_n$ ), aplicado sobre  $\gamma_f$ , somente em alguns casos particulares.



Na bibliografia internacional, as recomendações de segurança têm indicado a adoção de um coeficiente único de majoração de cargas, aplicável para todas as ligações.

Contudo, o tratamento da segurança de maneira única e indiferenciada para todas as ligações parece não ser atualmente o mais indicado.

Esta constatação pode ser justificada, parcialmente, tendo-se em vista os diferentes estágios tecnológicos em que se situa cada ligação.

Contrastando com a situação geral graficamente ilustrada no Quadro 4.1, algumas ligações, como é o caso das ligações VIGA-PILAR com consolos de concreto e das ligações CONCRETO PRÉ-MOLDADO - CONCRETO MOLDADO "IN LOCO", já apresentam um número significativo de ensaios e modelagens teóricas, permitindo assim um diagnóstico satisfatório de seu desempenho estrutural e a introdução de alguns parâmetros estatísticos no tratamento racional de sua segurança.

Relativamente ao requisito a6 - ductilidade das ligações, nota-se novamente sensíveis deficiências de conhecimento.

O assunto é de consideração fundamental quando da análise de sistemas estruturais pré-moldados. Nestes casos, a busca de ligações dúcteis está relacionada à necessidade de se contar com dispositivos de união que suportem deformações plásticas consideráveis e possibilitem a redistribuição de esforços dentro do sistema estrutural.

A ductilidade das ligações é normalmente analisada através da comparação com a observada nos sistemas monolíticos, sendo que a sua avaliação tem sido contemplada somente em ensaios mais recentes.

Do Quadro 4.1 observa-se que, em se desconsiderando as ligações articuladas, onde esta conceituação não faz sentido, são poucas as ligações onde o fenômeno apresenta diagnóstico satisfatório, embasado em resultados de análise específica.

O mesmo pode ser dito do requisito a7 - solicitações dinâmicas nas ligações. A falta de resultados práticos e conclusivos de ensaio para muitas ligações, tem obrigado os principais códigos normativos e manuais a proporem análises indiretas do fenômeno, através do uso de coeficientes de majoração dos carregamentos está-

ticos.

No plano internacional, o tratamento conjunto da ductilidade e das ações dinâmicas tem merecido crescente destaque em razão da possibilidade de ocorrência de sismos.

Para a situação brasileira, onde a freqüência de sismos é muita baixa, o tratamento simplificado das ações dinâmicas, com o uso de coeficientes de majoração das cargas estáticas, é por ora suficiente.

Contudo diversos fenômenos decorrentes da atuação de cargas dinâmicas, como por exemplo, perda de aderência concreto-aço e concreto-concreto, fadiga, fissuração, etc... merecem estudo mais detalhado, devendo porisso o assunto ser inserido dentro das prioridades de pesquisa.

Relativamente aos requisitos de comportamento em serviço das ligações, nota-se, em princípio, que eles não têm acompanhado o estágio geral de desenvolvimento observado pelos requisitos de resistência. A grande maioria dos ensaios laboratoriais desenvolvidos com as ligações não contempla uma análise sistemática desses requisitos. A dificuldade de se modelar matematicamente esses fenômenos justifica, adicionalmente, a situação revelada pelo Quadro 4.1.

Ressalta-se a necessidade de maiores conhecimentos, sobretudo nos itens b1 - fissuração, b2 - deformabilidade e b4 - durabilidade das ligações.

Com relação ao requisito de durabilidade das ligações, algumas considerações adicionais merecem ser feitas.

A forma simplista de como o assunto foi apresentado neste capítulo, é reflexo direto da falta de informações disponíveis e da complexidade de sua análise, o que não pode erroneamente induzir à sua desconsideração.

A durabilidade é fator condicionante de todo o desempenho global das ligações, e deve ser estudada prioritariamente.

