



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LUCAS MARQUES TELES DA SILVA

ESFORÇO CORTANTE EM VIGAS-PAREDES
PROTENDIDAS

RECIFE, 2017

LUCAS MARQUES TELES DA SILVA

ESFORÇO CORTANTE EM VIGAS-PAREDES PROTENDIDAS

Trabalho de conclusão de curso apresentada à Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos para obtenção de grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo

RECIFE, 2017

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

S586e Silva, Lucas Marques Teles da.

Esforço cortante em vigas-paredes protendidas / Lucas Marques Teles da Silva. -
2017.

61 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo.

TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Curso de
Graduação em Engenharia Civil, 2017.

Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Concreto protendido. 3. Bielas. 4. Tirantes.
5. Vigas-paredes. 6. Esforço cortante. I. Araújo, Ézio da Rocha. (Orientador).
- II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2017-72



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
COORDENAÇÃO DO CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ATA DA DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PARA
 CONCESSÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL**

CANDIDATO: Lucas Marques Teles da Silva

BANCA EXAMINADORA

Orientador: Prof. Ézio da Rocha Araújo.

Examinador 1: Prof. Paulo de Araújo Regis.

Examinador 2: Prof. José Jéferson do Rego

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

ESFORÇO CORTANTE EM VIGAS-PAREDES PROTENDIDAS

LOCAL: Sala 106 do prédio do CTG/UFPE.

DATA: 09/02/2017 – **HORÁRIO DE INÍCIO:** 14:30 h.

Em sessão pública, após exposição de cerca de 30 minutos, os candidatos foram arguidos oralmente pelos membros da banca com NOTA: _____ (deixar 'Exame Final', quando for o caso).

1) () aprovado(s) (nota > = 7,0), pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho aceito.

As revisões observadas pela banca examinadora deverão ser corrigidas e verificadas pelo orientador no prazo máximo de 30 dias (o verso da folha da ata poderá ser utilizado para pontuar revisões).

O trabalho com nota no seguinte intervalo, **3,0 = < nota < 7,0**, será reapresentado, gerando-se uma nova ata; sendo o trabalho aprovado na reapresentação, o aluno será considerado **aprovado com exame final**.

2) () reprovado(s). (nota <3,0)

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelos candidatos.

Recife, 09 de fevereiro de 2017.

Orientador:

Avaliador 1:

Avaliador 2:

Candidato 1:

Candidato 2:

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente a toda minha família, mais especialmente aos meus pais e minha irmã por todo apoio dado durante toda a minha vida para que alcançasse meus objetivos e crescesse como pessoa.

A todos meus amigos do curso de graduação de Engenharia Civil por sempre estarem presentes e dispostos a ajudar e motivar uns aos outros durante todos esses anos.

A Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) por proporcionar uma formação profissional e humana.

Aos professores do curso de Engenharia Civil pelos ensinamentos passados durante esses cinco anos de curso.

Agradecimento especial ao professor Ézio da Rocha Araújo, pela dedicação, paciência, convívio e incentivo como professor e orientador.

RESUMO

Os resultados experimentais parecem indicar que a resistência ao esforço cortante de vigas normais e de vigas-paredes protendidas são menos dispersos do que os correspondentes de concreto armado.

Guiado por essa percepção, este trabalho faz uma análise estatística de resultados baseados em um banco de dados existentes na literatura que mostra a relação de dependência dos principais fatores intervenientes na capacidade de ruptura ao esforço cortante de vigas-paredes, e formula um modelo de bielas e tirantes que se mostra menos dispersivo do que os tomados para comparação da literatura, estatisticamente mais seguro, além de satisfazer as restrições normativas da respeitada norma ACI 318-14.

Essas propriedades do modelo, o tornam especialmente recomendável para uso no projeto de novas estruturas bem como nos projeto de reforço e restauração. Além disso, o método proposto forma as bases para uma possível extensão ao projeto de reforço e restauração de blocos de coroamento de estacas de concreto armado.

Palavras-chave: Concreto protendido. Bielas e tirantes. Vigas-paredes. Esforço cortante.

ABSTRACT

Tests results appear indicate that the shear strength of prestressed concrete of normal and deep beams is less dispersive than reinforced concrete.

Guided by this perception, this work performs second order statistical analysis of test results from a literature data base showing the interdependence relation between some latent variables and the ultimate capacity of prestressed concrete deep beams, and deriving a strut-and-tie model whose results are less dispersive and more statically safe than that find in literature. Furthermore, unless best existing models from literature, satisfies the ACI 318-14 recommendations.

Above properties of the proposed model make it special adequate for the use in day to day practice of structural engineering design of new structures, restoration and retrofit design of reinforced concrete deep pile caps.

Keywords: Prestressed concrete. Strut-and-tie. Deep beams. Shear.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 Resultados de ensaios previstos pelos métodos para blocos de estacas: (a) ACI 318-77 (critical section for one-way shear at d from column face); (b) ACI 318-83 B (critical section for one-way shear at column face); (c) ACI 318-83 (special provisions for deep flexural members); (d) CRSI Handbook; (e) Modelo de bielas e tirantes (ADEBAR e ZHOU, 1996).....	2
Figura 2-1 Modelo original da treliça de Ritter (RITTER, 1899).	5
Figura 2-2 Adaptação de Mörsch da treliça de Ritter (MÖRSCH, 1902).	5
Figura 2-3 Exemplos de regiões do tipo "B" e "D"	7
Figura 2-4 Vão de cisalhamento (a) $a_v < 2h$ – viga-parede; (b) $a_v = 2h$ – limite para classificação de uma viga-parede; (c) $a_v > 2h$ – viga esbelta (ACI 318-08).....	8
Figura 3-1 Exemplos em que o modelo de bielas e tirantes é útil. Para cada caso, da esquerda para a direita, é mostrada a região D da estrutura, o modelo das bielas para ele e o arranjo da armação. As bielas estão em linhas tracejadas e os tirantes estão em linhas cheias. (NAAMAN, 2004)	11
Figura 3-2 Exemplos de nós contínuos (A) e concentrado (B) (SCHLAICH et al., 1987).....	12
Figura 3-3 Nó hidrostático e não-hidrostático (THOMPSON, 2002).	13
Figura 3-4 Classificação dos nós (ACI 318-14)	13
Figura 3-5 Tipos de bielas (a) em leque, (b) em prismática e (c) em forma de garrafa (SCHLAICH et al., 1987).....	14
Figura 3-6 Cálculo do $\rho \perp$ pelo ACI 318-14.....	16
Figura 4-1 Tensão última de cisalhamento (MPa) versus resistência característica do concreto, dados de NAKAMURA et al (2013).	18
Figura 4-2 Tensão última de cisalhamento (MPa) normalizada versus resistência característica do concreto, dados de NAKAMURA et al (2013).	18
Figura 4-3 Tensão última de cisalhamento versus relação $ad \leq 2,0$, dados de NAKAMURA et al (2013).....	19
Figura 4-4 Tensão última de cisalhamento versus relação $ad \geq 2,0$, dados de NAKAMURA et al (2013).....	19
Figura 4-5 Tensão de cisalhamento última e modo analítico de falha prevista em cargas concentradas (P) e cargas uniformemente distribuídas (U) (UZEL et al, 2011).	20

Figura 4-6 Tensão última de cisalhamento versus taxa de armadura de cisalhamento, dados de NAKAMURA et al (2013).	21
Figura 4-7 Tensão última de cisalhamento versus força efetiva de protensão, dados de NAKAMURA et al (2013)	21
Figura 5-1 Modelo das Bielas e Tirantes proposto por TAN, TONG, TANG (2001)	22
Figura 5-2 Determinação das tensões de tração f_1 na zona nodal inferior (TAN et. al , 2001)	24
Figura 5-3 Algoritmo do modelo de TAN, TONG E TANG (2001)	26
Figura 6-1 Modelo de bielas e tirantes para uma viga-parede. (ARAÚJO et al, 2007)	27
Figura 6-2 Algoritmo do modelo ACI-Collins.....	32
Figura 7-1 Ensaio experimental do bloco 4 por Araújo et al (2007).....	33
Figura 7-2 Tratamento da protensão como cargas externas (Wang e Meng, 2008).....	33
Figura 7-3 Modelo de bielas e tirantes para vigas-paredes protendidas (adaptado de WANG e MENG, 2008).	34
Figura 7-4 Algoritmo do modelo ACI-Collins modificado.....	38
Figura 8-1 Detalhamento das vigas-paredes ensaiadas por TENG et al (1998): (a) P-1a, P-1b, and P-1b(2); (b) P-2a and P-2b; (c) P-3a and P-3b; (d) P-1c and P-1c(2); (e) P-1d and P-1d(2); (f) P-1e and P-1e(2); (g) P-2e; (h) P-3e; (i) P-1-1.5-WO; (j) P-1-1.5-WV; (k) P-1-1.5-WVH; (l) P-1-1.0-WO; (m) P-1-1.0-WV; (n) P-1-1.0-WVH	41
Figura 8-2 Detalhamento das vigas-paredes ensaiadas por TAN e MANSUR (1992)	42
Figura 8-3 Detalhamento das vigas-paredes ensaiadas por TAN et al (1999)	42

LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1 Valores de β_s para diferentes situações segundo o ACI 318-14	15
Tabela 3-2 Valores de β_n para diferentes situações segundo o ACI 318-14	16
Tabela 8-1 Características das vigas-paredes ensaiadas por TAN e MANSUR (1992).....	39
Tabela 8-2 Características das vigas-paredes ensaiadas por TENG et al (1998)	40
Tabela 8-3 Características das vigas-paredes ensaiadas por TAN et al (1999).....	40
Tabela 9-1 Predições e comparações TAN e MANSUR (1992)	44
Tabela 9-2 Predições e comparação TENG et al (1998)	45
Tabela 9-3 Predições e comparações TAN et al (1999)	46
Tabela 9-4 Resumo das análises estatística dos resultados	47

