

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES

MAURO EDUARDO DE SOUZA

**ARMADURAS ESPECIAIS PARA CONCRETO ESTRUTURAL:
TÓPICOS SOBRE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS**

MONOGRAFIA DE ESPECIALIZAÇÃO EM PATOLOGIA DAS
CONSTRUÇÕES

CURITIBA - PR

2014

MAURO EDUARDO DE SOUZA

**ARMADURAS ESPECIAIS PARA CONCRETO ESTRUTURAL:
TÓPICOS SOBRE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS**

Monografia de Especialização apresentada ao Departamento Acadêmico de Construção Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná como requisito parcial para obtenção do título de “Especialista em Patologia das Construções.”

Orientador: Prof. MSc. Amacin Rodrigues Moreira

CURITIBA - PR

2014

MAURO EDUARDO DE SOUZA

**ARMADURAS ESPECIAIS PARA CONCRETO ESTRUTURAL:
TÓPICOS SOBRE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS**

Monografia aprovada como requisito parcial para obtenção do título de Especialista no Curso de Pós-Graduação em Patologia das Construções, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, pela comissão formada pelos professores:

Orientador:

Prof. M. Eng. Amacin Rodrigues Moreira
Departamento Acadêmico de Construção Civil, UTFPR – Câmpus Curitiba.

Banca:

Prof. M. Eng. Massayuki Mário Hara
Departamento Acadêmico de Construção Civil, UTFPR – *Câmpus* Curitiba.

Prof. M. Eng. José Manoel Caron
Departamento Acadêmico de Construção Civil, UTFPR – *Câmpus* Curitiba.

Curitiba
2014

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso

RESUMO

SOUZA, Mauro E. Armaduras especiais para concreto estrutural: tópicos sobre manifestações patológicas. 2014. 58 f. Monografia de especialização – Curso de pós graduação em Patologia das Construções. Universidade tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2014.

A presente pesquisa aborda, por meio de revisão bibliográfica, os mecanismos de funcionamento consagrados no âmbito técnico para o detalhamento de armadura de resistência local (fendilhamento, flambagem de barras comprimidas, costura, armadura de suspensão e equilíbrio de desvio de esforços longitudinais) cuja principal função é absorver esforços de trações localizados nos elementos de modo a lhes permitir funcionar conforme idealizado. Além disso, o estudo tem por finalidade relacionar, mediante estudos já existentes, omissões ou falhas no detalhamento de cada tipo de armadura de resistência local com manifestações patológicas que acometem as estruturas correntes de concreto, incluindo estruturas de concreto protendido, concreto armado e estruturas pré-moldadas. Os resultados da pesquisa demonstram que as patologias geradas por deficiência dessas armaduras têm tratamento difícil e oneroso, quando exequível, muito embora haja normas brasileiras prescrevendo grande número de recomendações para minimizar tais vícios.

Palavras-chave: Patologia, Armadura local, Concreto Armado.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Lei de Sitter.....	10
Figura 2: Sistema de apoio indireto.....	14
Figura 3: Modelo de treliça e determinação da região de cruzamento entre vigas	14
Figura 4: Região de cruzamento ou zona preferencial	15
Figura 5: Detalhe da instalação da armadura de suspensão,	16
Figura 6: Gráfico resumo de suspensão de cargas em encontros de vigas	17
Figura 7: Proteção contra flambagem das barras de pilares	20
Figura 8: distribuição de tensões	21
Figura 9: Armadura contra cintamento ou fretagem	22
Figura 10: Vergalhões de fretagem para ligação do bloco com as estacas.....	22
Figura 11: Espirais de fretagem para ligação do bloco com as estacas.....	23
Figura 12: Mudança de direção das armaduras	23
Figura 13: Plano P submetido a esforços de cisalhamento.....	25
Figura 14: Trajetória de esforços em um consolo curto	26
Figura 15: Esquema de armação de um consolo	27
Figura 16: Ensaio de vigas sem armadura de suspensão	29
Figura 17: detalhe de armadura de suspensão no cruzamento de vigas fonte.....	29
Figura 18: Formação das primeiras fissuras por falta de armadura de suspensão.....	30
Figura 19: Vista ampliada das fissuras	30
Figura 20: Possíveis interações entre viga suporte e viga suportada.....	31
Figura 21: Ruptura na região do apoio indireto.....	32
Figura 22: Região igual à meia altura da viga onde os estribos estão mais tensionados	33
Figura 23: Ruptura na região de apoio indireto entre vigas	34
Figura 24: Penetração do cone invertido (cunha) de concreto	35
Figura 25: Configurações das fissuras nos prismas reforçados com estribos retangulares	36
Figura 26: Configurações das fissuras nos prismas reforçados com estribo helicoidal	36
Figura 27: Configuração das fissuras com placas de diferentes dimensões	37
Figura 28: Concreto esmagado abaixo da placa de ancoragem.....	38
Figura 29: Flambagem das barras comprimidas de uma coluna	39
Figura 30: Danos causados ao pilar-parede por abalo sísmico.....	40
Figura 31: Danos causados aos pilares do Viaduto de Northidge na Califórnia pelo terremoto de 1994.....	41

Figura 32: Flambagem da armadura longitudinal.....	41
Figura 33: Flambagem das barras longitudinais entre os estribos.....	42
Figura 34: configuração para elementos com desvios de esforços.....	43
Figura 35: Campo saliente comprimido	44
Figura 36: Arranjos das armaduras para desvios de esforços longitudinais.....	45
Figura 37: Reforço de elemento onde existem desvios de esforços longitudinais	45
Figura 38: Falhas causadas por execução diferente do projeto.	46
Figura 39: Possíveis tipos de ruptura de consolos.....	46
Figura 40: Ensaio de ruptura de consolo curto	48
Figura 41: Tipos principais de fissuras observadas nas peças com ruptura por cortante	49
Figura 42: Ensaio de ruptura com escoamento da armadura de costura.	50
Figura 43: Consolo muito curto com ruptura por esforço cortante na interface consolo – pilar	50
Figura 44: Fissuras principais no canto reentrante	51
Figura 45: Vista geral em ambas as faces.....	52
Figura 46: Fissuras na face do canto reentrante de dentes Gerber devido a escoamento ou ruptura armadura que atravessam as fissuras.....	52
Figura 47: Colarinho rugoso para pilar de concreto pré-fabricado	53
Figura 48: Transferência de esforços no colarinho segundo	54
Figura 49: Esquema das principais armaduras do cálice	54
Figura 50: Fissuras no colarinho e bloco de fundação ensaiado	55
Figura 51: Fissuração do colarinho parcialmente embutido no bloco de fundação	55

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	8
1.1 JUSTIFICATIVA	10
1.2 OBJETIVOS	11
1.2.1 Objetivos gerais	11
1.2.2 Objetivos específicos	11
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1. CONCRETO ESTRUTURAL: DEFINIÇÃO E MECANISMOS DE FUNCIONAMENTO	12
2.2. CLASSIFICAÇÕES DAS ARMADURAS UTILIZADAS EM CONCRETO ARMADO DE USO CORRENTE.....	12
2.2.1. Armaduras de suspensão	13
2.2.2. Armaduras contra flambagem de barras comprimidas	18
2.2.3. Armaduras de fretagem ou cintamento.....	20
2.2.4. Armaduras desvios de esforços longitudinais	23
2.2.5. Armaduras de costura	24
3. METODOLOGIA DE PESQUISA	28
4. PATOLOGIA RELACIONADA A ARMADURAS ESPECIAIS	28
4.1. Patologia relacionada a armadura de suspensão.....	28
4.2. Patologias relacionadas a armaduras de fretagem ou cintamento	34
4.3. Patologias relacionadas armadura flambagem de armaduras comprimidas	38
4.4. Patologia relacionada armaduras desvios de esforços longitudinais	42
4.5. Patologia relacionada a armaduras de costura	46
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	56
6. REFERÊNCIAS	57

1. INTRODUÇÃO

Na indústria da construção civil entende-se por empreendimento (edificação ou ambiente construído) o produto final resultante de todas as fases que compõem a cadeia da construção. Analisando-se todas as fases necessárias para atingir o produto esperado, constata-se que existe uma grande quantidade de profissionais (engenheiros, arquitetos, mestre de obras, pedreiros, marceneiros, serventes, etc.) e de materiais envolvidos, indispensáveis à execução. Em outras palavras, há uma infinidade de fatores que influenciam a qualidade do produto final, o qual não está livre de patologias.

Qualquer falha num componente do sistema (projeto, material, execução e manutenção) pode gerar diversas patologias, as quais também podem ser resultantes de um conjunto de falhas.

Dentro desse contexto, partindo de estudos que apontam a origem de patologias nas fases de concepção e execução da estrutura e com o intuito de facilitar a compreensão sobre mecanismos que desencadeiam a formação de tais vícios, as causas dos problemas patológicos em estruturas de concreto armado, quanto à origem, serão divididas em: (i) concepção da estrutura (projeto), (ii) materiais, (iii) execução; e (iv) utilização e manutenção.

Importante salientar que várias são as falhas passíveis de ocorrer durante a concepção da estrutura, pois o projeto é refinado desde a definição do escopo do empreendimento – no qual se delimita o objeto a ser construído (casa térrea, sobrado, edifício, galpão, etc.) – até o projeto executivo (projeto final que contém todos os elementos gráficos e escritos que permite a completa execução do empreendimento).

Durante a fase de projeto define-se, o arcabouço (sistema estrutural), se em concreto armado ou protendido, estrutura metálica ou de madeira, ou, ainda, um sistema misto. É pertinente frisar que o sistema estrutural de concreto armado ou protendido pode ser executado “in loco”, sistema tradicional monolítico - ou em concreto pré-moldado - sistema com ligações semi-rígidas ou articuladas executado fora do local de trabalho. Tanto um sistema quanto o outro está sujeito a patologias decorrentes da má interpretação dos esforços gerados pelas ações que agem sobre

os elementos, ou equívoco na interpretação dos esforços e no detalhamento da armadura, o que poderá gerar fissuras, trincas, deformações e vibrações excessivas e em casos mais graves, levar ao colapso os elementos ou o próprio sistema estrutural.

De nada vale uma interpretação correta da distribuição dos esforços internos se o detalhamento das armaduras for equivocado. Para que o sistema estrutural funcione conforme o idealizado é necessário ao engenheiro projetista sólidos conhecimentos dos mecanismos de distribuição dos esforços para detalhar e posicionar coerentemente a armadura, caso contrário ocorrerão falhas e conseqüentemente patologias. O custo para reabilitações de estruturas acometidas por falhas de projetos é elevado e de difícil execução, sendo em alguns casos inviáveis economicamente ou mesmo inexecutáveis tecnicamente tais reabilitações. A melhor alternativa é tomar as devidas cautelas com o detalhamento dos elementos promovendo economia na construção e sua durabilidade.

Nesse trabalho serão abordadas as patologias geradas por ausência ou falha na previsão de armaduras de resistência local (fendilhamento, flambagem de barras comprimidas, costura, armadura de suspensão e equilíbrio de desvio de esforços longitudinais), cuja principal função é permitir que o modelo adotado funcione conforme idealizado. Registre-se que a falha na previsão dos esforços e detalhamento dessas armaduras pode comprometer seriamente o desempenho da estrutura e da construção.

1.1 JUSTIFICATIVA

As recuperações estruturais quando tecnicamente exequíveis causam inconvenientes, tais como atrasos em cronogramas, alteração da estética da construção, transtornos aos usuários (pós-ocupação) e altos gastos, os quais são mais bem representados pela lei da evolução de ¹Sitter que correlaciona o custo relativo para correção de patologias no decorrer do tempo. A referida lei, conforme a Figura 1, demonstra que o custo varia geometricamente com o tempo.



Figura 1: Lei de Sitter

Fonte: adaptado de manual de reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto, 2005, p.27.

Assim, para uma determinada patologia, o custo para saná-la é de: (i) 1 (uma) unidade monetária durante a fase de projeto; (ii) 5 (cinco) unidades durante a fase de execução; (iii) 25 (vinte e cinco) unidades na fase pós ocupação, na qual são realizadas manutenções preventivas; e (iv) 125 (cento e vinte e cinco) unidades monetárias para correção da patologia.

Esses custos devem ser internalizados pelas construtoras, as quais deverão eliminar possíveis patologias já durante a fase de concepção, viabilizando a rápida correção com impacto nulo, senão quase nulo no cronograma e custo final da obra. Empresas com menores incidências de patologia em suas obras apresentam boa imagem e reputação no mercado, conferindo-lhes maior credibilidade junto ao público-usuário.

¹ Lei de Sitter ou lei dos cinco: gráfico que interpreta a evolução progressiva de custos de manutenção, considerando os custos relativos à fase em que é aplicada

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos gerais

O presente estudo tem como objetivo apresentar por meio de revisão bibliográfica dos mecanismos de funcionamento consagrados no meio técnico e prescrições normativas para detalhamento de armadura de resistência local.

1.2.2 Objetivos específicos

Relacionar falhas no detalhamento e omissões na previsão de armaduras de resistência local com patologias encontradas em estruturas correntes de concreto, incluindo-se nesse contexto estruturas de concreto protendido, concreto armado e estruturas pré-moldadas.

Apresentar procedimentos que visem reduzir a possibilidade de ocorrência de falhas durante o detalhamento dessas armaduras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONCRETO ESTRUTURAL: DEFINIÇÃO E MECANISMOS DE FUNCIONAMENTO

Concreto estrutural segundo NBR 6118:2007 é definido como: “Termo que se refere ao espectro completo das aplicações do concreto como material estrutural.” Corroborando com essa definição, Fusco (2008) explica que o tipo de armadura empregada caracteriza o concreto estrutural. Seguem algumas definições constantes da NBR 6118:2007 referente ao termo concreto estrutural:

- Elementos de concreto simples estrutural: elementos estruturais elaborados com concreto que não possui qualquer tipo de armadura, ou que a possui em quantidade inferior ao mínimo exigido para o concreto armado;
- Elementos de concreto armado: aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência;
- Elementos de concreto protendido: aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU).