Diversos fatores tornam o problema da garantia de durabilidade mais crítico para as ligações:

- a existência de concretos com diferentes características reológicas, acarretando heterogeneidades físicas que podem induzir a corrosão de armaduras e outros materiais metálicos;
- a dificuldade de execução de ligações com grandes concentrações de armaduras e insertos metálicos;
- a existência de materiais metálicos aparentes nas ligações;
- a diversidade de ambientes onde se encontram inseridos os elementos de concreto pré-moldado, notadamente nos casos de ligações FUNDAÇÃO-PILAR e PAREDE-FUNDAÇÃO;
- a possibilidade de destacamento das camadas de argamassa, recomendadas de maneira sistemática como proteção aos insertos e outros dispositivos metálicos aparentes;
- a grande probabilidade de ocorrência de deformações consideráveis, com conseqüente fissuração intensa na região das ligações;
- a possibilidade de acumulação de água e eventualmente outros agentes agressivos em determinados tipos de ligações.

Até o momento, não se tem notícias de uma avaliação sistemática do estado atual das ligações em edificações pré-moldadas.

Desta forma, os primeiros estudos sobre o assunto deverão ser dirigidos a esse levantamento patológico, identificando-se os principais processos físicos e físico-químicos de deterioração.

Numa etapa posterior, tais patologias podem ser estudadas mais detalhadamente, elaborando-se disposições construtivas que orientem o correto detalhamento e execução das ligações e sua manutenção periódica.

Relativamente aos conceitos atribuídos aos aspectos construtivos e estética final, eles apontam para eventuais deficiências, notadamente construtivas de algumas ligações.

Tendo em conta que muitas vezes estes requisitos têm peso considerável na escolha do tipo de ligação a adotar, conforme já comentado, pode-se, com base nas constatações que o Quadro 4.1 permite, iniciar um processo de otimização e aperfeiçoamento das técnicas construtivas das ligações com grande potencial de uso.

No Quadro 4.2 apresenta-se a incidência dos diversos mecanismos elementares de transmissão de forças nas ligações, entendendo-se "mecanismo elementar" como meio de transmissão total ou parcial de forças, na sua forma mais simples e essencial.

De maneira bastante sintética, foram apresentados nas linhas do quadro os mecanismos elementares de transmissão de forças das diversas ligações. Através de uma numeração codificada, contemplaram-se as possíveis variações dentro de um mesmo mecanismo elementar.

Por essa "matriz de interação", analisando-se inicialmente as colunas, que representam cada um dos tipos de ligação contemplados neste trabalho, observa-se de imediato a multiplicidade de mecanismos mobilizados pelas variantes de um mesmo tipo de ligação. Assim, por exemplo, para as ligações PILAR-FUNDAÇÃO ou VIGA-PILAR, considerando-se as diversas opções para sua realização, identificam-se, no total, para cada ligação, cerca de 14 mecanismos elementares distintos de transmissão de forças.

Reforça-se assim, com mais este argumento, a idéia já exposta de encaminhar a análise da segurança nas ligações de maneira individual para cada ligação, contemplando-se ainda, dentro do possível, os mecanismos de transmissão de forças específicos de cada variante.

De fato, nota-se que a segurança de uma ligação é muito dependente do seu mecanismo de transmissão de forças.

No atual estágio de desenvolvimento do assunto, os coeficientes de segurança adicionais (ou de majoração de carregamentos) são consequência de uma dose de incerteza ou de falta de confiabilidade no atingimento de requisitos ideais.

Por exemplo, guardadas as devidas ressalvas, parece portanto mais razoável admitir um mesmo coeficiente de segurança para duas ligações distintas, porém ambas com soldagem de armaduras, do que fazê-lo para duas ligações FUNDAÇÃO-PILAR, uma executada com embutimento do pilar em cálice de fundação e a outra com chapas de base e parafusos.