Sumário

AGRADECIMENTOS.....	iv
RESUMO	v
ABSTRACT	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	ix
Sumário	x
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Justificativa e motivação.....	3
1.2 Objetivos gerais e específicos.....	4
2 REFERENCIAL TEÓRICO	4
2.1 Histórico e evolução das teorias do esforço cortante.....	4
2.2 Regiões “B” e “D” das estruturas	6
2.3 Viga.....	7
2.4 Vigas-Paredes	8
2.5 Blocos	8
3 Método das bielas e tirantes	9
3.1 Introdução	9
3.2 Elementos do Método das Bielas e Tirantes.....	11
3.2.1 Nó.....	11
3.2.2 Bielas.....	13
3.2.3 Tirantes.....	14
3.3 Método das bielas e tirantes pelo ACI 318-14.....	15
3.3.1 Capacidade das bielas.....	15
3.3.2 Capacidade das zonas nodais	16
3.3.3 Capacidade do tirante	17
4 VARIÁVEIS QUE INFLUEM NA TENSÃO ÚLTIMA DE CISALHAMENTO.....	17
4.1 Resistência do concreto ($f'c$)	17
4.2 Relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil (a/d).....	18
4.3 Taxa de armadura de cisalhamento (ρ_v).....	20
4.4 Força efetiva de protensão (F_{pe}).....	21

4.5	Efeito de escala	21
5	MÉTODO DE TAN, TONG E TANG (2001).....	22
5.1	Introdução	22
5.2	Descrição do método	22
5.2.1	Equilíbrio das forças.....	22
5.2.2	Geometria das bielas	23
5.2.3	Tensões principais	23
5.2.4	Carga última	25
6	MÉTODO DO ACI-COLLINS PARA VIGA-PAREDE	26
6.1	Introdução	26
6.2	Descrição do método	27
7	MÉTODO DO ACI-COLLINS MODIFICADO	32
7.1	Introdução	32
7.2	Força de protensão como cargas externas.....	33
7.3	Equilíbrio das forças	34
7.3.1	Equilíbrio do nó C	34
7.3.2	Equilíbrio do nó A.....	35
7.3.3	Equilíbrio do nó B.....	35
7.4	Geometria da biela	36
7.5	Carga última.....	36
8	EXEMPLOS ANALISADOS	38
9	RESULTADOS	43
9.1	TAN e MANSUR (1992).....	43
9.2	TENG et al (1998)	44
9.3	TAN et al (1999).....	45
9.4	Resumo da análise estatística dos resultados	46
10	CONCLUSÕES.....	47
11	BIBLIOGRAFIA.....	48

1 INTRODUÇÃO

Durante todo o século XX, o século da invenção do concreto armado e protendido, foram desenvolvidas mais de uma centena de teorias de ruptura ao esforço cortante de vigas normais de concreto armado, diversas ainda em uso. Contrastando com uma única teoria de resistência das vigas de concreto armado à flexão, produzida na década de 1960 por Kupfer et al (1969).

O motivo da insatisfação com as teorias de resistência ao cortante propostas até hoje reside na grande dispersão dos seus resultados, relativos os ensaios experimentais. Essa dispersão, provavelmente, deve-se à existência de diferentes escalas de comportamento com diferentes mecanismos internos de resistência à ruptura. Como consequência dessa grande dispersão, cada teoria de ruptura possui uma pequena confiabilidade estatística, ilustrado na Figura 1-1, que geram exigências normativas com grande margem de segurança.

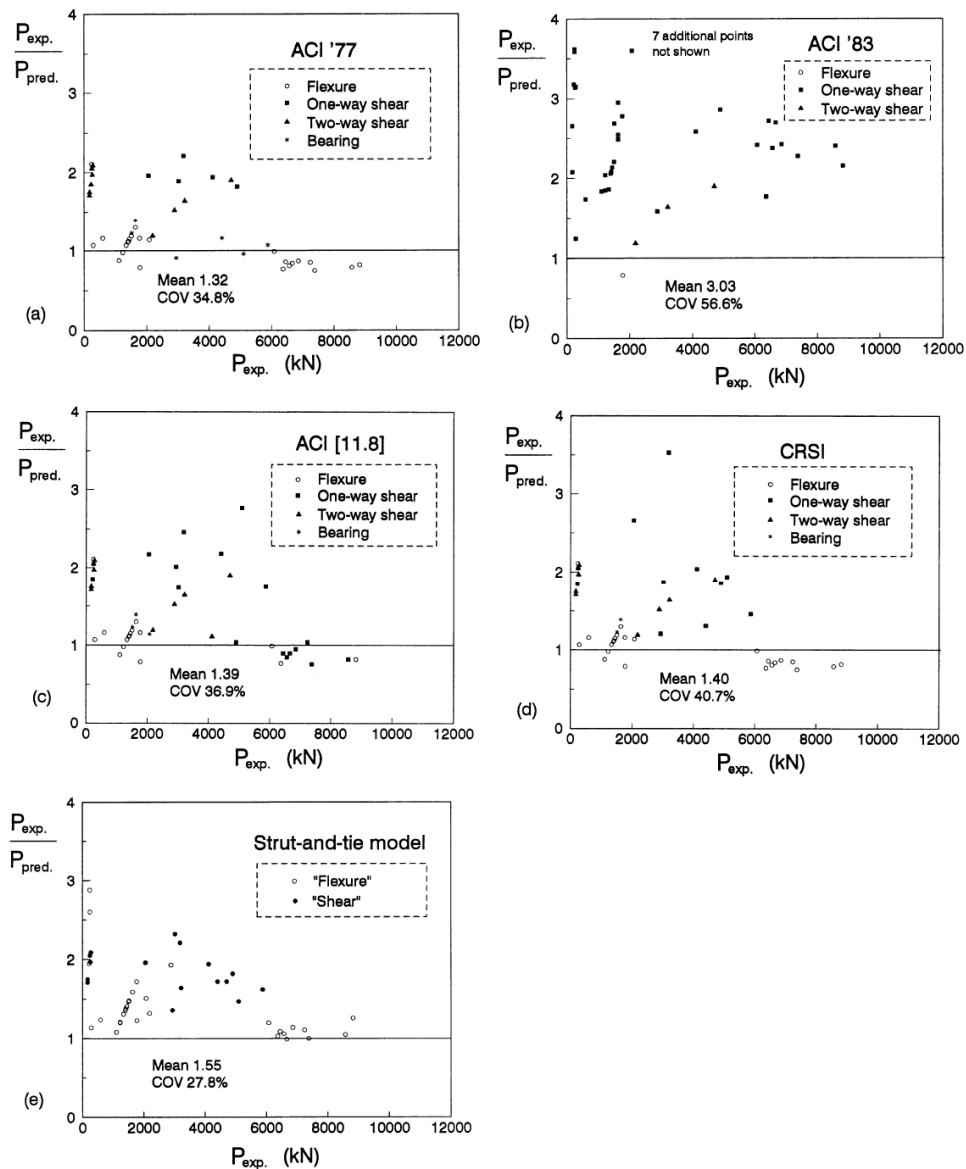


Figura 1-1 Resultados de ensaios previstos pelos métodos para blocos de estacas: (a) ACI 318-77 (*critical section for one-way shear at d from column face*); (b) ACI 318-83 B (*critical section for one-way shear at column face*); (c) ACI 318-83 (*special provisions for deep flexural members*); (d) CRSI Handbook; (e) Modelo de bielas e tirantes (ADEBAR e ZHOU, 1996).

Este trabalho estuda o comportamento de vigas-paredes de concreto protendido. Propõe um modelo de bielas e tirantes para o seu dimensionamento, e compara os resultados desse modelo proposto com outros existentes na literatura e com alguns resultados experimentais disponíveis na literatura. São consideradas vigas-paredes aquelas com relação entre o comprimento e a sua altura é pequena, tipicamente menor do que dois.

Um dos motivos para realização deste trabalho vem da observação de que a dispersão dos resultados experimentais da resistência ao cortante em vigas-paredes protendidas parece ser inferior à dispersão observada nos ensaios de vigas-paredes não protendidas.

O comportamento na ruptura ao esforço cortante de vigas-paredes e de vigas normais é bem diferente. O início da ruptura ao cortante de vigas normais se dá a partir do aumento da fissuração diagonal à meia altura da alma da viga (tração diagonal, *diagonal tension*), vencendo o engrenamento dos agregados graúdos, enquanto que as vigas-paredes rompem por esmagamento das bielas comprimidas que chegam ao apoio (compressão diagonal, *diagonal compression*).

Os modelos de dimensionamento de vigas normais são modelos seccionais, convencionais, ao tempo em que os modelos para vigas-paredes são de bielas e tirantes. Este trabalho utiliza um modelo mais detalhado de bielas e tirantes, pretendendo desta forma obter resultados mais acurados, com o objetivo de diminuir a dispersão com os resultados experimentais. Na nomenclatura do *Eurocode 1*, o modelo proposto é um LoA II (*Level two of Approximation*). Um modelo de primeira aproximação, LoA I, foi desenvolvido anteriormente em Araújo et al (2007).

As aplicações deste trabalho estendem-se ao projeto de reforços de blocos de estacas submetidas a reações álcali-agregado, conhecida no mundo inteiro desde antes da guerra, muito observadas na região metropolitana de Recife na última década. Uma das soluções estruturais que são propostas por Araújo et al (2007) é a estabilização das fissuras por meio de protensão externa na parte inferior dos blocos.