2.2. CLASSIFICAÇÕES DAS ARMADURAS UTILIZADAS EM CONCRETO ARMADO DE USO CORRENTE

Os arranjos de armaduras utilizadas em elementos de concreto armado são multiformes e podem ser classificados segundo Fusco (2008) basicamente em três tipos:

- I. Armaduras de resistência geral (armaduras longitudinais e transversais): são armaduras obrigatórias para garantir a integridade do elemento como um todo, são elas que permitem que o elemento estrutural tenha desempenho semelhante ao adotado no modelo de cálculo estrutural;
- II. Armaduras complementares (armaduras construtivas, montagem e pele): são simples complementos da armadura geral e podem deixar de existir quando não forem necessárias. Em geral essas armaduras facilitam a montagem dos elementos, absorver pequenos esforços não previstos no modelo estrutural e redistribuir fissurações que tende a se formar pelo emprego de armaduras longitudinais;
- III. Armaduras de resistência local (armaduras de costura, contra fendilhamento, flambagem de barras comprimidas, desvios de esforços longitudinais e suspensão): são armaduras necessárias para absorver esforços de trações localizados nos elementos estruturais em virtude de diversas razões.

O presente estudo, seguindo a classificação proposta por Fusco (2008), cingir-se-á às armaduras do terceiro grupo por serem de suma importância para absorção de esforços de trações existentes em determinadas regiões das peças estruturais. Para o indigitado autor, as armaduras de resistência local, além de assegurarem o comportamento global previsto, são relevantes para garantir a segurança das peças estruturais. Importante destacar que o desrespeito às regras de detalhamento foi responsável por muitas catástrofes no passado.

2.2.1. Armaduras de suspensão

Para Leonhardt e Monnig (1978) as armaduras de suspensão são necessárias quando uma viga é ligada a outra por meio da qual se apoia toda a sua altura (alma), transmitindo ao longo desta sua carga (Figura 2), cuja transferência de esforços é denominada de apoio indireto. Esses autores afirmam ainda que se a viga estiver trabalhando no Estádio II, as cargas serão transferidas primordialmente ao apoio mediante uma diagonal de compressão. O modelo de treliça abaixo, com

tais diagonais comprimidas mostra claramente a necessidade de barras verticais de tração, ou seja, da armadura de suspensão (Figura 3).

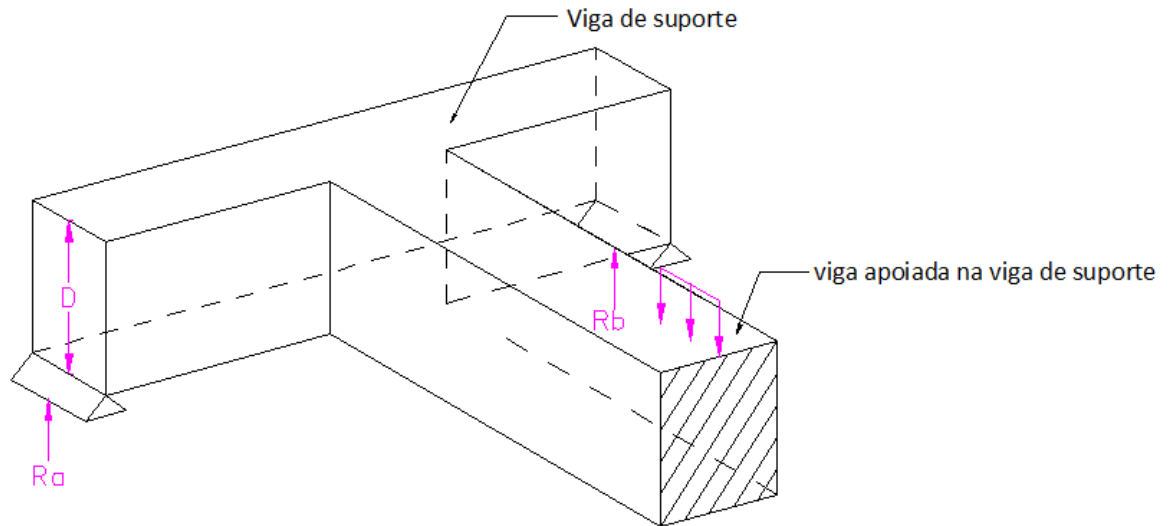


Figura 2: Sistema de apoio indireto
Fonte: Leonhardt e Monnig, 1978.

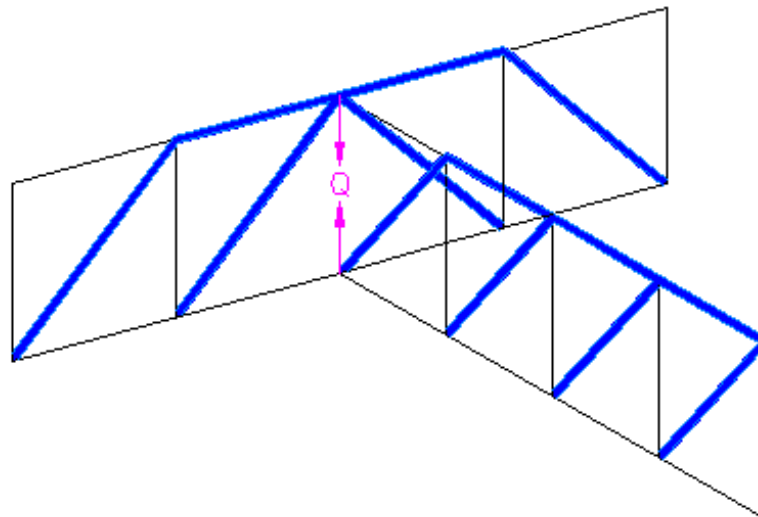


Figura 3: Modelo de treliça e determinação da região de cruzamento entre vigas
Fonte: Leonhardt e Monnig, 1978.

As cargas penduradas na parte inferior das vigas produzem tração na alma e são transferidas pelas barras desta tração ao banzo comprimido. Essa armadura de suspensão é adicionada à armadura normal de cisalhamento, a qual é dimensionada como se a carga pendurada atuasse na parte superior.

Tanto para Fusco (1995) como para Leonhardt e Monning (1978) há uma região delimitada pela distância igual semi-altura da viga suporte ao centro do cruzamento das vigas, denominada cruzamento ou zona preferencial na qual ocorre a influência da viga que se apoia na viga de suporte, (Figura 4). Nessa região a armadura de suspensão preenche simultaneamente a função da armadura de cisalhamento. Fora da área de cruzamento o comportamento da viga de apoio frente aos esforços cortantes é o mesmo para o carregamento, valendo tais considerações para o dimensionamento.

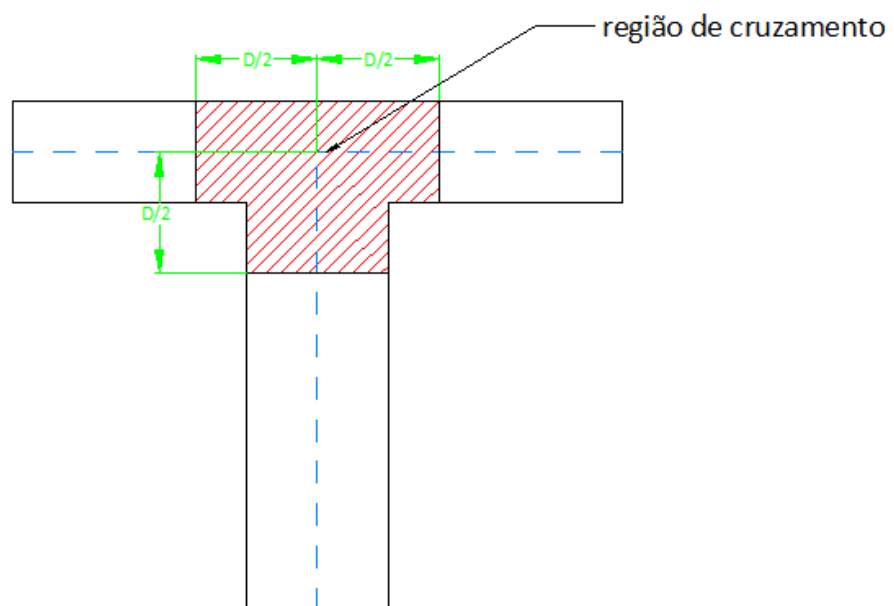


Figura 4: Região de cruzamento ou zona preferencial
Fonte: Fusco, 1995.

Corroborando com Fusco (1995), Leonhardt e Monning (1978) a NBR 6118-2007 diz que nas proximidades de cargas concentradas transmitidas à viga por outras vigas ou elementos discretos que nela se apoiem ao longo ou em parte de sua altura, ou fiquem nela pendurados, deve ser colocada armadura de suspensão, na figura 5 apresenta-se detalhes do arranjo da instalação armadura de suspensão sugerida por Fusco (1995).

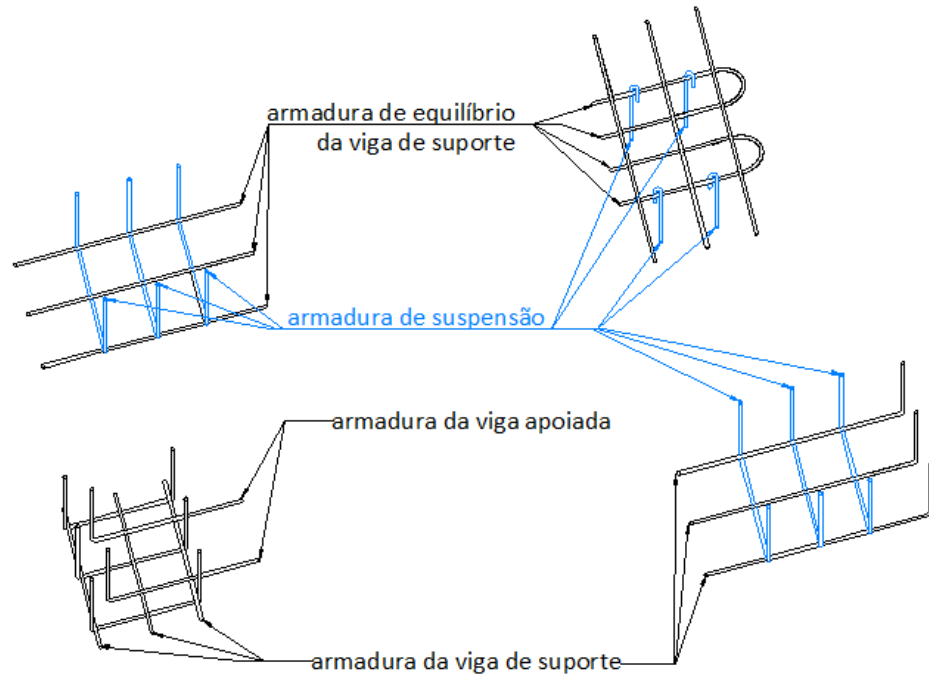


Figura 5: Detalhe da instalação da armadura de suspensão,
Fonte: adaptado de Fusco, 1995.

Leonhardt e Monning (1978) recomendam para vigas de mesma altura e faces coincidentes que a armadura de suspensão deva ser suficiente para suspender 100% da carga.

Thomaz (2014) apresenta um gráfico resumo para o cálculo da carga a suspender em função das alturas das vigas e posição da viga apoiada, Figura 6.

Observa-se no gráfico que quando a viga HI é apoiada na parte superior da viga HII pode-se suspender um valor menor do que toda a carga da viga HI, isto ocorre porque parte da carga é transferida para o arco de compressão da viga HII. No caso em que a viga HI descarrega na parte inferior da viga HII, não existe o arco de compressão devendo então ser providenciado armadura de suspensão para o valor integral da carga da viga HI.

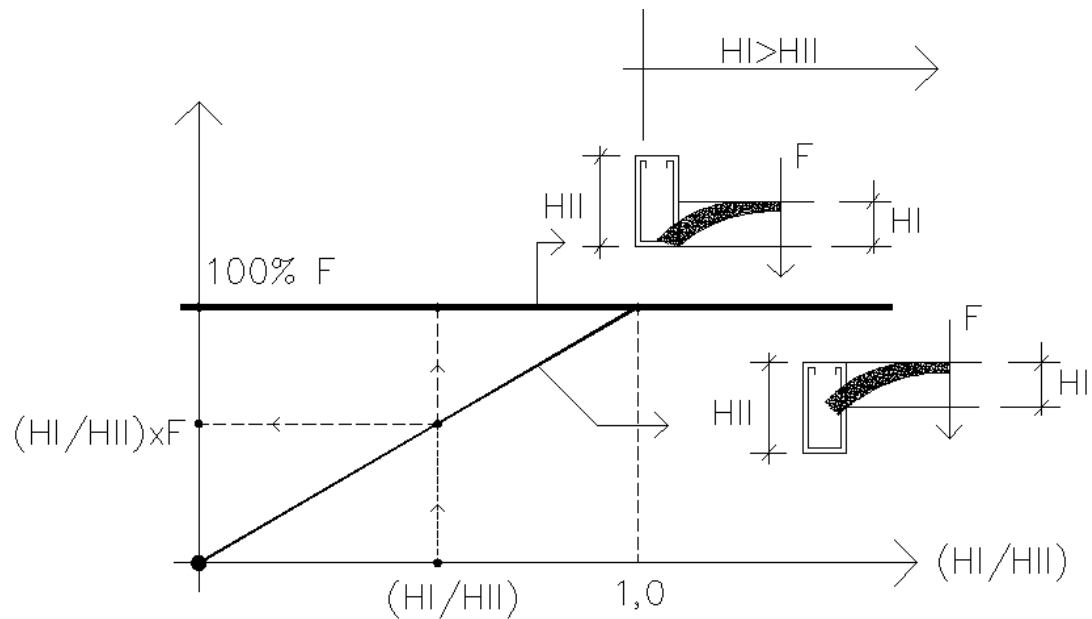


Figura 6: Gráfico resumo de suspensão de cargas em encontros de vigas
Fonte: Thomaz, 2014.