QUADRO 4.2 - INCIDÊNCIA DOS MECANISMOS DE TRANSMISSÃO DE FORÇAS NAS LIGAÇÕES

MECANISMOS ELEMENTARES DE TRANSMISSÃO DE FORÇAS	L I G A Ç Ã O										
	Fundação-Pilar	Pilar-Pilar	Viga-Pilar	Viga-Viga	Viga-Laje	Laje-Parede	Parede-Fundação	Parede-Parede	Laje-Laje	Concreto-Preolidado-Concreto-Moldado "IN LOCO"	Dispositivos Especiais
Soldagem de armaduras ou insertos	1/2	1/2	1/3/4	1	1/5	1/4	1/4	1/4	1/4		5
Traspasse de armaduras			6	6	6	6		6	6		
Ancoragem de armaduras	7	7	8		8	8				8	8
Rosqueamento de armaduras	9	9									
Tensões de contato concreto/concreto	10/11	10/11	10/11	10	10	10	10				
Tensões de contato concreto/aço	12	12	13/14	13	13	13	13				14/15
Tensões de contato concreto/material de preenchimento	16/17	16/17	17	17	17	17	16/17	16	16		
Elastômeros			10	10	10	10					
Cisalhamento			18	18	18	18				19	18
Punção	20										20
Embutimento de elementos, pinos ou insertos	21		14			14	14	4	4		14
Biela-tirante	22		22	22	22						
Protensão entre elementos			23	23							
Aparafusamento entre elementos			24	24							

CÓDIGOS		
1 . Soldagem entre armaduras salientes	11. Fendilhamento	18. Cisalhamento em um elemento
2 . Soldagem de armadura a chapa de base	12. Chapas de aço parafusadas	19. Cisalhamento entre diferentes concretos
3 . Soldagem na ancoragem do tirante do consolo	13. Chapas de aço na interface entre elementos	20. Punção
4 . Soldagem entre insertos	14. Inserto metálico	21. Embutimento de elementos de concreto
5 . Soldagem de armaduras a insertos	15. Chapa de proteção de borda	22. Biela-tirante
6 . Traspasse de armaduras	16. Material de preenchimento submetido ao cisalhamento na interface entre elementos	23. Protensão entre elementos
7 . Embutimento de armaduras	17. Material de preenchimento submetido à compressão na interface entre elementos	24. Aparafusamento entre elementos
8 . Ancoragem especial		
9 . Rosqueamento de armaduras		
10. Apoio de um elemento a outro		

De uma análise das linhas do Quadro 4.2 pode-se observar que o estudo de determinados mecanismos elementares, como por exemplo a soldagem de armaduras ou insertos - compreendendo-se aí a análise de todas as variantes do mecanismo (códigos 1 a 5 do Quadro 4.2) - traria resultados aplicáveis a quase todas as ligações. Por outro lado, estudos relacionados a mecanismos como o rosqueamento de armaduras e a punção trariam resultados de aplicação imediata bastante restrita.

Ainda com relação ao Quadro 4.2 nota-se a grande incidência de fenômenos elementares envolvendo as tensões de contato entre materiais distintos, o que demonstra a necessidade de compreensão completa deste mecanismo.

\* \* \*

Concluindo este capítulo, procura-se agora enfatizar alguns aspectos observados ao longo da análise sistemática das ligações aqui realizada.

O desenvolvimento no campo das ligações em estruturas pré-moldadas passa necessariamente pelo seu conhecimento mais aprofundado, preenchendo-se as eventuais lacunas de conhecimento existentes.

Neste sentido, o Quadro 4.1 fornece uma visão global da situação, e sugere, quase que de maneira direta, as próximas ações a considerar, no campo específico da pesquisa.

Contudo, a busca obsessiva de esclarecimentos para todos os requisitos com níveis de conhecimento baixo ou razoável, promovendo-se um "aclaramento" generalizado no Quadro 4.1, pode não se justificar de imediato.

As próximas ações a desenvolver devem privilegiar, antes de tudo, as deficiências de conhecimento das ligações de uso consagrado ou com grande potencial de uso no Brasil.

No caso de serem essas ações levadas a efeito com a realização de ensaios laboratoriais, deve-se, dentro do possível, dar ênfase especial à interpretação daqueles requisitos de resistência, comportamento em serviço e aspectos construtivos para os quais há deficiências gerais de conhecimento (nomeadamente, os requisitos

a5,a6,a7,b1,b2 e b4 do Quadro 4.1).