1.1 Justificativa e motivação

As atuais teorias de ruptura de peças de concreto armado submetidas ao esforço cortante possuem uma grande dispersão experimental. Tipicamente, superior a 30% dos resultados médios (ver Figura 1-1). Enquanto que a teoria de ruptura por flexão tem dispersão inferior a 5%.

Como consequência disso, mais de uma centena de teorias ruptura ao esforço cortante de peças de concreto armado foram desenvolvidas ao longo dos últimos cem anos.

Ocorre que, quando o combate ao esforço cortante é feito com protensão, a dispersão dos resultados da capacidade ao cortante parece tornar-se também tão pequena quanto a de ruptura à flexão. Há, portanto, necessidade de avaliar essa menor dispersão de resultados.

Além disso, nos últimos anos os blocos de coroamento de estacas e sapatas de fundação têm mostrado sinais de deteriorização por reações entre os álcalis do cimento e alguns componentes dos agregados, notadamente na região metropolitana do Recife. A literatura registra que essa recuperação pode ser feita de forma satisfatória através da protensão dos blocos e sapatas, Araújo et al (2007), FHWA (2012).

Havendo evidências de que os resultados do combate ao esforço cortante por meio de protensão são menos dispersos, os coeficientes de segurança serão menores, e, por conseguinte os custos das fundações e dos projetos de restauração e recuperação serão menores.

1.2 Objetivos gerais e específicos

Este trabalho possui dois objetivos.

O primeiro objetivo consiste em coletar na literatura e analisar os resultados de ensaios ao cortante experimentais de vigas-paredes protendidas.

É objetivo também elaborar um modelo de bielas e tirantes mais detalhado, que inclua a protensão, objetivando maior acurácia do que o desenvolvido em Araújo et al (2007). Os modelos tradicionais para vigas-paredes de concreto armado utilizam duas bielas, enquanto que o modelo proposto utiliza quatro bielas. Esse maior detalhamento dos campos de compressão, melhora acurácia dos resultados, diminuindo a sua dispersão frente a resultados experimentais.

Embora possam existir alguns modelos alternativos de bielas na literatura, o modelo bielas sugerido neste trabalho procura seguir as recomendações normativas do ACI 318-14. Isso é muito importante, uma vez que as normas brasileiras não sugerem nenhum modelo específico mais detalhado. Desta forma projetista estrutural tem ao seu dispor um modelo normativo para projeto, inclusive para o projeto de recuperação e reforço estrutural, que satisfaça uma norma internacional importante.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Histórico e evolução das teorias do esforço cortante

No início do século XX, o modelo de treliça foi usada para compreender o comportamento das vigas de concreto armado submetida ao esforço cortante. O primeiro pesquisador a

introduzir este método foi pelo engenheiro suíço, Ritter em 1899. RITTER (1899) propôs uma teoria em que o mecanismo resistente de uma viga no estágio II (fissurado) pudesse ser associado ao funcionamento de uma treliça, para determinar a armadura transversal necessária para o equilíbrio de uma viga e explicar o papel dos estribos na resistência ao cisalhamento.

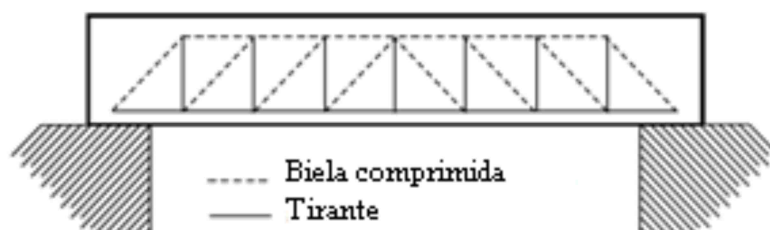


Figura 2-1 Modelo original da treliça de Ritter (RITTER, 1899).



Figura 2-2 Adaptação de Mörsch da treliça de Ritter (MÖRSCH, 1902).

Em 1902, o modelo de Ritter foi refinado por Mörsch, que percebeu que a representação discreta das forças diagonais que Ritter utilizou em sua treliça seria mais bem representada por campos de tensão de compressão. Esse modelo ficou conhecido como treliça de Mörsch ou ainda, analogia da treliça, ou teoria do campo de compressão. A treliça de MÖRSCH (1902) baseia-se na inclinação fixa de 45° para as bielas comprimidas de concreto e de 45° (direção das tensões principais de tração) a 90° de inclinação para a armadura de cisalhamento. Os dois pesquisadores acima negligenciaram a contribuição do concreto para a resistência do cisalhamento.

Baseado em seus próprios experimentos, Withey, em 1907, descobriu que a teoria proposta por Ritter superestimava as tensões nos estribos. WITHEY (1907) formulou uma hipótese na qual o concreto da zona de compressão suportava considerável parcela do esforço cortante antes que ocorrer a fissuração da estrutura.

Em 1909, Talbot apresentou os resultados dos seus estudos sobre armação ao cisalhamento e também constatou a superestimação das tensões nos estribos. TALBOT (1909)

sugeriu que os estribos deveriam ser dimensionados para suportar dois terço do esforço cortante total, e que os outros um terço deveria ser suportado pelo concreto na zona de compressão.

O trabalho realizado por Withey e Talbot revolucionou o dimensionamento ao esforço cortante nos Estados Unidos, no qual pela primeira vez a contribuição do concreto foi incluída para resistir ao cisalhamento. A contribuição do concreto foi adicionada ao modelo da treliça, proposta por Ritter e Morsch, para o dimensionamento de vigas com pouco ou sem armadura ao cisalhamento.

Em 1964, Kupfer formulou um procedimento para determinar o ângulo de inclinação da biela comprimida com o uso do princípio de mínima energia. O objetivo do seu trabalho foi desenvolver um modelo de treliça com ângulo variável, permitindo assim, uma maneira mais eficiente de dimensionamento de vigas ao esforço cortante. Em 1980, Collins e Mitchell, também buscando determinar o valor da inclinação do ângulo da biela θ , desenvolveram mais a teoria do campo de compressão (CFT). COLLINS e MITCHELL (1980) utilizam a deformação na seção transversal para determinar o ângulo da biela. Vecchio e Collins refinaram a teoria proposta por Collins e Mitchel, com a teoria de campo de compressão modificada (MCFT) em 1986. Com base em resultados de ensaios, VECCHIO e COLLINS (1986) consideraram que a tensão da biela de concreto é função tanto da deformação de compressão quanto da tração coexistente. Esses autores constataram ainda que mesmo após o desenvolvimento de uma fissuração diagonal, as tensões de tração continuavam a existir no concreto entre as fissuras, aumentando a habilidade do concreto fissurado em resistir ao cisalhamento.

Além disso, o trabalho desenvolvido por Schlaich, Schäfer e Jennewein , em 1987, mostrou o conceito do método das bielas e tirantes (STM) como uma extensão do modelo da treliça clássica. Esta abordagem é particularmente relevante em regiões onde a distribuição das tensões ao longo da altura não é linear. SCHLAICH et al (1987) introduziu o conceito de regiões D e B.

2.2 Regiões “B” e “D” das estruturas

Segundo SCHLAICH et al (1987) as regiões das estruturas na qual a hipótese de Bernoulli de distribuição linear de deformação é válida, já são dimensionadas com muito cuidado e precisão. Estas regiões são chamadas de região “B” . O estado interno de tensões é obtido dos

esforços solicitantes (momentos de flexão e de torção, esforço cortante e normal). Por outro lado, as regiões onde não se aplica a hipótese de deformações planas, ou seja, onde a distribuição das deformações é significativamente não linear, são denominadas região “D” (onde D significa Descontinuidade, Detalhe, Distúrbio, *Deep beam*)

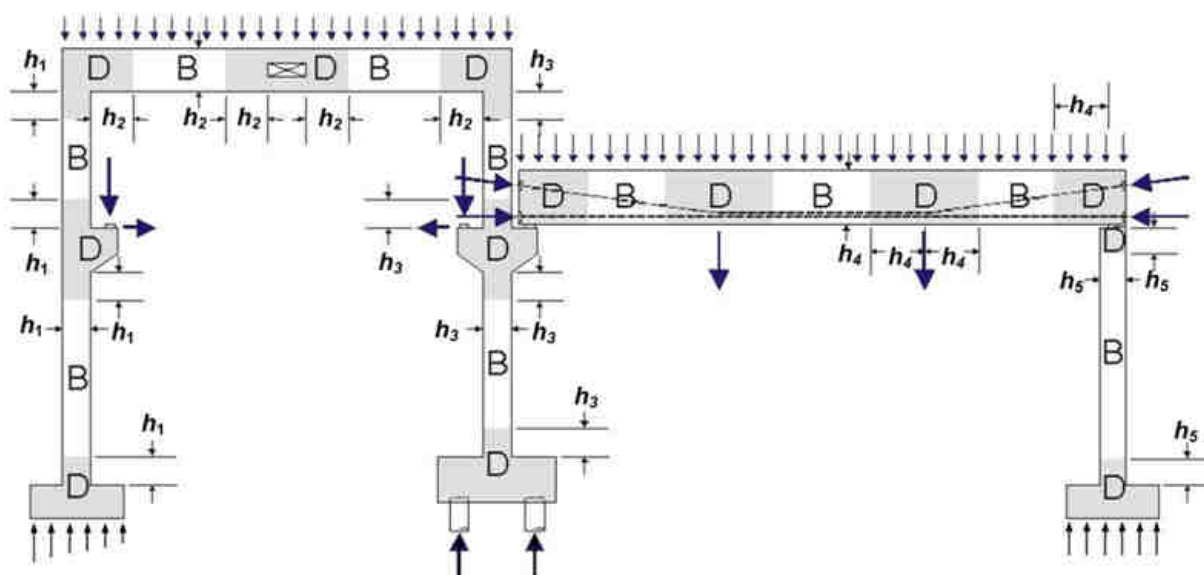


Figura 2-3 Exemplos de regiões do tipo "B" e "D"

Nas regiões “B”, enquanto a seção não está fissurada, as tensões são calculadas com o auxílio das propriedades da seção, como áreas e momentos de inércia. Quando as tensões de tração excedem a resistência à tração do concreto, o comportamento pode ser representado pelo modelo da treliça de Morsch.