Para MacGregor (2009) os estribos utilizados como armadura de suspensão devem suspender uma carga igual a $(1 - H_b/H_{II})$ da força transmitida, onde H_b é a distância entre as faces inferiores das vigas apoiada e suporte e H_{II} é a altura da viga suporte. Esta redução pode ser justificada, pois parte da carga se propaga pela parte inferior da ligação por um novo mecanismo da treliça.

Segundo a NBR 6118-2007, deve-se prever ainda armadura de suspensão em consolos curtos e dentes Gerber com capacidade de absorver a carga total quando existir cargas indiretas.

Cánovas (1988) acrescenta que no caso de vigas de seção “T” invertido, é preciso colocar armaduras transversais que unam a alma com cada uma das abas e que atuem como tirantes absorvendo os esforços de trações e cortantes que apareçam nas seções críticas de encontro das abas e da alma. Este autor cita ainda que no apoio de escadas pré-moldadas devem transmitir-se os esforços por meio de armaduras de ancoragem convenientemente dispostas ou através de estribos especiais (armadura de suspensão).

2.2.2. Armaduras contra flambagem de barras comprimidas

A armadura contra flambagem de barras comprimidas tem o intuito estabilizar as barras longitudinais, permitindo que estas escoem antes que ocorra instabilidade por deslocamentos transversais da armadura, também possui a função de garantir a solidarização entre armaduras e o concreto que as envolve. Um bom exemplo destas armaduras são os estribos de pilares.

Morsh (1948) apresentou no início do século passado estudo sobre flambagem inelástica das barras de pilares. Os resultados obtidos são base até hoje para prescrições normativas sobre o espaçamento máximo entre estribos para estabilizar armaduras longitudinais comprimida de pilares e, conseqüentemente redução do comprimento de flambagem e aumento da capacidade de carga.

As recomendações contra flambagem propostas por Morsh são as seguintes:

- Barras longitudinais de grandes diâmetros;
- Inserção de armadura transversal para reduzir o comprimento de flambagem;
- Armadura pouco espaçada;
- Armadura transversal não deve ter diâmetro pequeno, devendo ter diâmetro igual aproximadamente metade do diâmetro das barras longitudinais.

A NBR 6118-2007 baseado nas recomendações de Morsh prescreve os seguintes valores:

- O diâmetro mínimo das barras longitudinais de pilares igual a 10 mm;
- o espaçamento máximo entre eixo das barras deve ser menor ou igual a duas vezes menor dimensão da seção no trecho considerado, sem exceder 400 mm;

- O diâmetro dos estribos não deve ser inferior a 5 mm ou $\frac{1}{4}$ diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

Referente ao espaçamento de estribos o texto da norma diz: “O espaçamento longitudinal entre estribos medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm;
- Menor dimensão da seção;
- 24 Φ para CA-25, 12 Φ para CA-50.”

A NBR 6118-2007 complementa que no caso em que houver possibilidade de flambagem das barras da armadura, situadas junto à superfície do elemento estrutural, devem ser tomadas precauções para evitá-la.

Os estribos poligonais evitam a flambagem das barras longitudinais situadas em suas arestas e daquelas por eles compreendidas, localizadas à distância de no máximo 20 Φ do canto, desde que não haja mais de duas barras, não contando as do canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, serão necessários estribos suplementares.

Se o estribo suplementar for composto por uma barra reta com ganchos, deverá atravessar a seção do elemento estrutural de maneira que os seus ganchos prendam a barra longitudinal. Se houver mais de uma barra longitudinal a ser protegida junto à mesma extremidade do estribo suplementar, seu gancho deve prender um estribo principal em um ponto junto a uma das barras, o que deve ser indicado no projeto de modo bem destacado (ver figura 7).

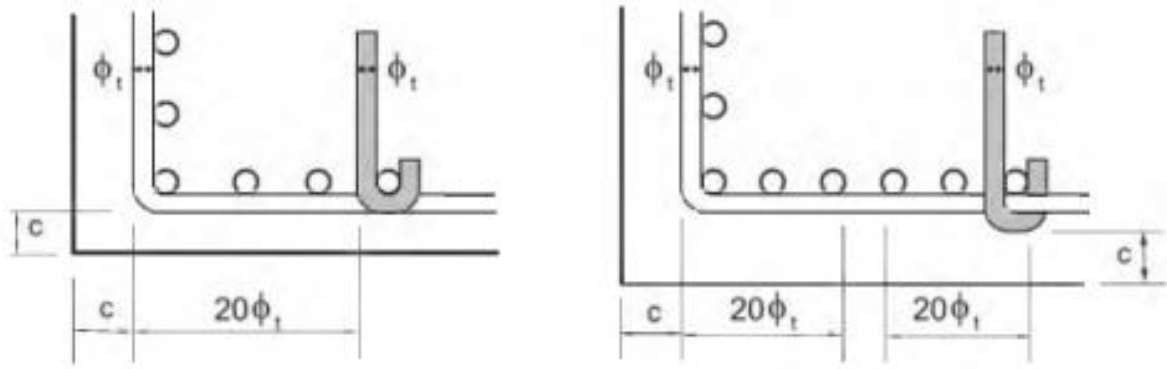


Figura 7: Proteção contra flambagem das barras de pilares
 Fonte: NBR 6118, 2007.

2.2.3. Armaduras de fretagem ou cintamento

O uso de cintamento em estruturas de concreto promove aumento da ductibilidade e resistência. Esse cintamento é obtido por intermédio de inserção de estribos circulares, quadrados e retangulares ou por meio de armadura transversal contínua (helicoidal). O cintamento do concreto, embora seja pouco significativo para baixas tensões, passa a ter grande importância no processo de fissuração dos elementos quando tais tensões aumentam, especialmente para altas tensões.

Para Fusco (1995), quando ocorre o cintamento do concreto, este fica num estado hidrostático de compressão, tornando válida a hipótese do envoltório de Coulomb-Mohr. No caso de concreto cintado por armadura circular, admite-se que a armadura de cintamento chegue ao escoamento por ocasião da ruptura do concreto. Este autor ainda complementa que no caso de cintamento em malha em blocos de apoios e articulações a um aumento da resistência do concreto acima do f_{ck} .

A NBR 14931-2004 define armadura de fretagem ou contra fendilhamento como: “armadura frouxa (passiva) destinada a resistir às tensões locais de trações no concreto, transmitida pela ancoragem das barras ao mesmo”. Nas ligações entre elementos pré-moldados, a transmissão de esforços de um elemento para outro normalmente ocorre em pequenas áreas de dimensões reduzidas. Esse fenômeno recebe o nome de bloco parcialmente carregado. A aplicação de forças em áreas reduzidas, normais a superfície, introduz um estado tridimensional de tensões nos elementos, dando origem a tensões de tração e compressão. A força causa perturbações internas no elemento, acarretando em tensões de tração transversal à

direção da aplicação da força, chamada de tensões de fendilhamento, e tensões de tração junto aos cantos se estes não forem chanfrados.

Segundo El Debs (2000) as tensões de fendilhamento se desenvolvem num plano ortogonal a aplicação da força (figura 8), concentrando-se em uma região limitada à ordem de grandeza das dimensões transversais do elemento. O dimensionamento dos blocos parcialmente carregados engloba a verificação da tensão de compressão no concreto e cálculo de armadura para combater as tensões de fendilhamento, chamada de armadura de cintamento. Essa armadura pode ser em forma de malha, estribos ou espiral.

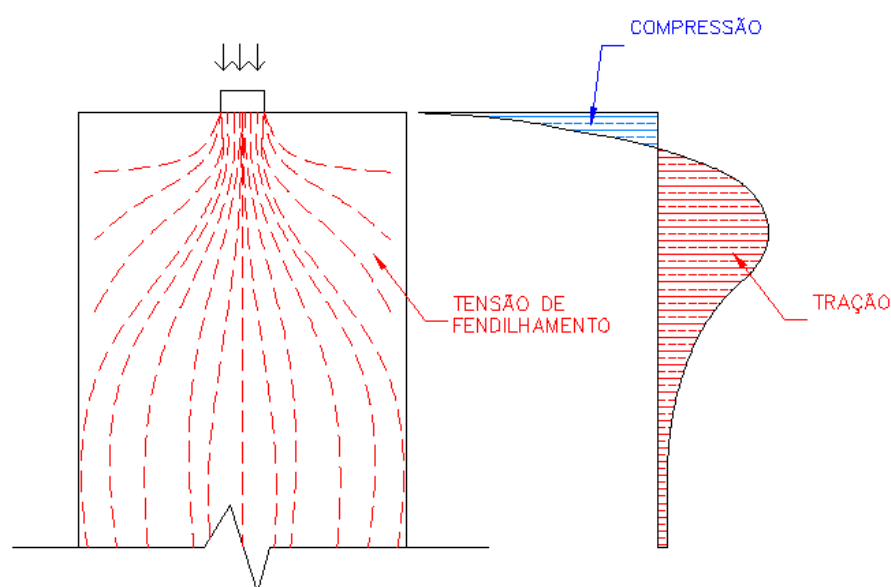


Figura 8: distribuição de tensões
Fonte: adaptado de El Debs, 2000.

Quando a força for pequena ou a área for pouco reduzida, as tensões podem ser muito baixas, cuja colocação de armadura de fretagem leva a uma segurança exagerada. Para esses casos, a armadura de fretagem pode ser dispensada desde que a tensão máxima seja inferior à resistência de tração do concreto, com coeficiente superior a 2.

Em todas as ancoragens de cordoalhas protendidas com aderência posterior é necessário inserir uma armadura de fretagem (cintamento, cf. figura 9) afim de evitar a abertura de fissuras por tração transversal no concreto devido ao carregamento parcial do concreto junto à ancoragem (CARVALHO, 2012).

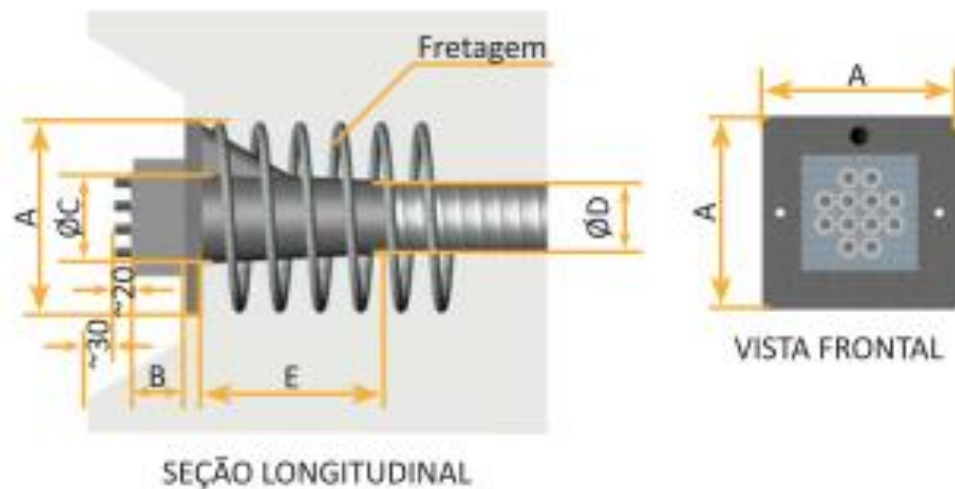


Figura 9: Armadura contra cintamento ou fretagem
Fonte: Catálogo de concreto protendido Rudloff.

Para a NBR 6122-2010 o sistema de transferência dos esforços (de compressão, horizontais, de tração e momentos) do bloco de coroamento para as estacas metálicas deve ser analisado e detalhado juntamente com o projetista da estrutura, podendo ser composto de chapas, fretagem, solda de vergalhões para aumento de aderência etc.

Nas figuras 10 e 11 são apresentadas duas concepções de armadura de fretagem para transferência de esforços dos blocos de coroamento para as estacas de perfis I metálicos. Na figura 10 por meio de vergalhões e na figura 11 mediante a fretagem helicoidal.



Figura 10: Vergalhões de fretagem para ligação do bloco com as estacas
Fonte: <http://www.dicionariogeotecnico.com.br/album/fundacoes/perfil/pages/image/imagepage22.html>



Figura 11: Espirais de fretagem para ligação do bloco com as estacas

Fonte: http://blogeberickv8.altoqi.com.br/wp-content/uploads/uexc_attach/dsc02054.jpg

2.2.4. Armaduras desvios de esforços longitudinais

Quando houver tendência à retificação de barra tracionada em regiões em que a resistência a esses deslocamentos seja proporcionada por cobertura insuficiente de concreto, a permanência da barra em sua posição deve ser garantida por meio de estribos ou grampos convenientemente distribuídos. Convém dar preferência à substituição da barra por outras duas, prolongadas além do seu cruzamento e ancoradas conforme a figura 12.