Para as ligações em uso no Brasil que apresentam pequenas particularidades que as distinguem de outras estudadas experimentalmente ao nível internacional, os resultados de ensaios disponíveis podem ser aproveitados na calibração de eventuais modelos matemáticos de análise (por exemplo o método dos elementos finitos) a serem usados neste intento e que se revelam cada vez mais potentes para este papel.

Relativamente à consideração da segurança nas ligações, os futuros trabalhos a desenvolver, na opinião deste pesquisador, devem ser encaminhados, prioritariamente, pela interpretação intrínseca dos mecanismos elementares de transmissão de forças mobilizados, buscando-se ainda, na medida do possível, a extrapolação de seus resultados para outras ligações comuns neste aspecto, conforme sugere o Quadro 4.2.

## CAPÍTULO V

### 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao final desta exposição espera-se ter conseguido atingir os objetivos inicialmente propostos.

A partir da análise da grande maioria das informações disponíveis sobre ligações de elementos estruturais pré-moldados, procurou-se sobretudo tomar posição crítica a respeito do assunto, para assim lançar as bases para a fundamentação, ao nível nacional, de um programa de pesquisa objetivo e consistente.

Este trabalho caracterizou-se também pelo aspecto geral e abrangente com que se tratou o assunto, sendo ponto de partida para futuros estudos mais pormenorizados a respeito das ligações em estruturas pré-moldadas.

No Capítulo 1 apresentou-se inicialmente um panorama geral e uma breve retrospectiva histórica das aplicações de construções pré-moldadas de concreto. Salientou-se, a seguir, a importância e a necessidade do estudo aprofundado e sistemático das ligações nos elementos pré-moldados, para se permitir o seu desenvolvimento e viabilização plena como ferramenta de trabalho dos engenheiros, arquitetos e projetistas. Constatou-se, ainda, que nas duas últimas décadas, o estudo sistemático das ligações não acompanhou a crescente disseminação de uso da tecnologia dos pré-moldados e pouco trabalho institucional foi realizado. As iniciativas isoladas de estudo do assunto, canalizadas por instituições americanas e européias, foram insuficientes para cobrir as deficiências de conhecimento constatadas.

No Capítulo 2 apresentaram-se os critérios disponíveis para classificação tipológica das ligações.

Pela compilação do estado-da-arte, realizada no Capítulo 3, conseguiu-se reunir grande parte das informações dispersas, disponíveis em manuais, códigos normativos, artigos técnico-científicos, revistas, catálogos etc., contemplando-se principalmente os processos de cálculo das ligações. Esta apresentação pode ser encarada como uma modesta contribuição inicial à elaboração de um "Manual Técnico das Ligações em Estruturas Pré-Moldadas de Concreto". Acompanhando-se, de certa forma, uma tendência internacional, a elaboração final de um Manual, considerando-se as peculiaridades do processo no Brasil, iria permitir aos engenheiros, arquitetos e projetistas um acesso mais prático e direto às informações sobre ligações, o que contribui inclusive para a escolha do tipo ideal de ligação a adotar para cada situação.

No Capítulo 4 apresentou-se uma análise sistemática das ligações. As ligações foram analisadas relativamente aos seus principais requisitos de desempenho, permitindo-se uma visão geral e sintética dos níveis de conhecimentos atuais das ligações e identificando-se de maneira clara e objetiva as lacunas de conhecimento. Procurando-se estabelecer as diretrizes básicas para a implantação de um programa de pesquisas mais amplo e abrangente com as ligações em estruturas pré-moldadas de concreto, as seguintes considerações tornam-se importantes:

- no Brasil, verifica-se que o estudo das ligações em estruturas pré-moldadas de concreto é incipiente; a aplicação cada vez maior dos pré-moldados tem exigido a ampliação e aperfeiçoamento do repertório de soluções possíveis para as ligações;
- as futuras ações a desenvolver devem ser orientadas com base na situação geral esboçada no Quadro 4.1, buscando dar prioridade maior às ligações de uso consagrado ou com grande potencial de uso no Brasil;
- os métodos teóricos de análise das ligações, em franca evolução e aprimoramento, revelam-se como ferramentas potentes e de custo

relativamente baixo na interpretação de resultados de ensaios já realizados no exterior, e na sua extrapolação para situações semelhantes, mais afetas aos condicionantes nacionais;