Por outro lado, nas regiões “D”, enquanto estas regiões não estiverem fissuradas, podem ser analisadas por modelos elásticos lineares. Entretanto, se estas regiões estiverem fissuradas, é recomendável utilizar o método de bielas e tirantes, mesmo que ainda, muitos elementos sejam dimensionados a partir de experimentos ou práticas usuais.

2.3 Viga

A NBR 6118 (2014) define vigas como sendo “elementos lineares em que a flexão é preponderante.”. Elemento linear é aquele em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal.

2.4 Vigas-Paredes

Vigas-paredes são vigas cuja altura é grande o suficiente de modo que não são considerados elementos lineares. LEONHARDT e MONNING (1979), por meio do diagrama de deformação, perceberam que para $l/d \leq 2.0$, para vigas com único vão e para $l/d \leq 3.0$, para vigas contínuas, a Hipótese de Bernoulli não se aplica, por não existir linearidade na distribuição de tensões e deformações.

A NBR 6118 (2014) classifica as vigas-paredes como elementos especiais, por não se comportarem respeitando a hipótese das seções planas. Assim como Leonhardt e Monning, a norma brasileira define vigas-paredes como vigas altas em que a relação entre seu vão e sua altura l/d é inferior a dois, em viga biapoiada, e inferior a três em vigas contínuas. Como método de cálculo a NBR 6118 (2014) permite modelos planos elásticos lineares e não-lineares baseados em métodos adequados, como método dos elementos finitos. Admitem-se também modelos concebidos a partir do método das bielas e tirantes.

Por outro lado, o ACI 318-14, define vigas-paredes como aquelas nas quais uma parcela significativa da carga aplicada é transferida aos apoios por meio de uma biela, que liga a carga à reação. Esse fenômeno ocorre se uma carga concentrada atua a uma distância $2d$ ou menor do apoio, onde d é a altura útil da viga, ou para vigas submetidas a um carregamento uniformemente distribuído com uma relação entre comprimento e altura menor que 4. Quanto aos métodos de dimensionamento, o ACI 318-14 recomenda a utilização de ferramentas de análise não-linear ou que estes elementos sejam dimensionados por meio de modelos de bielas e tirantes.

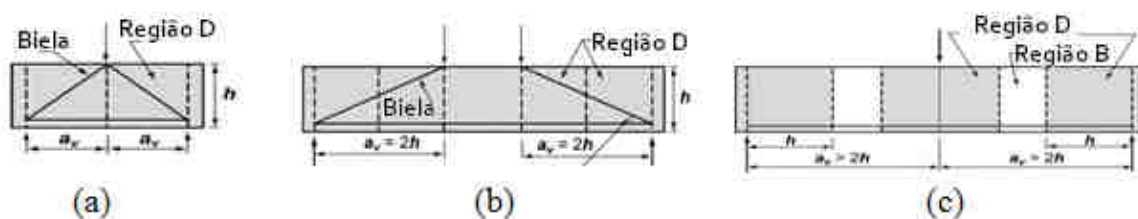


Figura 2-4 Vão de cisalhamento (a) $a_v < 2h$ – viga-parede; (b) $a_v = 2h$ – limite para classificação de uma viga-parede; (c) $a_v > 2h$ – viga esbelta (ACI 318-08).

2.5 Blocos

A norma brasileira NBR 6118 (2014) define blocos sobre estacas como “elementos estruturais maciços” usados para transmitir as cargas da fundação às estacas. Uma vez que as

dimensões da seção transversal dos blocos não são suficientemente menores que a dimensão longitudinal, torna-se inadequada a utilização da hipótese simplificadora de Bernoulli.

O item 22.7.3 da NBR 6118 (2014) afirma que, para o dimensionamento dos blocos são aceitos modelos tridimensionais, lineares ou não, e modelos de bielas e tirantes tridimensionais. Naquela norma inexistia roteiro para verificações desses elementos.

Há diferenças significativas entre vigas-paredes e blocos, em geral:

1 – Vigas-parede são armadas transversalmente. Os blocos, via de regra, não podem ser considerados armados transversalmente, mesmo quando o sejam, devidos ao fato de que as armaduras laterais normalmente estão muito distantes das bielas de compressão. Para blocos com duas estacas, como os usados por ARAÚJO et al (2007), este último argumento pode ser questionado. Os experimentos e a análise naquela referência mostram que os blocos em duas estacas ensaiados acionaram toda a largura do bloco na ruptura.

2 - Por outro lado, embora parcialmente carregados (largura dos apoios e das cargas menor do que a largura do bloco, em geral) há o efeito de contenção lateral, ou confinamento (tridimensional), que deve ser considerado. Em particular, para blocos de três ou mais estaca.

3 Método das bielas e tirantes

3.1 Introdução

No método de bielas, as bielas e os tirantes são representações discretas dos campos de tensões resultantes dos carregamentos aplicados e das condições de contorno existentes dentro dos elementos estruturais. Os campos de tensões de compressão são idealizados através das bielas ou escoras e os campos tracionados pelos tirantes. O cruzamento de bielas, tirantes ou cargas atuantes (ações e reações) são chamados de nós.

Uma grande vantagem do método de bielas e tirantes é que qualquer estrutura pode ser representada por bielas e tirantes, sendo bastante útil em elementos ou regiões que possuem um complexo estado de tensões, tais como vigas-paredes, consolos, dentes *Gerber*, regiões de ancoragem de força protensão, entre outras situações, abrangendo estruturas de concreto armado e protendido.

SCHLAICH et al (1987) afirmam que para a elaboração do modelo, a orientação da geometria pode ser determinada a partir de campos elásticos de tensões, enquanto que o dimensionamento pode ser realizado utilizando teoria da plasticidade.

Os mesmos autores explicam que a análise plástica é mais adequada para determinação da capacidade última, enquanto que análise elástica é melhor sob condições de serviço. Entretanto, afirmam que uma análise linear ou não linear elástica é aceitável e segura para os dois casos. Isto se torna, então, outra vantagem do método, já que é possível utilizar os mesmo modelos de bielas e tirantes tanto para o estado limite último como para o de utilização. No entanto, a análise elástica é considerada conservadora, pois negligencia parte da capacidade última da estrutura. Uma desvantagem do modelo de bielas é que uma geometria deve ser escolhida para cada intensidade e forma de carregamento

O método de bielas e tirantes se baseia no Teorema do Limite Inferior da Plasticidade. Neste teorema a capacidade estimada para a estrutura, deve ser menor que a carga verdadeira de colapso, assim o dimensionamento da estrutura sempre é feito com segurança. Segundo WIGHT (2016), para que o teorema seja aplicado, a estrutura deve ter ductilidade suficiente para permitir a transição do comportamento elástico para o plástico de forma que a redistribuição das forças internas após a fissuração continue um sistema de forças em equilíbrio com as solicitações externas e que os carregamentos majorados pelos coeficientes de segurança em cada seção das bielas, tirantes e zonas nodais, jamais excedam suas capacidades.

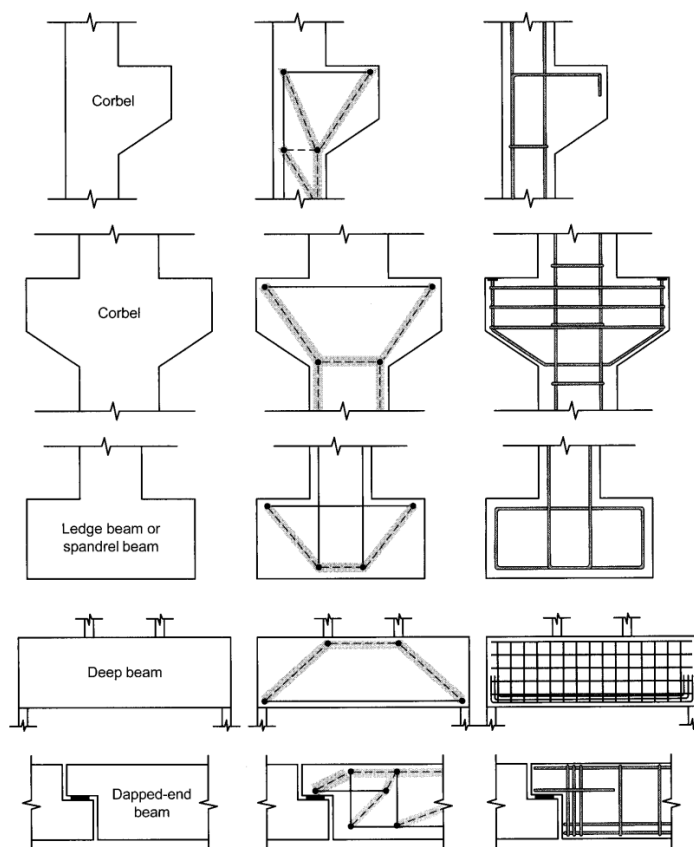


Figura 3-1 Exemplos em que o modelo de bielas e tirantes é útil. Para cada caso, da esquerda para a direita, é mostrada a região D da estrutura, o modelo das bielas para ele e o arranjo da armação. As bielas estão em linhas tracejadas e os tirantes estão em linhas cheias. (NAAMAN, 2004)

3.2 Elementos do Método das Bielas e Tirantes

3.2.1 Nó

Os nós idealizam pontos de interseção entre os elementos da treliça. Segundo SCHLAICH et al (1987), os nós são classificados em nós concentrados e nós contínuos (Figura 3-2). Consideram-se nós contínuos as regiões nodais em que o desvio de forças é feito em comprimentos razoáveis e, portanto a armadura pode ser ancorada sem maiores problemas, já os nós singulares são considerados as regiões em que o desvio de forças é feito de forma localizada.