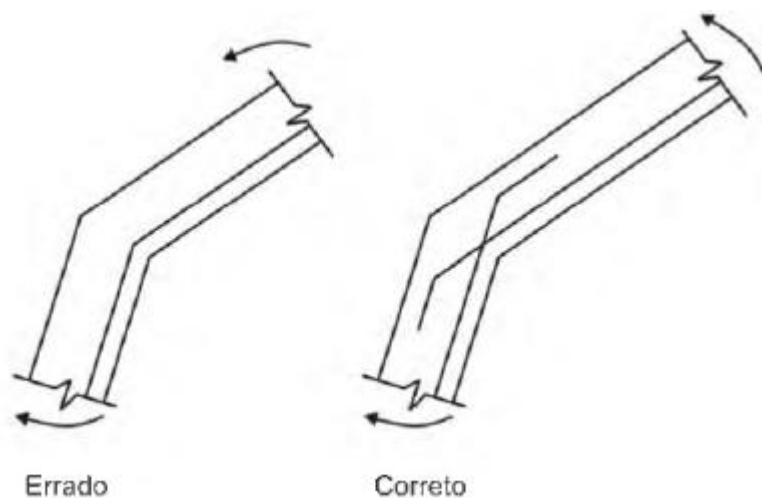


Figura 12: Mudança de direção das armaduras
Fonte: NBR 6118-2007.

Fusco (1995) explica que quando as armaduras longitudinais apresentarem mudança de direção. Surgirão esforços transversais oriundos da flexão local das barras. Pequenos desvios angulares, como aqueles comumente resultantes do reflexo dos processos usuais de montagem das armaduras, provocam esforços transversais irrelevantes, os quais são resistidos pelo próprio concreto, ou pelas armaduras transversais preexistentes na peça. No caso de desvios angulares apreciáveis, que possam provocar no concreto intensas tensões transversais de tração, torna-se imperioso o emprego de armaduras adequadas.

Nas dobras reentrantes da armadura tracionada, quando os desvios angulares forem pequenos, teoricamente os esforços transversais poderiam ser absorvidos por estribos localizados nas dobras. Todavia, esse arranjo dificilmente terá um funcionamento adequado, devendo, por isso, ser evitado.

Nas dobras reentrantes, é necessário emendar a armadura longitudinal, respeitando-se as condições de ancoragem de cada uma das partes da armadura.

O fenômeno de desvio angular da armadura longitudinal ocorre de modo contínuo nas peças curvas. Nesse caso, a variação angular corresponde ao espaçamento entre os estribos.

2.2.5. Armaduras de costura

A NBR 6118-2007 orienta os projetistas em seu item 16.2.3 referente aos estados limites últimos sobre a necessidade de se diferenciar dois tipos de regras de detalhamento: (i) uma relacionada aos elementos como lajes, vigas, pilares, etc.; (ii) e outra destinada a regiões especiais nas quais existam singularidades geométricas ou estáticas. O detalhamento dos elementos e singularidades deve permitir costurar os elementos, bem como os elementos que chegam em um mesmo nó.

Na concepção de Fusco (1995), na hipótese em que o atual nível de conhecimento sobre os mecanismos para determinação da armadura transversal resistentes a esforços tangenciais não forneça base mais precisa, deve-se aplicar a regra da costura.

As armaduras de costura são empregadas quando a solidarização depende de esforços tangenciais que agem ao longo de um plano ou de outra superfície

qualquer interna de uma peça. A solidarização ocorre pela mobilização de uma compressão diagonal na interface sobre a qual será aplicada, exigindo-se para o equilíbrio a presença de uma armadura tracionada que atravesse essa superfície.

Basicamente a regra da costura significa costurar transversalmente com armadura um plano P qualquer, solicitado por esforços de cisalhamento, figura 13.

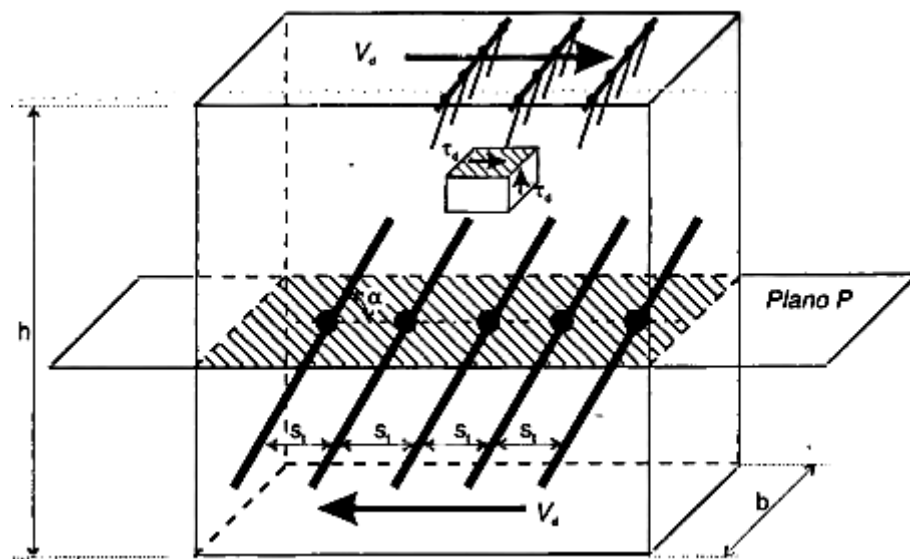


Figura 13: Plano P submetido a esforços de cisalhamento
Fonte: Fusco, 1995.

Assim, elementos nos quais os esforços de cisalhamentos são fator relevante para o dimensionamento, deve-se utilizar a regra da costura, garantindo-se a sua integridade, especialmente quando as tensões de cisalhamento são elevadas. Citamos aqui os consolos e dentes de Geber, principais meios de transferência de esforços em estrutura pré-fabricadas.

Franz e Niedenhoff citado por El Debs (2000), em trabalho experimental obtiveram, conforme a figura 14, a trajetória de tensões principais em regime elástico para consolos curtos.

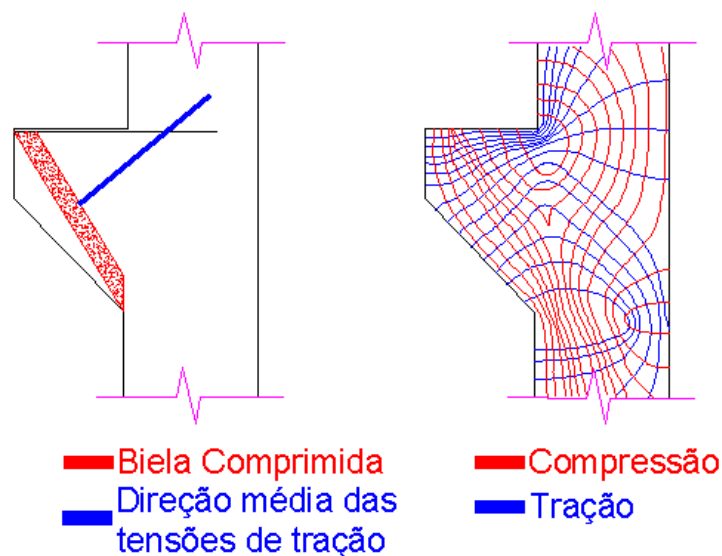


Figura 14: Trajetória de esforços em um consolo curto
 Fonte: adaptado de El Debs, 2000.

Como conclusão desse trabalho os indigitados autores recomendam o emprego de um modelo treliça simples formada por barra tracionada, o tirante, e por uma diagonal comprimida, a biela.

A NBR 9062–2006, norma sobre projeto e execução de concreto pré-moldado, por sua vez, classifica os elementos de ligação em função do quociente entre a distância de aplicação da carga, a face do canto reentrante (a), e a altura útil do elemento (d). Essa relação é válida tanto para consolos quanto para dentes Gerber:

- Para $a/d \leq 0,5$ consolos muito curtos, cálculo com o modelo atrito cisalhamento;
- Para $0,5 < a/d \leq 1,0$, consolos curtos, cálculo com o modelo biela e tirante;
- Para $1,0 < a/d \leq 2,0$, o cálculo se faz como de uma viga em balanço.
- Para dentes de apoio assemelhados a consolos curtos com $0,5 < a/d \leq 1,0$, as dimensões e inclinação da biela de compressão são supostas variáveis

Já a NBR 6118-2007 prescreve que a armadura de costura é obrigatória em consolos e dentes Gerber. Os consolos muito curtos têm um comportamento semelhante àquele dos consolos curtos, contudo, as diferenças não devem ser

negligenciadas. A biela de concreto se encurva ou arqueia no plano do consolo e como consequência aumenta a importância da armadura de costura, que passa a ter participação significativa, não apenas na sua ductilidade, mas sobretudo na resistência do consolo. Assim, a armadura de costura é fundamental para permitir a ruptura mais dúctil do consolo e evitar a ruptura frágil.

A NBR 9062-2006 corroborando com o parágrafo acima, recomenda a obrigatoriedade da armadura de costura nos seguintes casos:

- Para consolos curtos, adota-se o seguinte valor de armadura, distribuída em $2/3 d$, adjacentes ao tirante: $(A_s / s)_{\text{cost}} \geq 0,4 (A_{sv} / d)$;
- Para consolos muito curtos, adota-se o seguinte valor de armadura, distribuída em $2/3 d$, adjacentes ao tirante, completando-se o terço restante com armadura mínima: $(A_s / s)_{\text{cost}} \geq 0,5 (A_{sv} / d)$;
- Desde que forem respeitadas as disposições construtivas prevista em 7.3.3;
- Não adotar $f_{yd} > 435$ MPa.

A figura 15 mostra o esquema de armação de um consolo, por meio do qual é possível visualizar a armadura de costura e armadura de suspensão.

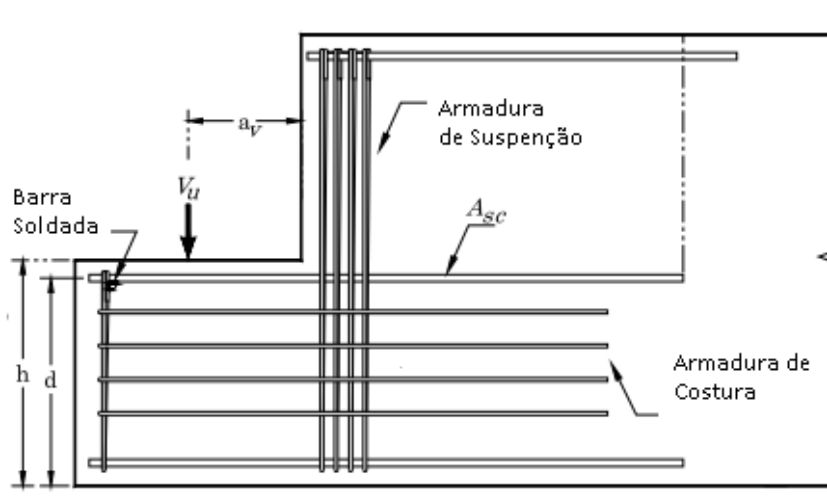


Figura 15: Esquema de armação de um consolo
 Fonte: adaptado de Manzano, 2007.

A NBR 6118-2007 acrescenta ainda que em junta de concretagem de elementos pré-moldados, quando não assegurada a aderência e a rugosidade entre

o concreto novo e o existente, devem ser previstas armaduras de costura adequadamente ancoradas em regiões capazes de resistir.

3. METODOLOGIA DE PESQUISA

A metodologia utilizada nesse trabalho é a pesquisa exploratória através de revisão bibliográfica, onde se busca as informações sobre manifestações patológicas relacionadas a armaduras de resistência local através de outros estudos, com o intuito de proporcionar maior familiaridade com o objeto em estudo.

4. PATOLOGIA RELACIONADA A ARMADURAS ESPECIAIS

4.1. Patologia relacionada a armadura de suspensão

Park e Paulay (1975) afirmam que a falta de apoio suficiente para diagonal comprimida na vizinhança da viga de apoio pode levar ao colapso do sistema estrutural. Na figura 16 observa-se um ensaio de torção de vigas, realizado na Universidade de Toronto, cujo quadro fissuratório difere da configuração típica de torção em elementos de concreto armado.

Fissuras em concreto armado causadas por torção possuem traçado helicoidal superficial em relação ao eixo do elemento. Na referida figura é nítida a integridade das bielas comprimidas entre as fissuras, assim como o deslocamento vertical da viga suportada em relação àquela de suporte, o que sugere que a viga suporte não teve condições de resistir e distribuir o esforço cortante proveniente da viga apoiada. A solução para tal patologia é o reforço da região de cruzamento com estribos suplementares (armadura de suspensão).

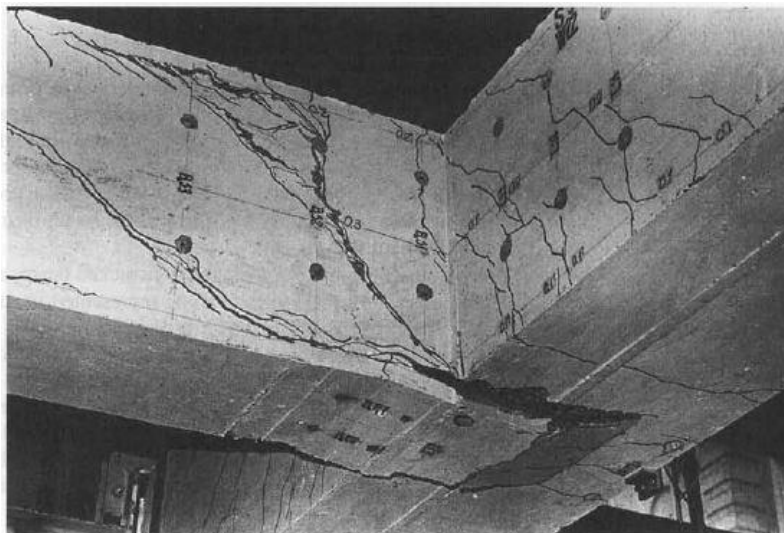


Figura 16: Ensaio de vigas sem armadura de suspensão
Fonte: Park e Paulay, 1975.