- às situações especiais, para as quais se dispõe de informações ainda restritas sobre o seu comportamento geral, reserva-se tratamento mais caro e conclusivo, através de métodos experimentais de análise;
- deve-se dar especial atenção à interpretação dos requisitos de resistência, comportamento em serviço e aspectos construtivos para os quais há deficiências gerais de conhecimento;
- os estudos futuros de ligações devem ser encaminhados de uma maneira mais geral e abrangente, possibilitando a análise global dos fenômenos envolvidos - notadamente os mecanismos elementares de transmissão de forças - e a extrapolação dos resultados obtidos para outras ligações que apresentam aspectos comuns, conforme sugere o Quadro 4.2;
- a consideração da segurança deve ser encaminhada, dentro do possível, pela interpretação intrínseca dos mecanismos elementares de transmissão de forças mobilizados nas ligações, atribuindo-se eventuais coeficientes de majoração aos mecanismos, e não às ligações como um todo;
- a durabilidade das ligações merece atenção especial por ser requisito indispensável na Garantia da Qualidade das Construções e também pelo fato de haver poucos dados disponíveis sobre esta característica de desempenho.

Este trabalho, embora carregado de opiniões particulares a respeito de um assunto complexo, via de regra tratado por equipes de especialistas, constitui um esforço no sentido de se propiciar uma contribuição ao estudo do desempenho das ligações, visando o início de uma nova fase na pesquisa e no desenvolvimento de pré-moldados de concreto no Brasil.

## CAPÍTULO VI

### 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318). Detroit, 1983.
2. ANDERSON, A.R. Composite designs in precast and cast-in-place concrete. Progressive Architecture, v.41, n.9, p.172-179, Sept. 1960.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA. Manual técnico de pré-fabricados de concreto. São Paulo, 1986. 171p.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e execução de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 1985.
6. BIRKELAND, P.W., BIRKELAND, H.W. Connections in precast concrete construction. Journal of the American Concrete Institute, v.63, n.3, p.345-367, Mar. 1966.

7. BLJUGER, F.E. Design of precast concrete structures. New York: John Wiley & Sons, 1988. 297p.
8. BRAGA, W.A. Aparelhos de apoio das estruturas. São Paulo: Edgard Blücher, 1986. 107p.
9. BURTON, K.T., CORLEY, W.G., HOGNESTAD, E. Connections in precast concrete structures : effects of restrained creep and shrinkage. PCI Journal, v.12, n.2, p.18-37, Apr. 1967.
10. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP draft guide for the design of precast wall connections. Bullétim D'Information, n.169, Apr. 1985.
11. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP model code revision process. Bullétim D'Information, n.145, Jan. 1982.
12. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP 1978 model code revision process. Bullétim D'Information, n.172-173, Sept. 1986.
13. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP model code 1990: final draft. Bullétim D'Information, n.203-205, Jul. 1991.
14. DEWOLF, J., SARISLEY, E. Column base plates with axial loads and moments. Journal of the Structural Division, ASCE, v.106, n.11, p. 2167-2184, Nov. 1980.
15. DOLAN, C.W., STANTON, J.F., ANDERSON, R.G. Moment resistant connections and simple connections. PCI Journal, v.32, n.2, p.62-74, Mar.-Apr. 1987.
16. FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE. Design of multi-storey precast concrete structures: recommendations. London: Thomas Telford, 1986. 27p.

17. FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE. Shear at the interface of precast and in situ concrete: guide to good practice. London: Thomas Telford, 1982.
18. FRANZ, G. Stützenkonsolen. Beton und Stahlbetonbau, n.4, p.95-102, 1976.
19. FRANZ, G., NIEDENHOFF, H. Die Bewerung von Konsolen und Gedrungenen Balken. Beton-und-Stahlbetonbau, n.5, p.112-120, 1963.
20. GASTON, J.R., KRIZ, L.B. Connections in precast concrete structures: scarf joints. PCI Journal, v.9, n.3, p.37-59, Jun. 1964.
21. HANSON, T.A. Anclage structural en concreto presforzado y prefabricado. Revista IMCYC, v.8, n.45, jul.-ago 1970.
22. HINTON, E., OWEN, D.R.J. Finite element softwares for plates and shells. Pineridge Press, 1984.
23. HOFBECK, J.A., IBRAHIM, I.O., MATTOCK, A.H. Shear transfer in reinforced concrete. Journal of the American Concrete Institute, v.66, n.2, p.119-128, Feb. 1969.
24. HOLMES, M., MARTIN, L.H. Analysis and design of structural connections: reinforced concrete and steel. Chichester, UK: Ellis Horwood, 1984. 269p.
25. HOLMES, M., POSNER, C.D. The connection of precast concrete structural members. London: CIRIA 1971. (CIRIA Report 28)
26. INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS. Structural joints in precast concrete - manual. London, 1978. 56p.

27. JOHAL, L.S., JENNY, D.P., SHAIKH, A.F. Impact of past research and future research needs of the precast and prestressed concrete industry. PCI Journal, p.52-59, Nov.-Dec. 1991.
28. KONCZ, T. Manual de la construcción prefabricada. Madrid: Hermann Blume, 1976. 3v.
29. KRIZ, L.B., RATHS, C.H. Connections in precast concrete structures: strength of corbels. PCI Journal , v.10, n.1, p.16-61, Feb. 1965.
30. LAFRAUGH, R.W., MAGURA, D.D. Conexiones en estructuras de concreto prefabricadas - Columnas con placas base. Revista IMCYC, p.8-34, set. 1966.
31. LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. Construções de concreto: casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. v.2, 174p.
32. LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. Construções de concreto: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. v.3, 288p.
33. LIMA, J.F. Escola transitória: modelo rural. Brasília: MEC/CEDATE, 1984. 113p.
34. MACHADO, C.P. Consolos curtos. Notas de aula do curso "Elementos especiais estruturais de concreto armado", FDTE-EPUSP, 1980. (não publicado)
35. MAST, R.F. Auxiliary reinforcement in concrete connections. Journal of the Structural Division, ASCE, v.94, n.ST6, p.1485-1504, Jun. 1968.
36. MATTOCK, A.H. Anchorage of stirrups in a thin cast-in-place topping. PCI Journal, v.32, n.6, p.70-85, Nov.-Dec. 1987.

37. MATTOCK, A.H. Design proposals for reinforced concrete corbels. PCI Journal, v.21, n.3, p.18-42, May-Jun. 1976.
38. MATTOCK, A.H. Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Shear in reinforced concrete. Detroit, 1974. p.17-42. (ACI Special Publication 42).
39. MATTOCK, A.H. Shear transfer under cyclically reversing loading across an interface between concretes cast at different times. University of Washington, Seattle: 1977. (Report SM 77-1)
40. MATTOCK, A.H., CHEN, K.C., SOONGSWANG, K. The behavior of reinforced corbels. PCI Journal, v.21, n.2, p.52-77, Mar.-Apr. 1976.
41. MATTOCK, A.H., HAWKINS, N.M. Shear transfer in reinforced concrete: recent research. PCI Journal, v.17, n.2, p.55-75, Mar.-Apr. 1972.
42. MATTOCK, A.H., JOHAL, L., CHOW, H.C. Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane. PCI Journal, v.20, n.4, p.76-93, Jul-Aug.1975.
43. MEHMEL, A., BECKER, G. Zur Schubmessung des Kurzen Kragarms. Der Bauingenieur, v.40, n.6, p.224-231, 1965.
44. MEHMEL, A., FREITAG, W. Tragfähigkeitsversuche an Stahlbetonkonsolen. Der Bauingenieur, v.42, n.10, p.362-369, 1967.
45. MOKK, L. Construcciones con materiales prefabricados de hormigón armado. Bilbao: Ediciones Urmo, 1969. 555p.