Os nós contínuos não são críticos e, portanto, pode-se verificar apenas a segurança da ancoragem e se as fibras externas estão com armação suficiente. No entanto, os nós

concentrados necessitam de maior cuidado. Deve-se certificar que a compressão nos nós seja menor que os valores normativos.

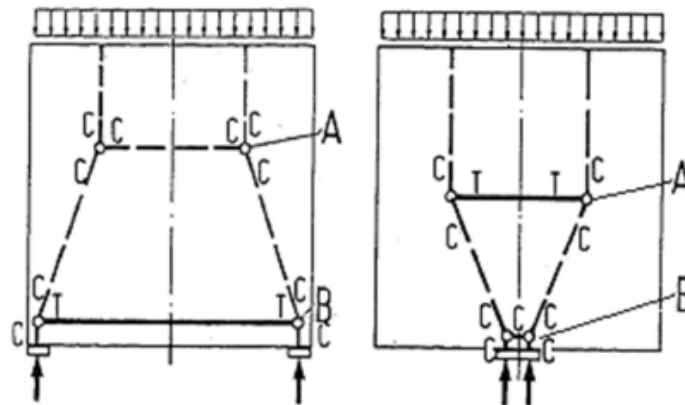


Figura 3-2 Exemplos de nós contínuos (A) e concentrado (B) (SCHLAICH et al., 1987).

Quanto às tensões atuantes em cada face, um nó pode ser classificado em: hidrostático e não-hidrostático (Figura 3-3). Se um nó é dimensionado de forma que as tensões em todas as faces sejam iguais, esse é considerado um nó hidrostático. Neste tipo de nó, as tensões principais são iguais e, portanto, não há cisalhamento. A ausência de esforço cortante no nó é uma das grandes vantagens do nó hidrostático, mas a grande desvantagem é a dificuldade em dimensionar as faces obedecendo às limitações entre os ângulos. Por outro lado, em um nó que não seja hidrostático não é necessário que todas as faces tenham a mesma tensão.

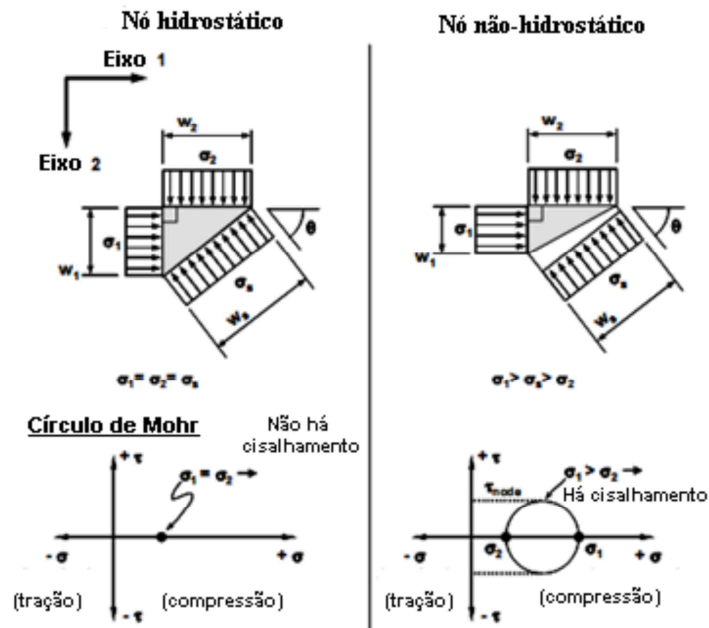


Figura 3-3 Nó hidrostático e não-hidrostático (THOMPSON, 2002).

Os nós também podem ser classificados de acordo com a quantidade de bielas e tirantes que nele se cruzam. Por exemplo, se três bielas comprimidas se cruzam em um nó, este é chamado de nó CCC. Se duas bielas comprimidas e um tirante se interceptam em um nó, este é chamado de CCT, e assim por diante. Se mais de três elementos se interceptam em um nó, com ângulos diferentes, elementos similares podem ser combinados em um, atuando como uma força resultante, resultando em um modelo mais simples e mais seguro.

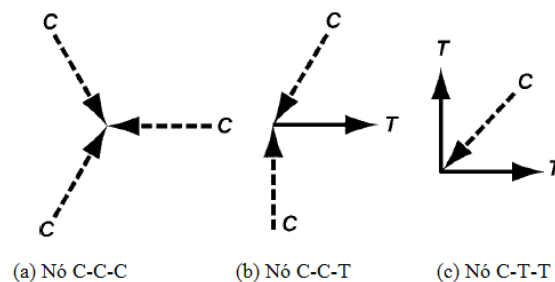


Figura 3-4 Classificação dos nós (ACI 318-14)

3.2.2 Bielas

As bielas representam simplificações dos campos de compressão no concreto, delimitadas por uma diagonal de concreto formada por duas fissuras consecutivas (SCHLAICH et al., (1987). Dependendo da forma como as tensões se distribuem dentro da estrutura, existem três configurações típicas para as bielas de concreto:

- Biela prismática (*prismatic*): trata-se de um campo de tensões que se distribui uniformemente, sem perturbação, e que não produz tensão transversal de tração;
- Biela em leque (*fan-shaped*): trata-se de uma idealização de um campo de tensões com curvatura desprezível, que não desenvolve tensão transversal de tração;
- Biela em garrafa (*bottle-shaped*): trata-se de um tipo de biela que possui a distribuição de tensões em linhas curvilíneas com afunilamento da seção e que desenvolve tensões transversais de tração. A tração transversal combinada com a compressão longitudinal pode causar fissuras que levam a uma ruptura prematura do concreto.

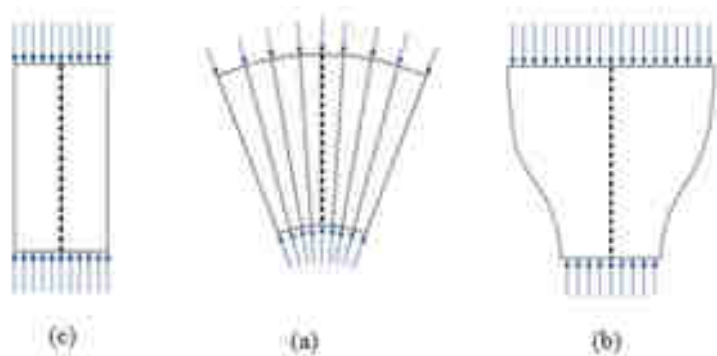


Figura 3-5 Tipos de bielas (a) em leque, (b) em prismática e (c) em forma de garrafa (SCHLAICH et al., 1987).

3.2.3 Tirantes

Geralmente os tirantes são constituídos pela armadura longitudinal (passiva ou ativa), onde o eixo da armadura coincide com o do tirante no modelo. Segundo a norma americana ACI 318-14, a resistência à tração do concreto não é usada para resistir à força axial do tirante. Embora a resistência à tração do concreto contribua na redução do alongamento do tirante.

A utilização de um maior número de camadas contribui com a resistência nas regiões nodais, pois dispõe as armaduras ao longo de uma área suficientemente grande, de maneira a evitar o esmagamento das regiões nodais. Também é necessário verificar a ancoragem nestas regiões.

3.3 Método das bielas e tirantes pelo ACI 318-14

3.3.1 Capacidade das bielas

A força nominal de compressão da biela sem armadura longitudinal F_{nu} deve ser calculada como:

$$F_{nu} = f_{ce} A_c , \quad (3.1)$$

onde A_c é a área transversal no final da biela e f_{ce} é a resistência à compressão efetiva do concreto na biela, que deve ser calculada utilizando-se a expressão seguinte:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c , \quad (3.2)$$

onde f'_c é a resistência característica do concreto e β_s é o fator de eficiência da biela, e varia de acordo com a Tabela 3-1.

Tabela 3-1 Valores de β_s para diferentes situações segundo o ACI 318-14

Situação		β_s
Bielas com seção transversal uniforme ao longo do seu comprimento		1,0
Bielas em que a largura da seção mediana seja maior que a largura nos nós	Taxa de armadura transversal satisfazendo a equação 3.3	0,75
	Taxa de armadura transversal que não satisfaz a equação 3.3	$0,6\lambda$
Bielas em estruturas tracionadas		0,4
Para todos os demais casos		$0,6\lambda$

Os valores para λ são diferentes da unidade para concretos leves.

O fator de eficiência da biela em que a largura da seção mediana é maior que a largura nos nós depende da quantidade de armadura empregada para resistir à tração transversal. A norma americana ACI 318-14 permite determinar a armadura de controle de fissura a partir da equação 3.3. Se esta equação for satisfeita, o fator de eficiência 0,75 é utilizado; senão, 0,60.

$$\rho_{\perp} = \sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha \geq 0.003 , \quad (3.3)$$

onde A_{si} é a área total de armadura de pele com espaçamento s_i na i -ésima camada cruzando a biela, formando um ângulo α_i da armadura com a biela, b_s é a largura da biela, s_i é o

espaçamento na i -ésima camada e α_i é o ângulo entre a i -ésima camada de armadura e o eixo da biela. A equação (3.3) pode ser utilizada para determinar a máxima largura da biela.