Para Park e Paulay (1975), os estribos (armadura de suspensão) da viga apoiada e principalmente os da viga de apoio devem ser adequados para receber os esforços da diagonal comprimida. Vale dizer, a armadura de suspensão da viga de apoio deve ser capaz de transmitir os esforços provenientes da viga apoiada para a zona de compressão na qual serão decompostos os esforços da diagonal comprimida.

Quanto à figura 17, nota-se o detalhe da montagem da armadura de suspensão de uma região de cruzamento, na qual é possível visualizar os estribos suplementares e a armadura de equilíbrio da viga de suporte.



Figura 17: detalhe de armadura de suspensão no cruzamento de vigas fonte
Fonte:

<http://www.sefindia.org/forum/viewtopic.php?t=14367&postdays=0&postorder=asc&start=0&sid=27b8fa139ec0e3c957d3ee02e04bba80>

Quando o projeto não prevê armadura de suspensão, ocorrem fissuras na região de cruzamento das vigas devido ao excesso de esforço cortante gerado na viga de apoio pela viga apoiada. A figura 18 abaixo apresenta o início da formação de fissuras na região de cruzamento na qual deveria existir reforço com estribos suplementares e armadura de equilíbrio. Tais fissuras possivelmente evoluirão se propagando pelas vigas, de modo a assumir configuração semelhante às fissuras do ensaio de vigas da Universidade de Toronto.

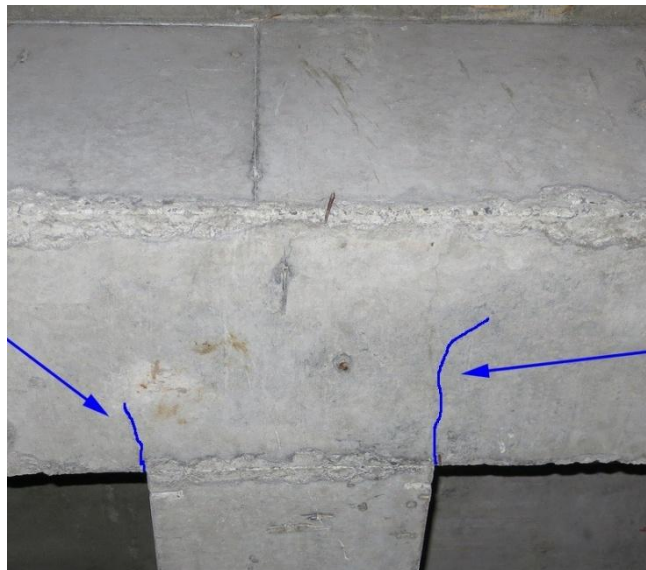


Figura 18: Formação das primeiras fissuras por falta de armadura de suspensão
Fonte: www.sefindia.org/forum/viewtopic.php?t=14367&postdays=0&postorder=asc&start=20

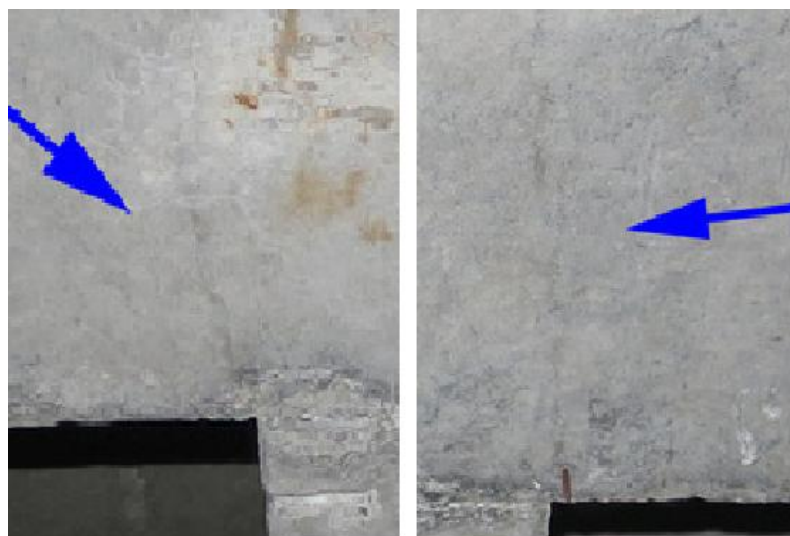


Figura 19: Vista ampliada das fissuras

Fusco (1995) apresenta os possíveis tipos de interações existentes entre a viga suportada e a viga suporte na região de cruzamento recíproco, representados pela figura adiante (20). A fissuração potencialmente existente em cada um dos apoios mútuos indicados na figura orienta o arranjo a ser dado à armadura de suspensão. De modo geral, essa armadura deverá ter seção transversal suficiente para transmitir a totalidade da reação de apoio da viga suportada até o banzo superior da viga suporte.

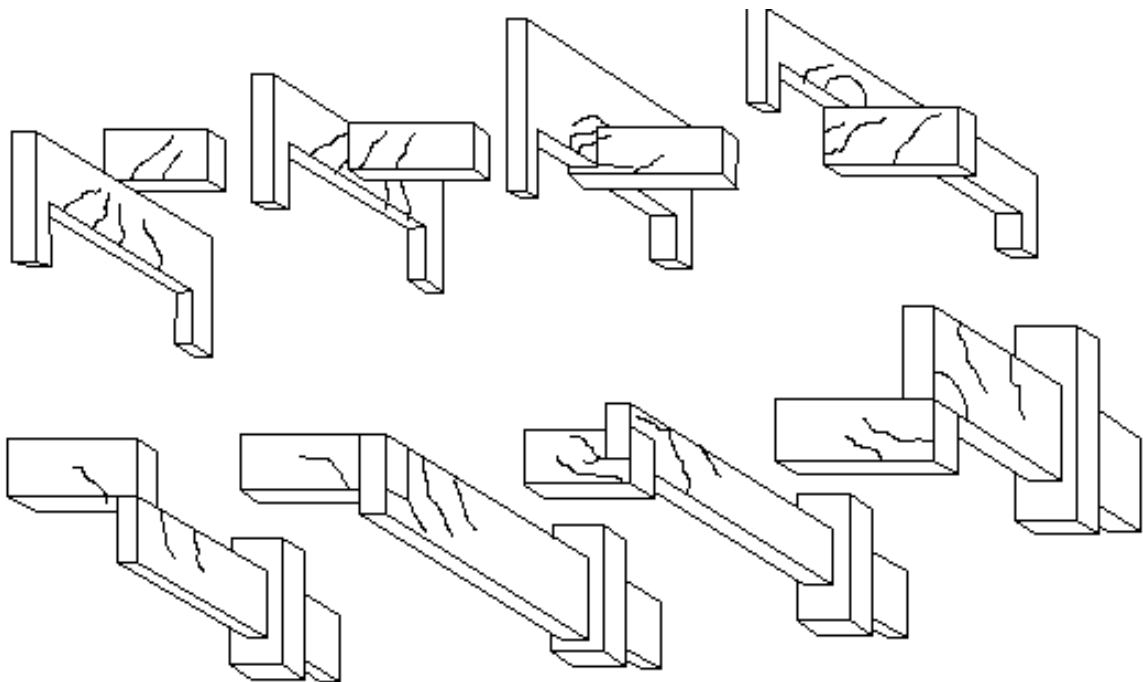


Figura 20: Possíveis interações entre viga suporte e viga suportada
Fonte: adaptado de Fusco, 1995.

Mattock citado por Ribeiro (1999) comenta que em situações nas quais a tensão de cisalhamento é inferior a $0,25x\sqrt{f_{ck}}$ não aparecem fissuras na viga apoiada. Com isso, o modelo da treliça não se desenvolverá e a força proveniente da viga apoiada será aplicada ao longo de toda altura na viga suporte, dispensando a utilização da armadura de suspensão. A superfície de fratura que se desenvolve na região do apoio indireto está indicada na figura abaixo.

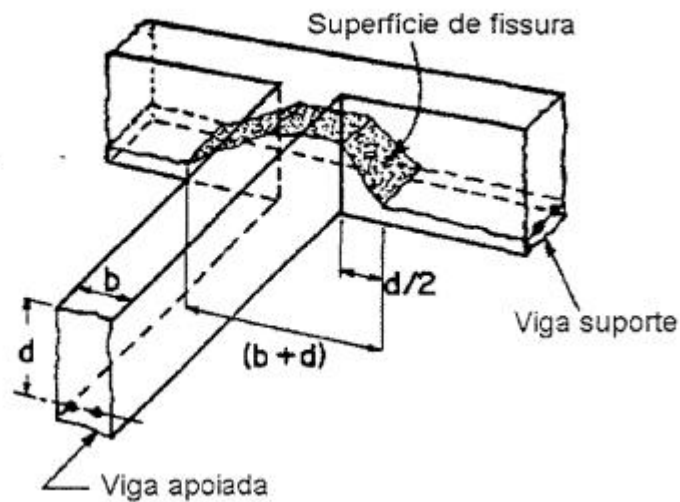


Figura 21: Ruptura na região do apoio indireto
Fonte: Ribeiro, 1999.

Quando o fundo da viga apoiada estiver em contato com o topo da viga de apoio, o esforço é aplicado por cima da viga suporte, dispensando armadura de suspensão já que direto o carregamento.

Para Leonhardt e Monning (1978), a região mais solicitada é aquela de encontro das vigas em apoios indiretos, sendo que os estribos mais tensionados estão localizados numa área igual à metade da altura da viga suporte.

A figura 22 mostra o resultado de carregamento de cruzamento de vigas confeccionadas com concreto de alta resistência, realizado por Ribeiro (2001). A ruptura ocorre devido à deficiência da armadura de suspensão na região delimitada pela semi-altura da viga suportada (zona preferencial), em cuja área os estribos estão mais tensionados e cumprem função dupla, a saber, combater os esforços de cisalhamento e suspender a carga proveniente da viga suportada.



Figura 22: Região igual à meia altura da viga onde os estribos estão mais tensionados
Fonte: Ribeiro, 2001.

Segundo Ribeiro (2001) rupturas dessa natureza são resultantes da insuficiência de armadura de suspensão na região de volume comum entre as vigas, ou seja, a armadura preexistente foi incapaz de suspender a carga aplicada.

A figura 23, ademais, apresenta a ruptura na ligação entre as vigas, que segue os mecanismos descritos Mattock, segundo os quais a superfície de ruptura ocorre na região de apoio indireto, ocorrendo quase “um descolamento” da viga apoiada em relação à viga suporte.



Figura 23: Ruptura na região de apoio indireto entre vigas
Fonte: Ribeiro, 2001.

4.2. Patologias relacionadas a armaduras de fretagem ou cintamento

Em estruturas protendidas um fator limitante para aplicação de protensão é a relação entre a placa de ancoragem e face do elemento ancorador. Assim torna-se relevante entender os mecanismos de ruptura desses elementos.

Hawkins citado por Axson (2008) elaborou um estudo sobre a ruptura de primas de concreto com cargas concêntricas e excêntricas, concluindo que a ruptura ocorre devido às tensões de tração geradas pela penetração de um cone invertido de concreto formado diretamente abaixo da placa de apoio.

O princípio de Saint Venant indica que uma força concentrada ou parcialmente concentrada é sentida em seções distanciadas, no máximo igual à menor dimensão da seção de aplicação da força. Em outras palavras, os esforços de tração são mais intensos logo abaixo da placa, reduzindo-se gradativamente até a uniformidade das tensões, o que corresponde a uma distância igual a menor dimensão da seção transversal da aplicação da carga. Nessa situação, os planos formados pelo concreto comprimido abaixo da placa deslizam inclinadamente em relação às tensões principais de compressão (vertical) e tração (horizontal). A área formada por esses planos assemelha-se a uma cunha que, na medida em que é comprimida, passa a penetrar no elemento (figura 24). Como o concreto possui

pequena resistência a tração e visando evitar a ruptura prematura deve-se cintar o cone invertido. Para tanto, existem dois tipos de armaduras de fretagem possíveis de se aplicar, uma por meio de estribos especiais e outra via estribo helicoidal.

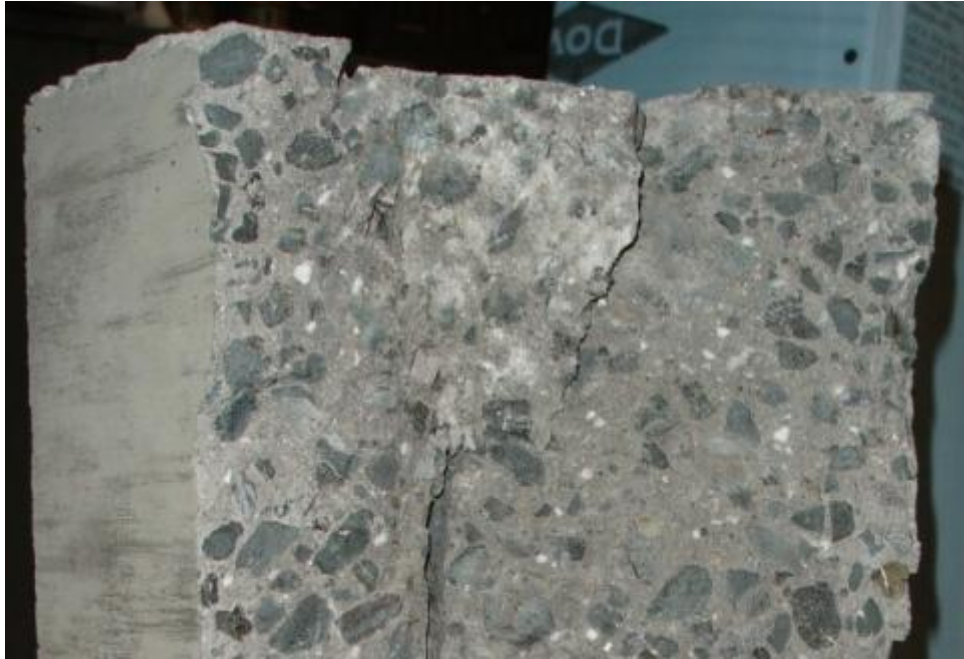


Figura 24: Penetração do cone invertido (cunha) de concreto
Fonte: Hawkins citado por Axson, 2008.