46. NISSEN, H. Construcción industrializada y diseño modular.  
Madri: Hermann Blume, 1976. 480p.
47. ORDONEZ, J.A. Prefabrication: teoria e práctica. Barcelona:  
Editores Asociados, 1974.
48. PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. Manual on design of connections for precast prestressed concrete. Chicago, 1973.  
99p.
49. PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. PCI connections details for precast prestressed concrete buildings. Chicago, 1963.  
53p.
50. PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. PCI design handbook - precast and prestressed concrete, Chicago, 1971.
51. PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. PCI manual for structural design of architectural precast concrete. Chicago, 1977.  
PCI MNL 121.
52. PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. Committee of Connection Details. Summary of basic information on precast concrete connections. PCI Journal, v.14, n.6, p.14-58, Dec. 1969.
53. PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. PCI Bridge Producers Committee. Recommended practice for precast prestressed concrete composite bridge deck panels. PCI Journal, v.33, n.2, p.67-109, Mar.-Apr. 1988.
54. RATHS, C. Embedded structural steel connections. PCI Journal, v.19, n.3, p.104-112, May-Jun. 1974.
55. ROSS, A. D. Creep of concrete under variable stress. Journal of the American Concrete Institute, v.54, n.9, p.739-758, Mar. 1958.

56. ROSTASY, F. Connections in precast concrete structures: continuity in double-T floor construction. PCI Journal, v.7, n.4, p.18-48, Aug. 1962. (não encontrada).
57. RUDY, J.F., SUYAMA, F., SCHWARTZBART, H. Welding of reinforced bars for concrete construction. Welding Journal, Aug. 1959.
58. SAEMANN, J.C., WASHA, G.W. Horizontal shear connections between precast beams and cast-in-place slabs. Journal of the American Concrete Institute, v.61, n.11, p.1383-1409, Nov. 1964.
59. SANTOS, S.P. Ligações de estruturas pré-fabricadas de betão. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1985. 180p.
60. SCHIEL, F. Introdução à resistência dos materiais. São Carlos: EESC-USP, 1983.
61. SERRANO, J.S. Construcción industrializada: prefabricación. São Paulo: IPT - Divisão de Edificações, 1987.
62. SHEHATA, I., BERNARDO, G.K.T., LEITE, J.P. Análise de dentes e consolos curtos pelos teoremas dos limites superior e inferior. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, Porto Alegre, 1991. Anais. v.2, p.467-478.
63. SILVA, R.C. Concreto armado: aplicações de modelos de bielas e tirantes. São Carlos, 1991. 196p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1991.
64. SOARES, C.A., TERAMOTO, R. Consolos curtos: resumo histórico; análise comparativa entre Franz, Leonhardt e Mehmel/Becker; proposta para dimensionamento de consolos curtos de concreto armado; formulário. São Paulo: Themag Engenharia, 1978. (não publicado)

65. SOMERVILLE, G. Tests on column-column joints for the Ministry of Public Building and Works. London: Cement and Concrete Association, Jul. 1967. (Departmental Note DW300)
66. SOMERVILLE, G. The behaviour of mortar joints in compression. London: Cement and Concrete Association, 1972. (Technical Report TRA 476)
67. SOMERVILLE, G. The influence of percentage reinforcement on mortar compression joints for framed structures. London: Cement and Concrete Association, 1972 (Technical Report TRA 477)
68. STANTON, J.F., ANDERSON, R.G., DOLAN, C.W., MCCLEARY, D.E. Moment resistant connections and simple connections. PCI Specially Funded Research and Development Program - Research Project N.1/4, Chicago, Illinois, 1986. 436p.
69. STEINLE, A., SEILER, H. Upgrading by augmenting existing cross-sections and systems: proposal for design according to EC 2 regard to German regulations. In: FIP INTERNATIONAL SYMPOSIUM, Jun. 1990.
70. UNION INTERNATIONALE DES CHÉMINS DES FER (UIC). Code 772R Directives pour l'utilisation des appareils d'appui en caoutchouc dans les ponts-rails. 1969.
71. VASCONCELLOS. A.C. O desenvolvimento da pré-fabricação no Brasil. Revista Politécnica, n.200, jun. 1988.
72. WALRAVEN, J., FRENAY, J., PRUIJSSERS, A. Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. PCI Journal, v.32, n.1, p.66-84, Jan.-Feb. 1987.