A Figura 3-5 auxilia no entendimento dos parâmetros para o cálculo da equação 3.3:

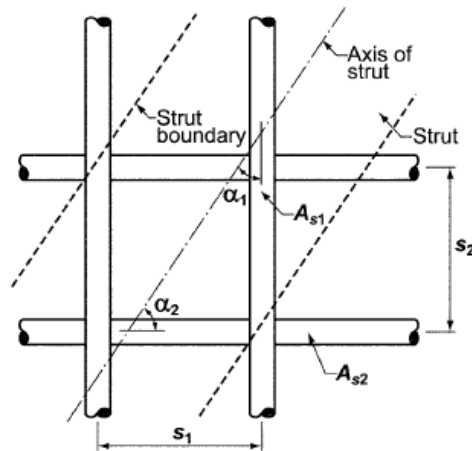


Figura 3-6 Cálculo do $\rho_{\perp}$ pelo ACI 318-14

3.3.2 Capacidade das zonas nodais

A força nominal de compressão nas zonas nodais F_{nn} deve ser calculada como:

$$F_{nn} = f_{ce} A_c , \quad (3.4)$$

onde A_c é a (menor das duas extremidades) área transversal no final da biela e f_{ce} é a resistência à compressão efetiva do concreto na zona nodal que deve ser calculada utilizando-se a formulação a seguir:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c , \quad (3.5)$$

onde β_n é o fator de eficiência dos nós, e varia de acordo com a Tabela 3-2.

Tabela 3-2 Valores de β_n para diferentes situações segundo o ACI 318-14

Situação	β_n
Zonas nodais limitadas por bielas ou apoios	1,0
Zonas nodais ancorando um tirante	0,8
Zonas nodais ancorando dois ou mais tirantes	0,6

Embora não previsto pelo ACI, os ensaios indicam que os nós onde o tirante é ancorado por placas, podem ser considerados um nó C-C-C.

3.3.3 Capacidade do tirante

A resistência à tração efetiva do aço no tirante F_{nt} deve ser calculada utilizando a formulação a seguir:

$$F_{nt} = A_{st}f_y + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p), \quad (3.4)$$

onde $(f_{se} + \Delta f_p)$ não pode exceder f_{py} e A_{tp} é zero para estruturas sem protensão. O ACI 318-14 na equação 3.4 permite assumir Δf_p igual a 420 MPa para cordoalhas e fios aderentes e 70 MPa para cordoalhas e fios não aderentes.

4 VARIÁVEIS QUE INFLUEM NA TENSÃO ÚLTIMA DE CISALHAMENTO

A partir da base de dados desenvolvida por NAKAMURA et al (2013) pôde-se fazer um estudo da influencia de algumas variáveis experimentais na tensão última de cisalhamento em estruturas de concreto protendido. A relação de cada variável relevante e a tensão última de cisalhamento é mostrada nas Figuras 4-1 a 4-7.

4.1 Resistência do concreto (f'_c)

A tensão de ruptura ao cisalhamento (v_{exp}) aumenta à medida que a resistência do concreto aumenta, como pode ser visto na Figura 4-1. Em contraste não há sinais óbvios com o aumento da tensão última de cisalhamento normalizada dependendo da resistência do concreto (ver Figura 4-2). A tensão de cisalhamento normalizada foi calculada dividindo a tensão de última pela raiz quadrada resistência do concreto $\sqrt{f'_c}$. Com base nessa observação pode-se supor que a tensão última de cisalhamento é proporcional à raiz quadrada da resistência do concreto.

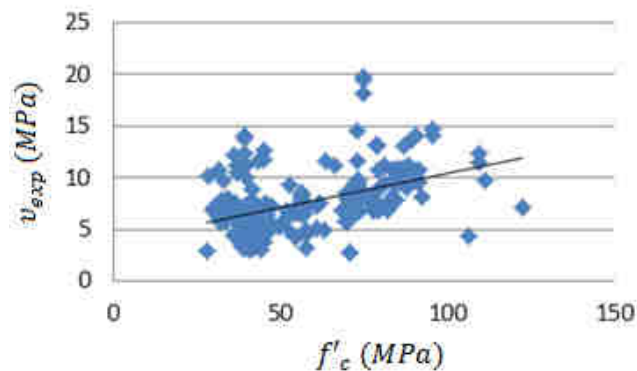


Figura 4-1 Tensão última de cisalhamento (MPa) versus resistência característica do concreto, dados de NAKAMURA et al (2013).

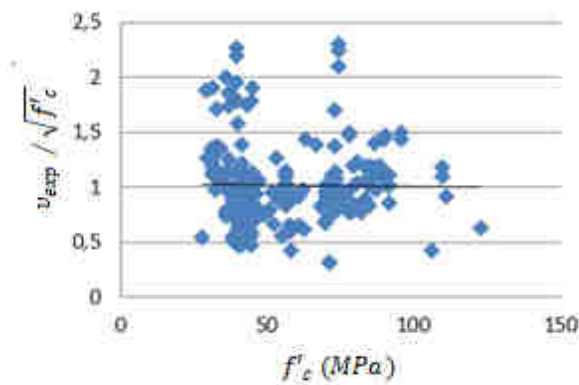


Figura 4-2 Tensão última de cisalhamento (MPa) normalizada versus resistência característica do concreto, dados de NAKAMURA et al (2013).

4.2 Relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil (a/d)

A tensão última de cisalhamento (v_{exp}) aumenta à medida que a relação a/d diminui, conforme a Figura 4-3. A razão desse aumento é que para vigas com pequeno a/d , tipicamente menor que 1,5 a 2,0, uma grande parcela do esforço cortante vai diretamente ao apoio e a ruptura se dá por esmagamento da biela. Para vigas com relação a/d tipicamente maior do que 1,5 a 2,0, ilustrada na Figura 4-4, a tensão de cisalhamento não é mais afetada por essa diminuição e a ruptura se dá a partir de fissuras provenientes da tração diagonal. Segundo UZEL et al (2011) os modelos de bielas são adequados para estudo do primeiro caso, enquanto os modelos tradicionais, seccionais, para cortante para vigas no segundo caso (ver Figura 4-5).

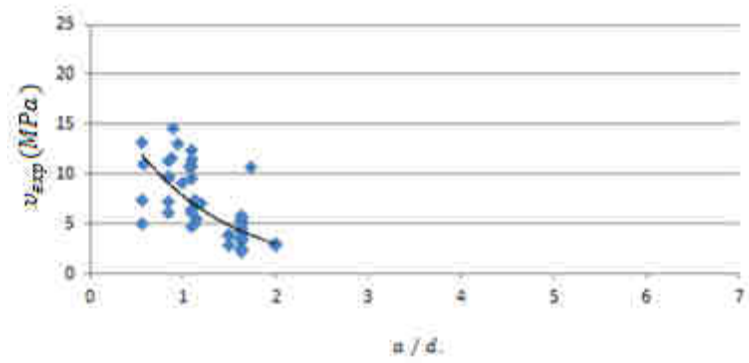


Figura 4-3 Tensão última de cisalhamento versus relação $a/d \leq 2,0$, dados de NAKAMURA et al (2013).

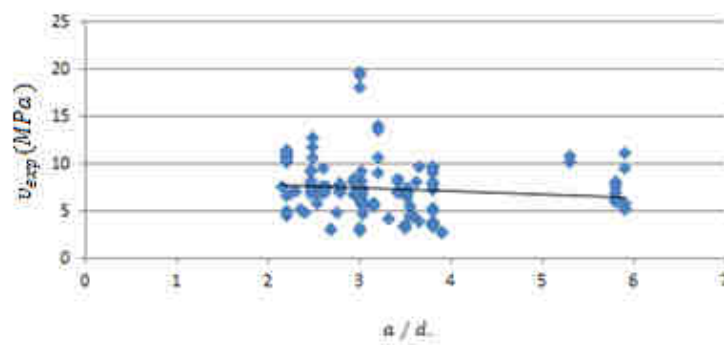


Figura 4-4 Tensão última de cisalhamento versus relação $a/d \geq 2,0$, dados de NAKAMURA et al (2013).

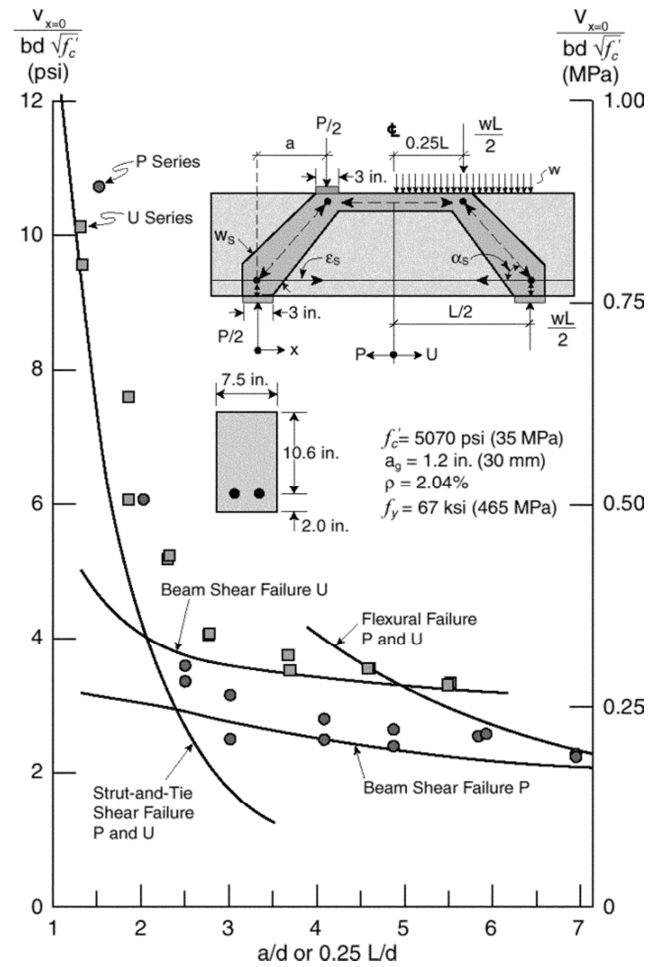


Figura 4-5 Tensão de cisalhamento última e modo analítico de falha prevista em cargas concentradas (P) e cargas uniformemente distribuídas (U) (UZEL et al, 2011).