Após estudos de vários autores, chegou-se ao resultado de que o uso de cintamento por intermédio de espirais é mais eficiente do que estribos especiais. Experimento realizado por Saatcioglu e Razvi (1992) concluiu exatamente isso: que as espirais são duas vezes mais eficazes que os estribos especiais.

Axson (2008) analisou primas de concreto reforçadas com estribos especiais (cf. figura 25) e com estribo helicoidal (cf. figura 26), ocorrendo dois tipos de ruptura indiferentemente do tipo de reforço: (i) o primeiro com fissuras nas faces laterais dos prismas se estendendo longitudinalmente do topo à base; (ii) no segundo, as fissuras não se estendem longitudinalmente. Nos dois casos as fissuras se formam no centro das faces se propagando em direção às extremidades.



Figura 25: Configurações das fissuras nos prismas reforçados com estribos retangulares
Fonte: Axson, 2008.



Figura 26: Configurações das fissuras nos prismas reforçados com estribo helicoidal
Fonte: Axson, 2008.

A depender do tamanho da placa e das dimensões transversais do elemento, há diferentes configurações de fissuras, figura 27.



Figura 27: Configuração das fissuras com placas de diferentes dimensões
Fonte: Axson, 2008.

Comum a todos os casos ensaiados é o esmagamento do concreto abaixo da placa, conforme a figura 28, na qual também é possível visualizar que a armadura sofreu efeito de compressão, ou seja o anel superior encontra-se comprimido a tal ponto de se encostar ao anel inferior, mantendo, porém, íntegro o núcleo de concreto.



Figura 28: Concreto esmagado abaixo da placa de ancoragem
Fonte: Axson, 2008.

Axson (2008) afirma que as primeiras fissuras aparecem quando a carga alcança 70% carga última, de modo que quanto maior a relação entre a área transversal do elemento e a área da placa de ancoragem, menor será a carga de ruptura do elemento. Alterando-se as configurações das armaduras não houve mudança considerável da carga de formação da primeira fissura.

Thomaz (2014) assevera que para diminuir o fissuramento é necessário utilizar baixas tensões no aço da armadura de fretagem.

4.3. Patologias relacionadas armadura flambagem de armaduras comprimidas

O arcabouço formado pelas barras longitudinais comprimidas e por estribos confina o concreto existente na área delimitada pelas barras longitudinais, aumentando a resistência dos elementos comprimidos. A diminuição do confinamento do concreto tem implicações sérias. Quando a coluna é carregada axialmente, os estribos atuam no combate ao efeito de Poisson e reduzem as tensões biaxiais no concreto, principalmente nas proximidades da carga última.

Para Souza e Ripper (1998) é muito comum a ocorrência de corrosão dos estribos em elementos comprimidos de concreto, devido ao pequeno diâmetro e menor cobrimento de tais estribos, os quais sempre estão submetidos a tensões de tração. A ruptura dos estribos reduz o confinamento do concreto deixando as barras

livres sem apoio, o que acarreta um aumento do comprimento de flambagem e as torna vulneráveis à flambagem em regime elástico.

Na figura 29, é possível visualizar a flambagem das barras de uma coluna, resultante da baixa qualidade do concreto e da falta de armadura para combatê-la. Observe-se que a região na qual ocorreu a flambagem é a seção crítica do elemento (engastamento), ou seja, onde há a concentração de esforços (momento fletor e cisalhamento).



Figura 29: Flambagem das barras comprimidas de uma coluna
Fonte: autor.

Nas regiões em que as edificações estão suscetíveis a movimentações translacionais por efeitos sísmicos, é necessário que as construções possuam boa ductibilidade para absorver esforços causados por essas movimentações. Os referidos efeitos devem ser considerados nos cálculos, cuja ausência de previsão acarreta graves problemas.

A figura 30 evidencia um pilar-parede de um edifício no Chile danificado por abalo sísmico. Note-se que a baixa taxa de armadura transversal (armadura contra flambagem de barras longitudinais) contribuiu para a ocorrência de flambagem e rompimentos de algumas barras.



Figura 30: Danos causados ao pilar-parede por abalo sísmico

Fonte: <http://alert.air-worldwide.com/EventSummary.aspx?e=502&tp=65&c=1>

O terremoto que atingiu a Costa da Califórnia em 1994 revelou a fragilidade da estrutura dos pilares de sustentação do viaduto em Northridge, conforme a figura 31. Os pilares foram armados com poucos estribos, ocasionando baixo confinamento do concreto e permitindo que as barras longitudinais ficassem livres para flambar quando exigidas por pequenos carregamentos.



Figura 31: Danos causados aos pilares do Viaduto de Northidge na Califórnia pelo terremoto de 1994
Fonte: <http://www.smate.wvu.edu/teched/geology/eq-columns.html>.

Na figura 32, ocorre a flambagem das barras longitudinais de uma parede de cisalhamento muito esbelta, submetida a grande esforço de compressão axial. Pela fórmula da carga crítica de Euler, a carga crítica é inversamente proporcional ao quadrado da esbeltez. Assim, quando mais esbelta a peça, menor será a carga crítica de flambagem.

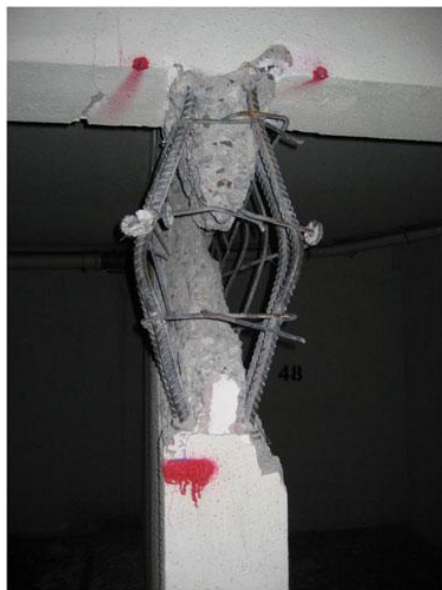


Figura 32: Flambagem da armadura longitudinal
Fonte: <http://alert.air-worldwide.com/EventSummary.aspx?e=502&tp=65&c=1>

A figura 33 apresenta um caso de recuperação de pilares submetidos a elevados esforços de compressão a cargo do engenheiro Marcos Carnáuba citado por Thomaz (2014). Veja-se que as barras longitudinais flambam entre os estribos, sendo a armadura transversal responsável pela proteção das barras longitudinais deste fenômeno. A flambagem entre estribos pode ocorrer por três motivos, (i) ocasionado por sobrecarga do elemento comprimido, (ii) grande espaçamento entre os estribos e (iii) corrosão da armadura transversal.



Figura 33: Flambagem das barras longitudinais entre os estribos
Fonte: Thomaz, 2014.

4.4. Patologia relacionada armaduras desvios de esforços longitudinais

Sempre que um elemento de concreto armado carregado muda de direção, ou suas dimensões mudam abruptamente, são gerados esforços internos que devem ser considerados no cálculo e detalhamento. Ao se realizar a análise do equilíbrio da armadura de elementos que sofrem desvios longitudinais, constata-se que os esforços não são unidirecionais, sendo gerada uma terceira força (resultante) “R”, que supera a resistência à tração do concreto, produzindo fissurações no elemento.

Segundo Park e Paulay (1975), quando a mudança de direção possui ângulo inferior a 15° (figura 34), é possível usar estribos no intervalo e nas imediações para

mudança de direção, dissipando a força R em parcelas inferior a resistência à tração do concreto. Para evitar fissuras prematuras, é aconselhável considerar os estribos de maneira conservadora. Quando o ângulo de mudança de direção for superior a 15° , a transferência de esforços ao concreto deve ser realizada por meio de um comprimento reto adicional da armadura de maneira que não seja produzida nenhuma força transversal no equilíbrio.

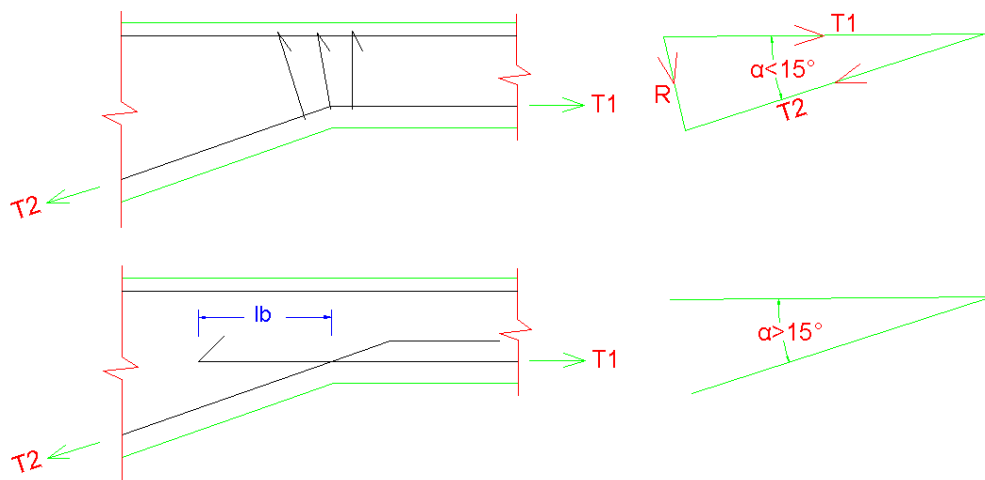


Figura 34: configuração para elementos com desvios de esforços
 Fonte: adaptado de Park e Paulay, 1975.

Fusco (1995) de maneira conservadora indica de forma enfática a segunda alternativa como única solução eficiente e recomendada para todos os casos independentemente do ângulo de desvio. Ele afirma que o uso de estribos para mudança de ângulos pequenos poderia ser usado, mas dificilmente terá funcionamento adequado, o que deve ser evitado.

Os mesmos princípios aplicam-se quando a força interna de compressão muda abrupta ou continuamente de direção, devendo existir armadura transversal especial em cantos salientes comprimidos (PARK e PAULAY, 1975). Vide figura 35.

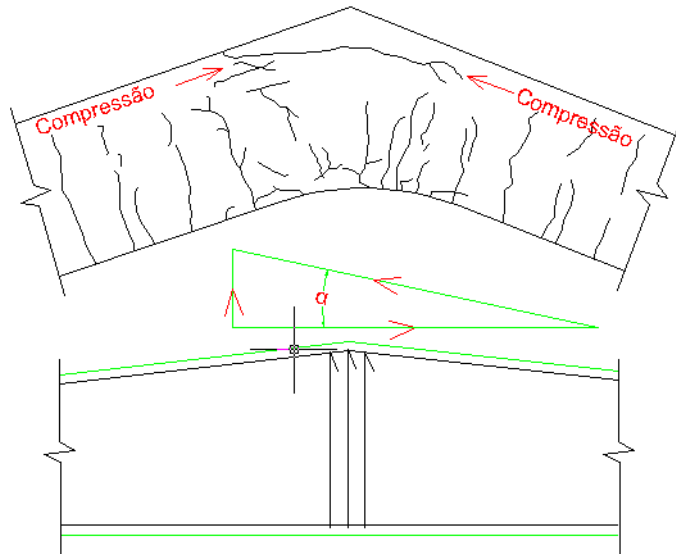


Figura 35: Campo saliente comprimido
Fonte: adaptado de Fusco, 1995.

Segundo CANÓVAS (1988) é muito comum aparecerem fissuras e, inclusive, desprendimentos de concreto nos parâmetros côncavos de arcos ou elementos estruturais em ângulo, nos quais a armadura de tração não seguiu uma linha quebrada, tampouco está perfeitamente unida à armadura de compressão, nos nós com estribos.

Nos cantos salientes tracionados não há necessidade de armaduras especiais, pois a força transversal produz compressão no concreto. No entanto é preciso garantir o adequado raio de dobramento das barras longitudinais, a fim de se evitar a ruptura por fendilhamento nos planos de dobramento (Fusco 1995).

A figura 36 ilustra possíveis arranjos da armadura para solução do problema de desvios de esforços longitudinais nos nós de pórticos. Pode-se visualizar que o ângulo é superior a 15° e a transferência dos esforços para concreto ocorre mediante um comprimento adicional de armadura.



Figura 36: Arranjos das armaduras para desvios de esforços longitudinais
Fonte: <http://tornadoproofhouses.com/roofs.php>.

A figura 37 contém o reforço estrutural de um elemento com desvio de esforços longitudinais. É possível visualizar nela o comprimento complementar das armaduras para transferência de esforços a regiões com concreto menos tensionado



Figura 37: Reforço de elemento onde existem desvios de esforços longitudinais
Fonte: Videla, 2012.

A figura 38 apresenta um desvio de esforços longitudinais no qual o detalhamento do projeto foi negligenciado. Note-se que as barras não possuem comprimento complementar para transferência de esforços, conforme recomendado por Paulay e Park (1975) e Fusco (1995), cuja ausência acarreta concentrações de

tensões. Oportuno salientar que o adicional de armadura tem o dever de distribuir os esforços a regiões menos solicitadas do concreto evitando formação de fissuras.



Figura 38: Falhas causadas por execução diferente do projeto.
Fonte: Videla, 2012.

4.5. Patologia relacionada a armaduras de costura

A transferência de esforços entre elementos de concreto pré-moldado é realizado por intermédio de consolos e dentes, nestes elementos a armadura de costura tem grande importância. Sabe-se que as construções pré-moldadas são predominantemente isostáticas, onde falhas nas ligações podem colapsar toda a estrutura. Assim, torna-se imperioso estudar os possíveis tipos de ruptura.

Na figura 39 visualizam-se os possíveis tipos de ruptura de consolo descritos por Kriz e Raths citado por Manzano (2007).

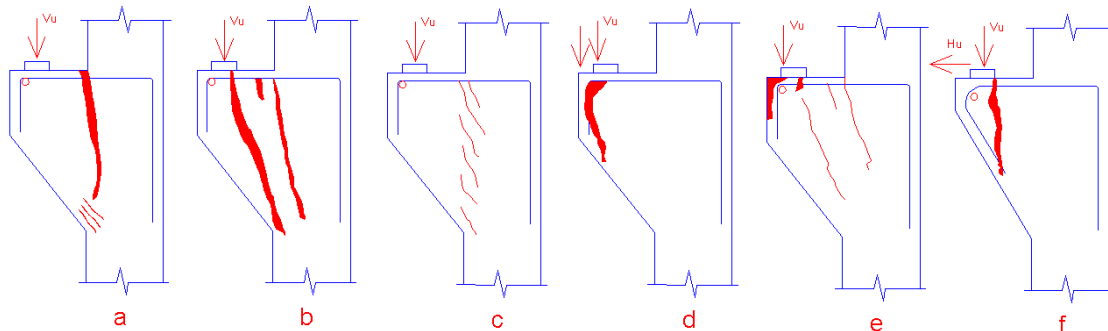


Figura 39: Possíveis tipos de ruptura de consolos
Fonte: adaptado de Manzano, 2007.

- Na figura “a” a ruptura acontece por deformação excessiva da armadura do tirante, resultando no esmagamento do concreto na parte inferior do consolo;
- Na figura “b”, a ruptura por fissuração da diagonal, que parte do ponto de aplicação da força até o canto do consolo, indica o esmagamento do concreto;
- Na figura “c” ocorre o escorregamento do consolo acompanhado por fissuração junto à face do pilar, caracterizando a ruptura por corte direto;
- Na figura “d” há a ruptura por fissuras ao longo da armadura do tirante, mal ancorada ou quando aplicada carga muito próxima à borda do dente;
- Na figura “e” a ruptura é resultante do apoio muito pequeno ou muito flexível, ou até mesmo quando o consolo é bastante estreito, podendo o concreto ser esmagado na parte inferior, o que leva ao apoio falha;
- Na figura “f” observa-se a ruptura por imprevisão de esforços horizontais nos cálculos.

Segundo El Debs (2000), as possibilidades de ruína de dentes são, praticamente, aquelas dos consolos, especialmente as localizadas na extremidade da viga. Estas últimas podem ser caracterizadas da seguinte forma:

- Ruptura ou escoamento da armadura que cruza a fissura oriunda do canto reentrante;
- Ruptura seguindo a fissura que emana do canto inferior, por falta ou deficiência de ancoragem das armaduras no canto inferior.

Para Mattock *et al* (1976), a ruptura por tração diagonal dos consolos sem estribos respalda adicionalmente a conclusão de Kriz e Raths (1965), segunda a qual todos os consolos devem ser armados com estribos horizontais (costura) uniformemente distribuídos, em reforço à armadura principal, de forma a eliminar a possibilidade de ocorrência de rupturas dessa natureza.

A inserção de armadura de costura tem por objetivo melhorar a ductibilidade, gerando, em caso de falha, uma ruptura menos abrupta. Nas hipóteses de baixas taxas de armaduras de costuras ou baixa relação entre o ponto de aplicação da carga e a altura do consolo, a referida inserção poderá resultar no escoamento precoce da armadura de costura.

Ensaio com barras inclinadas concentradas em substituição às barras de costura horizontais uniformemente distribuídas, melhoraram muito pouco a capacidade de suporte dos consolos. Em contrapartida, sua execução é mais penosa e de posicionamento mais difícil, o que revela um alto custo em relação ao seu ínfimo benefício.

Zeller (1991) afirma que a armadura de costura é importante para resistir às tensões transversais desenvolvidas na diagonal comprimida. De certa forma há um confinamento da biela de concreto.

Na figura 40, há um ensaio realizado Naegeli (1997), no qual é possível visualizar a biela comprimida entre as fissuras.

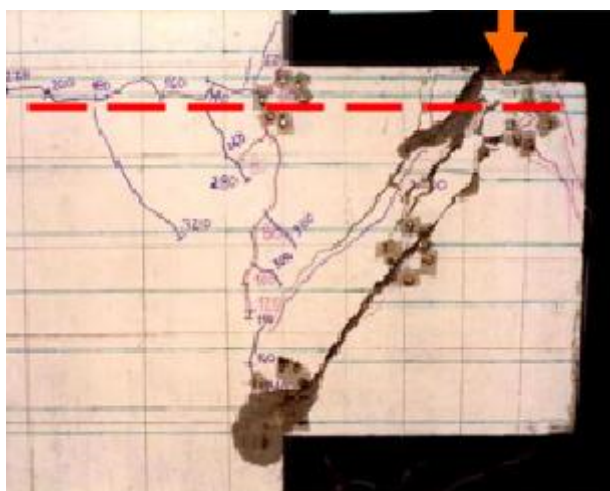


Figura 40: Ensaio de ruptura de consolo curto
Fonte: Naegeli, 1997.

Quando a armadura de costura não é suficiente, pode ocorrer o esmagamento do concreto no canto reentrante antes do escoamento da armadura principal.

Selim, Foster e Gowripalan (1993) e Foster, Powel e Selim (1996) citados por Naegeli (1997) pontificam que o aumento da carga última varia entre 8% a 20%,

para reforços da diagonal comprimida. Naegeli (1997), por sua vez, relata que as primeiras fissuras aparecem em torno de 23% da carga última,

Desses ensaios foi possível extrair dois tipos principais de fissuras em termos de comprimento e abertura (figura 41).

A primeira fissura principal surgiu na ligação consolo-pilar, na face de aplicação do carregamento, irradiando em direção à face oposta do consolo e para dentro do pilar no qual havia menos armadura na parte mais tracionada. Essa fissura se desenvolveu praticamente na vertical, acompanhando a interface entre o consolo e o pilar.

Já a segunda fissura principal emanou próximo do canto interno da placa de aplicação do carregamento, disseminando-se para a parte oposta da ligação consolo-pilar. A partir do instante do surgimento da segunda fissura principal, a primeira praticamente estagnou, ao passo que aquela passou a apresentar maiores aberturas. A inserção de armadura de costura aumentou a carga última em 29%.

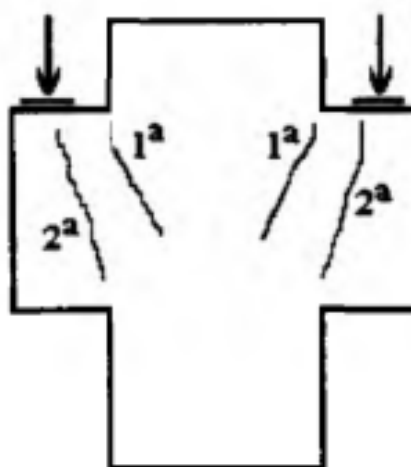


Figura 41: Tipos principais de fissuras observadas nas peças com ruptura por cortante
Fonte: Naegeli, 1997.



Figura 42: Ensaio de ruptura com escoamento da armadura de costura.
Fonte: Naegeli, 1997.

Após vários estudos, comprovou-se que a armadura de costura melhora a ductibilidade e o controle de fissuração, além de aumentar a carga última. A armadura de costura também funciona com armadura de fretagem em consolos muito curto, retardando a formação de fissuras na ligação consolo-pilar. Na figura 43 é possível visualizar a formação de fissuras por esforço cortante na ligação consolo-pilar.

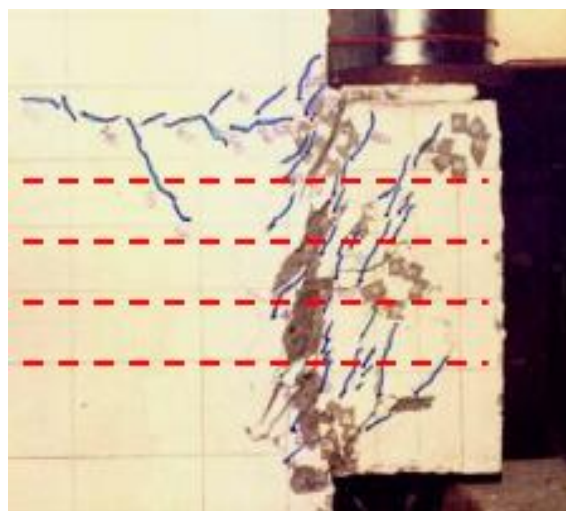


Figura 43: Consolo muito curto com ruptura por esforço cortante na interface consolo – pilar
Fonte: Naegeli, 1997.

Manzano (2007) analisou consolos de concreto armado e obteve uma configuração semelhante a Naegeli (1997), conforme se observa na figura 44. Nesta a primeira fissura inicia-se na interface reentrante e estende-se com ângulo de aproximadamente 60° com a face horizontal. A segunda, por sua vez, surge como uma continuação da primeira, apresentando um ângulo de aproximadamente 35° , mas com um incremento mais significativo de carga.

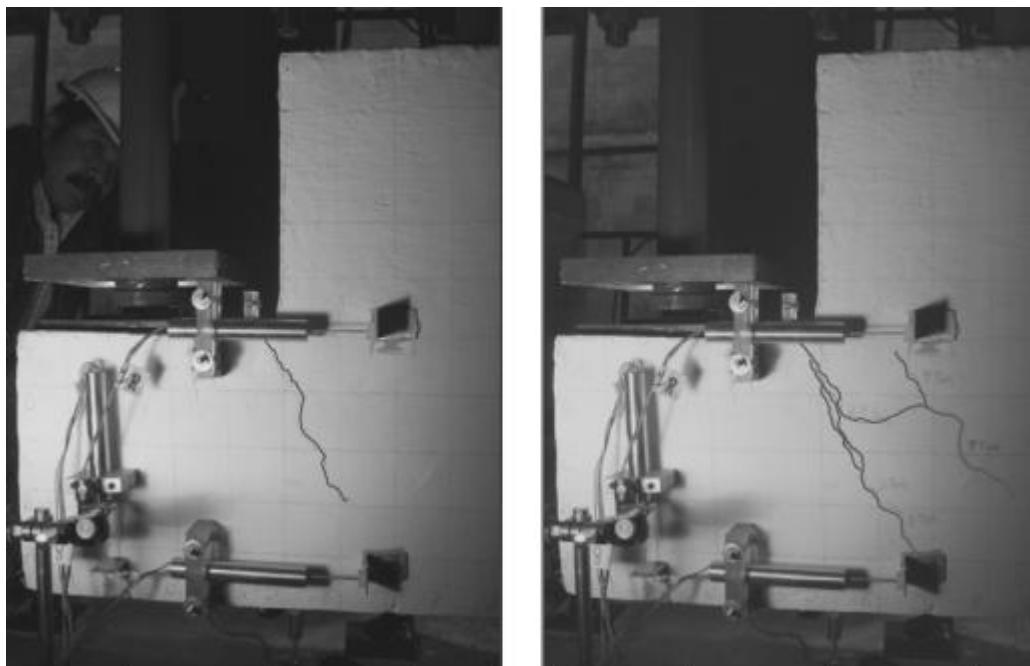


Figura 44: Fissuras principais no canto reentrante
Fonte: Manzano, 2007.

Na figura 45, é possível visualizar três fissuras diagonais, a principal fissura começa no nó superior e se desenvolve até o nó inferior, semelhante à linha pontilhada do modelo biela e tirante gerado para esse tipo de consolo. A fissura ocorre devido aos esforços de flexão (momentos negativos) e sua inclinação é inversa ao encontrado em vigas simplesmente apoiadas, sujeitas à carga vertical. Isso é resultado da inversão dos esforços em relação às vigas simplesmente apoiadas.

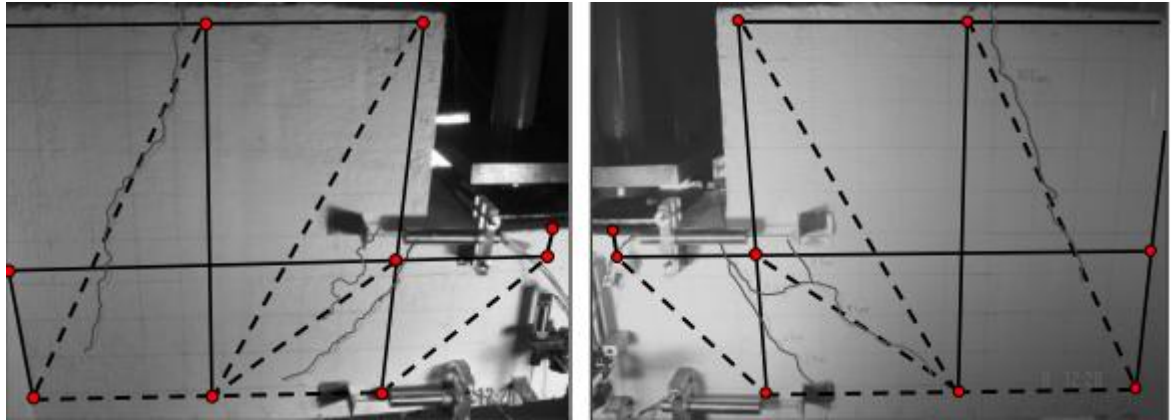


Figura 45: Vista geral em ambas as faces
Fonte: Manzano, 2007.