4.3 Taxa de armadura de cisalhamento (ρ_v)

A taxa de armadura de cisalhamento possui uma forte relação com a tensão última de cisalhamento. A tensão de cisalhamento aumenta (v_{exp}) à medida que a taxa de armadura aumenta, como ilustrado na Figura 4-6. A razão do aumento na tensão última é que a contribuição da armação de cisalhamento aumenta em peças com grandes quantidades de armação ao cisalhamento.

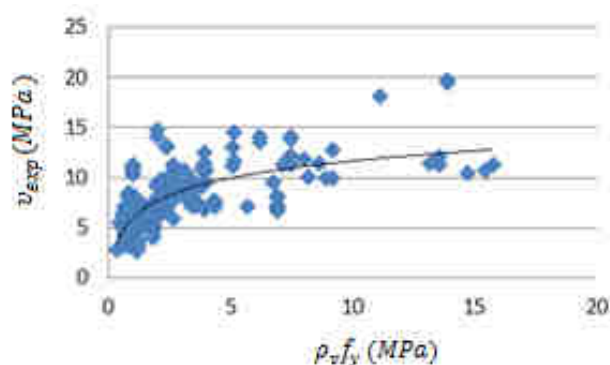


Figura 4-6 Tensão última de cisalhamento versus taxa de armadura de cisalhamento, dados de NAKAMURA et al (2013).

4.4 Força efetiva de protensão (F_{pe})

A tensão última de cisalhamento aumenta quando a força efetiva de protensão, aquela após subtraídas todas as perdas, aumenta (ver Figura 4-7). Portanto, é razoável admitir que a força de protensão aumente a resistência ao cisalhamento do concreto protendido, atrasando a formação de fissuras no concreto e aumentando o efeito do engrenamento dos agregados após a formação das fissuras inclinadas.

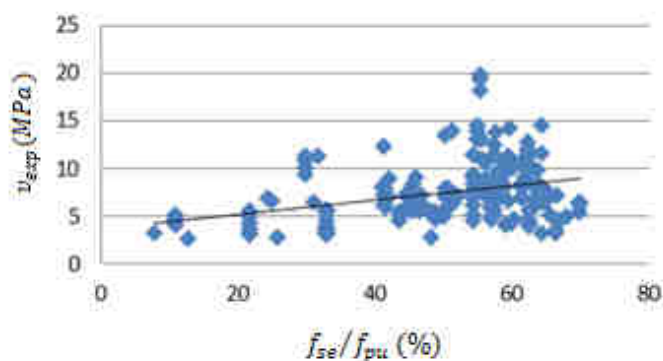


Figura 4-7 Tensão última de cisalhamento versus força efetiva de protensão, dados de NAKAMURA et al (2013)

4.5 Efeito de escala

Os ensaios de vigas-paredes mostram que quanto maior o valor absoluto de suas alturas, maior a abertura das fissuras diagonais a meia altura da viga (onde a tensão cisalhante é máxima). Existe uma abertura crítica de fissuras, da ordem de grandeza do maior agregado graúdo, tal que o efeito de engrenamento dos agregados desaparece causando instabilidade das fissuras e o colapso da viga. Esse fenômeno é chamado de efeito de escala (*size effect*).

Este trabalho não leva em conta o efeito de escala, que, no entanto, pode facilmente ser incorporado.

5 MÉTODO DE TAN, TONG E TANG (2001)

5.1 Introdução

O método é adequado à predição da resistência última de cisalhamento de vigas-paredes protendidas. O modelo leva em consideração a capacidade de resistir à tração da armadura longitudinal, armadura de cisalhamento, do cabo de protensão e do concreto. O critério de falha de Morh-Coulomb foi adotado no modelo por simplicidade. A análise de 39 vigas-paredes apresentaram resultados consistentes e precisos.

5.2 Descrição do método

5.2.1 Equilíbrio das forças

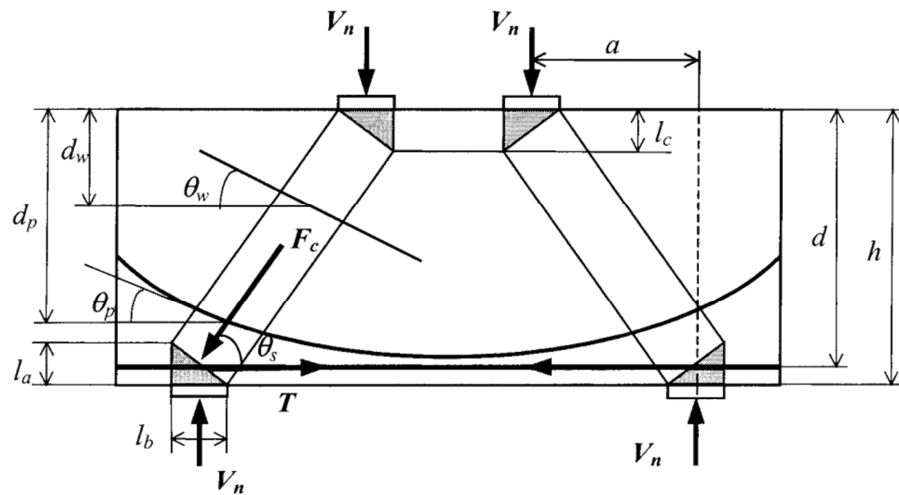


Figura 5-1 Modelo das Bielas e Tirantes proposto por TAN, TONG, TANG (2001)

Para o equilíbrio das forças na zona nodal inferior da biela, temos que:

$$F_c = \frac{V_n}{\sin(\theta_s)} , \quad (5.1)$$

$$T = \frac{V_n}{\tan(\theta_s)} , \quad (5.2)$$

onde F_c é a força na biela comprimida, T é a força de tração no tirante, V_n é a força cortante nominal suportada e θ_s o ângulo de inclinação da biela comprimida com a horizontal.

5.2.2 Geometria das bielas

O ângulo da biela θ_s com o eixo horizontal é calculado como:

$$\tan \theta_s = \frac{h - \frac{l_a}{2} - \frac{l_c}{2}}{a}, \quad (5.3)$$

onde h é a altura da viga-parede, l_a é a altura do nó CCT, l_c do nó CCC e a é a distância entre a carga e a reação de apoio. Admite-se que $l_a = 2(h - d)$ e l_c é determinado fazendo-se o equilíbrio na zona nodal superior:

$$l_c = \frac{V_n}{\tan \theta_s f'_c b_w}, \quad (5.4)$$

onde b_w é a largura da viga-parede.

O processo de definição da geometria das bielas é iterativo e no passo inicial adota-se que $l_c = l_a$. Em casos onde a precisão do resultado não é uma exigência, pode-se supor que $l_c = l_a$ introduzindo um erro no cálculo, segundo o autor, de apenas 2%.

5.2.3 Tensões principais

Esta abordagem é baseada no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, representada pela equação (5.5), sendo indispensável a análise das tensões principais na viga.

$$\frac{f_1}{f_t} + \frac{f_2}{f'_c} = 1. \quad (5.5)$$

As tensões principais de tração na biela inclinada f_1 para vigas-parede não protendidas, são calculadas com a componente da força no tirante perpendicular ao eixo da biela. Já para o caso o de vigas-paredes protendidas a tensão principal de tração é reduzida devido a força efetiva de protensão F_{pe} . Desta forma, tem-se o valor da tensão principal de tração, que inclui o fator k que leva em conta a desuniformidade da distribuição das tensões. A premissa de que a distribuição das tensões age perpendicularmente a biela comprimida se torna necessária,

uma vez que a distribuição de tensões de tração ao longo da biela é extremamente não-linear e difícil de ser implementada mecanicamente. O autor adota $k = 2$ em seu modelo, que corresponde a uma distribuição de tensões triangular, conforme ilustrado na Figura 5-2, devido aos resultados de trabalhos anteriores realizados por TONG (1997) e ZENG e TAN (1999).

$$f_1 = \frac{k T \sin \theta_s}{A_c / \sin \theta_s} - \frac{k F_{pe} \sin(\theta_s + \theta_p)}{A_c / \sin \theta_s} \cdot \frac{d_p}{d}, \quad (5.6)$$

onde A_c é a área da seção transversal da viga-parede, d é a altura útil da viga parede; d_p a distância vertical do topo da viga para a interseção do cabo de protensão com a biela; θ_p ângulo entre o cabo de protensão e o eixo horizontal na interseção com a biela; F_{pe} força efetiva de protensão depois de ter ocorrido todas as perdas e $F_{pe} \sin(\theta_s + \theta_p)$ componente da força efetiva de protensão na direção de f_1 .