A configuração das fissuras em dentes Gerber depende da relação dente/altura da viga e da disposição das armaduras. Para Leonhardt e Monning (1978), quanto menor a relação dente/altura da viga, mais horizontal serão as fissuras que se formão a partir do vértice reentrante, colocando em risco a integridade do elemento.

El Debs (2000) afirma que uma das formas de ruínas de dentes Gerber é o escoamento ou a ruptura das armaduras que cruzam as fissuras que se iniciam no canto reentrante (figura 46). Nesse caso há escoamento da armadura de suspensão e da armadura de costura, conforme a figura da esquerda, e a ruptura de ambas as armaduras, consoante a figura da direita.

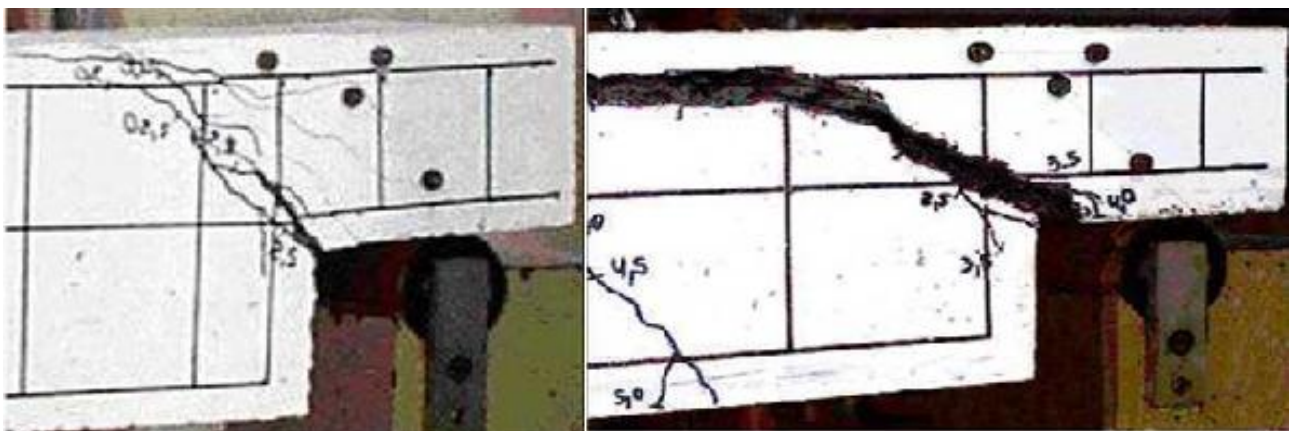


Figura 46: Fissuras na face do canto reentrante de dentes Gerber devido a escoamento ou ruptura armadura que atravessam as fissuras
Fonte: Migliore Junior, 2012.

Segundo El Debs (2000) a formação da fissura principal nas faces cantos reentrantes pode ser evitada com a inserção de um chanfro, além de retardar a formação das fissuras secundárias.

Quando se opta por um sistema estrutural pré-fabricado de concreto, visando à transferência dos esforços dos pilares para o sistema de fundação, é necessário um elemento de ligação denominado cálice, o qual possui uma abertura central para embutimento de um trecho do pilar, conforme representado pela figura 47.



Figura 47: Colarinho rugoso para pilar de concreto pré-fabricado

Fonte: <http://www.olmetitaly.com/index.php?modulo=manufatti&id=15&ids=35&lang=por>

Segundo Leonhardt e Monning (1978) e NBR 9062-2006 admite-se que o modelo adotado para a transferência de esforços no colarinho seja o biela-tirante (figura 48).

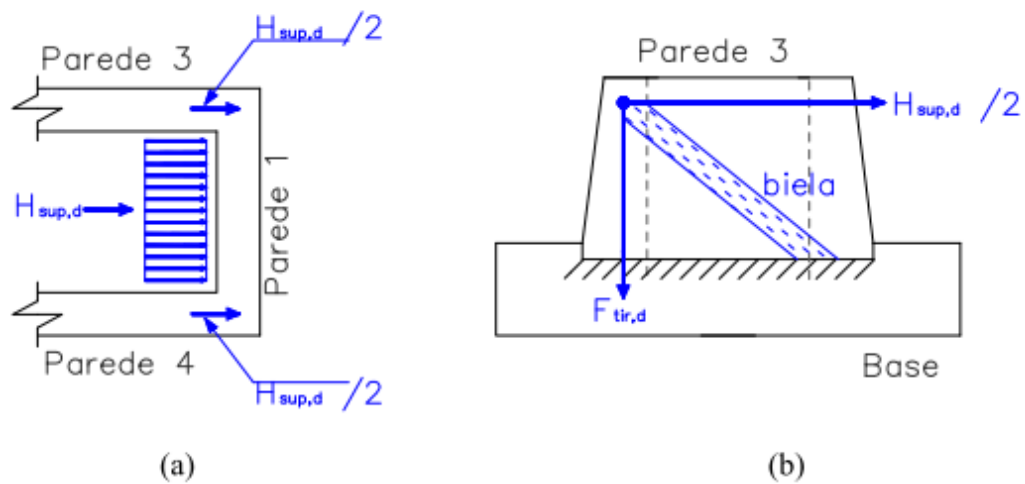


Figura 48: Transferência de esforços no colarinho segundo
Fonte: adaptado de Leonhardt e Monning, 1978.

Para resistir e distribuir os esforços causados pelo pilar sobre a parede do colarinho é necessário a introdução de armadura distribuída de costura. O modelo utilizado no dimensionamento de cálice é o da biela e tirante, sendo indispensável a armadura de costura para reduzir o fissuramento da biela.

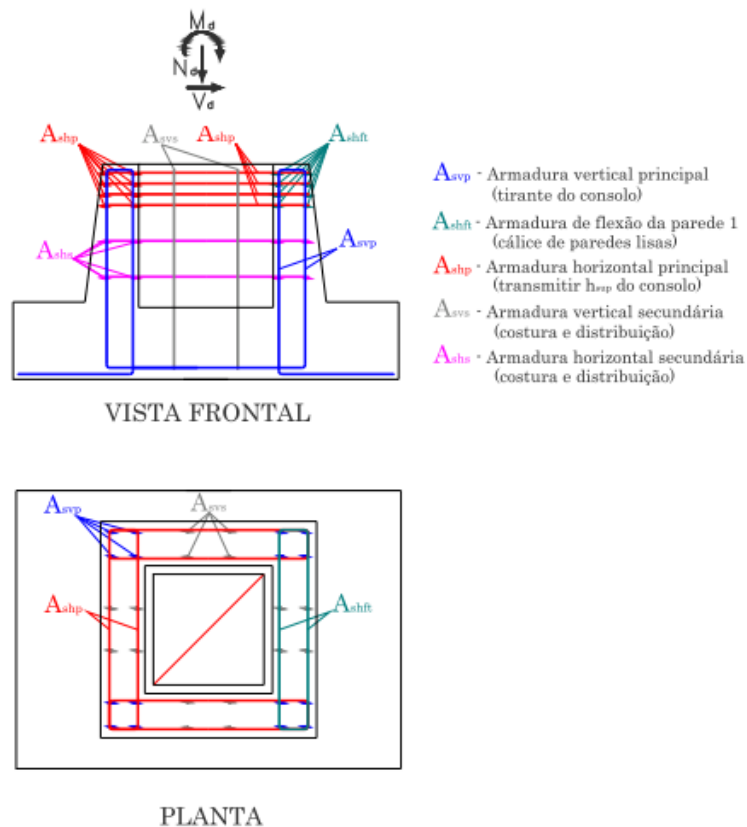


Figura 49: Esquema das principais armaduras do cálice
Fonte: Barros, 2009.

Na figura 50 é possível ver a fissuração em diagonal, que evidencia a formação de biela comprimida e demonstra forte correlação com o modelo adotado biela e tirante, essas fissuras demonstram que a armadura de costura não foi suficiente para combater os esforços de tração atuantes no cálice. Já na figura 51, ocorre a ruptura do colarinho parcialmente embutido no bloco de fundação a partir da formação de uma fissura numa das arestas do pilar, local onde ocorre acúmulo de tensões provavelmente devido a alguma excentricidade na aplicação da carga.



Figura 50: Fissuras no colarinho e bloco de fundação ensaiado
Fonte: Barros, 2009.



Figura 51: Fissuração do colarinho parcialmente embutido no bloco de fundação
Fonte: Barros, 2009.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente estudo buscou demonstrar a importância do correto dimensionamento e detalhamento das armaduras de resistência local, cujas regras são diferentes dos casos usuais como vigas, pilares e lajes. Por se tratarem de descontinuidades estáticas ou geométricas, não é válida a hipótese de Bernoulli, não sendo aplicáveis os modelos de cálculos usuais.

Observou-se, ainda, que o modelo biela e tirante é mais realista para representar a distribuição interna das tensões nas singularidades acima, podendo, conforme o caso a ser analisado, sofrer adaptação.

Constatou-se, também, por meio dos casos estudados que falhas na previsão ou errôneo dimensionamento das armaduras de resistência local podem causar patologias de difícil, senão inviável tratamento, além de seus elevados custos. De modo a prevenir possíveis erros, as normas Brasileiras prescrevem grande quantidade de informações a serem seguidas para correto cálculo e detalhamento dessas armaduras.

Sugere-se que outros estudos sejam realizados focando individualmente cada tipo de armadura e suas patologias, com indicativo de possíveis intervenções para saná-las.

6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 9062**: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

ASXON, D.P. **Ultimate Bearing Strength of Post-tensioned Local Anchorage Zones in Lightweight Concrete**. 2008, 104 f. Master of science in civil engineering .Virginia Polytechnic Institute and State University -2008.

BARROS, R. **Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento**. 2009. 196 f. Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.

CÁNOVAS, M.F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo, Pini, 1988.

CARVALHO, R.C. **Estruturas em Concreto Protendido - pós-tração, pré-tração e cálculo e detalhamento**. São Paulo, Pini, 2012.

EL DEBS, M.K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São Paulo, EESC-USP, 2000.

FUSCO, P.B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, Pini, 1995. FUSCO, P.B. **Tecnologia do concreto estrutural**. Tópicos aplicados a componentes, durabilidade, resistência mecânica, corrosão e compressão. São Paulo, Pini, 2008.

FUSCO, P.B. **Tecnologia do concreto estrutural: Tópicos aplicados a componentes, durabilidade, resistência mecânica, corrosão e compressão**. São Paulo, Pini, 2008.

HELENE, P.; FIGUEIREDO, E.P. **Manual de reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto**. Capítulo 1. São Paulo, Multipla, 2005.

LEONHARDT, F.; MONNING, E. **Construções de concreto**. Vol.2: Casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Interciência, Rio de Janeiro, 1978.

MACGREGOR, J.G. **Reinforced Concrete - Mechanics and Design**. Pearson Prentice Hall, New Jersey, 2009.

MANZANO, C.A.C. **Estudio analíticos y experimentales de ménsulas em extremos de vigas de concreto reforzado**. 2007. 85 f. Dissertação (mestrado). Programa de maestria y doctorado em ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, 2007.

MIGLIORE JUNIOR, A.R. **Estruturas pré-moldadas de concreto – 07 Dimensionamento de ligações**. 2012. 23f. Notas de aula. Curso de capacitação em estruturas de concreto, Centro Universitário de Lins, 2012.

MORSH, E. **Teoria y Práctica del Hormigon Armado**. Tomo II. Tradução para o Espanhol, Barcelona, Editorial Gustavo Gil,1948.

NAEGELI, C.H. **Estudo de consolos de concreto armado**. 1997. 284 f. Tese de doutorado, Programa de pós graduação em engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1997.

PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced Concrete Structures - The art of Detailing**. Christchurch,Wiley, 1975.

RIBEIRO, F.C.V. **Apoio e carregamento indiretos em vigas de concreto de alta resistência**. 1999. 175 f. Dissertação (mestrado), Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de engenharia civil, 1999.

SAATCIOGLU, M.; RAZVI, S.R. **Strength and Ductility of Confined Concrete**. Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 6, 1590-1607, 1992.

SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estrutura de concreto**. São Paulo, Pini, 1998.

THOMAZ, E.C.S. **Notas de aula de estruturas de concreto armado: armadura de suspensão**. s/d. 30 f. Engenharia de fortificação e construção.Instituto Militar de Engenharia, 2014.

THOMAZ, E.C.S. **Notas de aula de estruturas de concreto armado: armadura de fretagem**. s/d. 23 f. Engenharia de fortificação e construção.Instituto Militar de Engenharia,2014.

THOMAZ, E.C.S. **Notas de aula de estruturas de concreto armado: espaçamento máximo entre os estribos de pilares, segundo Emil Morsch**. s/d. 15 f. Engenharia de fortificação e construção.Instituto Militar de Engenharia, 2014.

VIDELA, C.C. **Reinforced concrete structures failures causes and responsibilities**. 2012. 40 f. Escuela de ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile, 2012.

ZELLER, W. **Conclusions from tests on corbels**. In ABSE colloquium. Abr. Stuttgart. Anais, 1991.