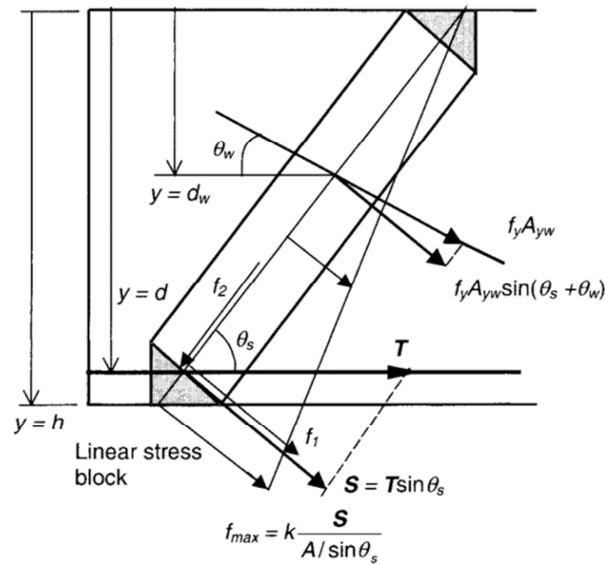


Figura 5-2 Determinação das tensões de tração f_1 na zona nodal inferior (TAN et. al , 2001)

Após a determinação da tensão principal de tração na direção de f_1 necessita-se saber a resistência à tração do material f_t , que é dada pela soma das contribuições do aço e do concreto, tal que:

$$f_t = \frac{2 A_s f_y \sin \theta_s}{A_c / \sin \theta_s} + \frac{2 A_w f_{yw} \sin(\theta_s + \theta_w)}{A_c / \sin \theta_s} \cdot \frac{d_w}{d} + \frac{2(F_{pu} - F_{pe}) \sin(\theta_s + \theta_p)}{A_c / \sin \theta_s} \cdot \frac{d_p}{d} + f_{ct}, \quad (5.7)$$

onde A_s e A_w são respectivamente a área total da armadura longitudinal e de cortante; f_y e f_{yw} são respectivamente tensão de escoamento da armadura longitudinal e transversal; F_{pu} e F_{pe} são respectivamente a força última de protensão e a força efetiva de protensão; e f_{ct} força a tração resistida pelo concreto e é dada por:

$$f_{ct} = 0.5 \sqrt{f'_c}. \quad (5.8)$$

O primeiro termo na expressão (5.7) representa a capacidade de tração da armadura longitudinal passiva e é deduzida de forma similar à do termo f_1 , substituindo T pela a força de tração da armadura de flexão $A_s f_y$. O segundo termo representa a capacidade de tração da armadura de pele. O ângulo θ_w leva em conta as diferentes posições e arranjos da armadura, seja ela vertical, horizontal, inclinada, ou combinações entre elas. Pela geometria do método de bielas e tirantes, a contribuição da força de tração da armadura de pele na direção de f_1 é dada por $A_w f_{yw} \sin(\theta_s + \theta_w)$. O terceiro termo representa a capacidade adicional devido cabo de protensão.

A tensão principal de compressão f_2 na direção da zona nodal inferior da biela pode ser calculada como:

$$f_2 = \frac{F_c}{A_{str}}, \quad (5.9)$$

onde A_{str} é a área transversal da zona nodal inferior da biela. O termo A_{str} é definido como:

$$A_{str} = b_w(\ell_a \cos \theta_s + l_b \sin \theta_s), \quad (5.10)$$

Onde ℓ_a é a altura da zonal nodal inferior, l_b é a comprimento do apoio e b_w é a largura da viga-parede.

5.2.4 Carga última

Combinando as equações (5.1), (5.2), (5.6) e (5.9) em (5.5) chega-se a seguinte formulação para a carga última:

$$V_n = \frac{1 + \frac{2 F_{pe} \sin(\theta_s + \theta_p)}{f_t A_c / \sin \theta_s} \cdot \frac{d_p}{d}}{\frac{\sin 2\theta_s}{f_t A_c} + \frac{1}{f'_c A_{str} \sin \theta_s}} \quad (5.13)$$

Na Figura 5-3 apresenta-se o fluxograma do método de TAN,TONG e TANG (2001).

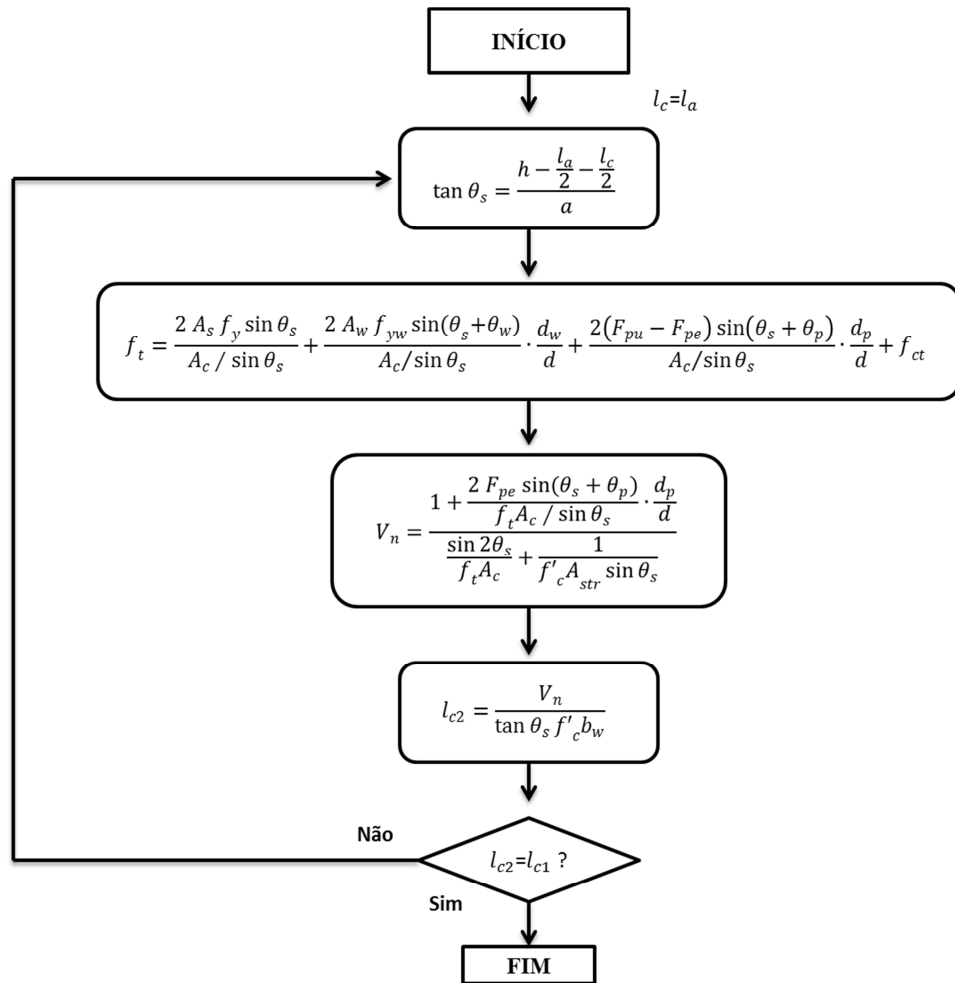


Figura 5-3 Algoritmo do modelo de TAN, TONG E TANG (2001)

6 MÉTODO DO ACI-COLLINS PARA VIGA-PAREDE

6.1 Introdução

O método do ACI-Collins foi proposto por ARAÚJO et al (2007) e tem como base para o desenvolvimento da metodologia de predição da resistência última de cisalhamento o

método de bielas e tirantes, como recomendado pelo ACI 318-02, baseado no livro de COLLINS e MITCHELL (1991), para vigas-parede.

O método do ACI 318-02 consiste em avaliar localmente sucessivas regiões da viga-parede (bielas, tirantes e nós). A capacidade resistente da viga-parede é determinada pela menor das capacidades individuais de cada elemento componente do sistema de nós, bielas e tirantes.

6.2 Descrição do método

A capacidade do esforço cortante da viga-parede é calculada com o procedimento baseado no modelo das bielas e tirantes descrito no Apêndice A da norma americana ACI 318-02. A força cortante nominal suportada V_n da Figura 6-1 é dada pela mínima capacidade dentre as adiante enumeradas, de 1 a 10.

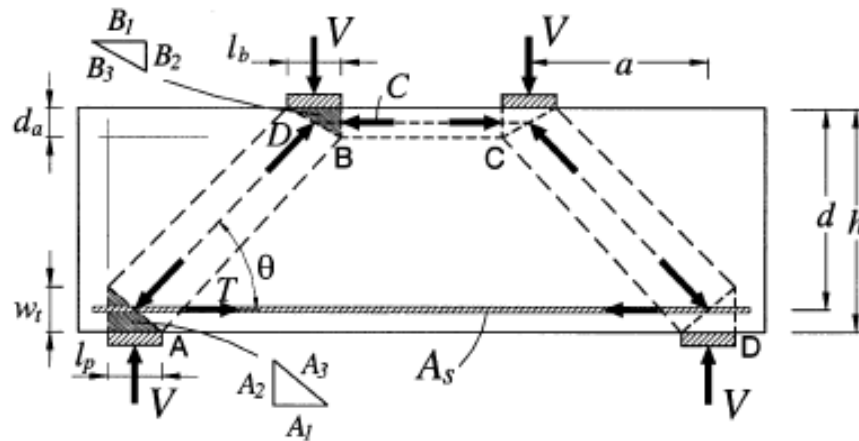


Figura 6-1 Modelo de bielas e tirantes para uma viga-parede. (ARAÚJO et al, 2007)

Um dos princípios usados para a formulação de um modelo de bielas e tirantes é que os nós estão em um estado hidrostático de tensões: um ponto no círculo de Mohr. Outra possibilidade é não considerar o nó em estado hidrostático. Nesse caso a geometria do nó é mais livre, porém fica submetido a algum cortante, que, em princípio, deveria ser controlado.

Consideraremos os nós não-hidrostáticos, de acordo com o ACI 318-02, com os seus respectivos coeficientes de resistência dos nós e da biela, β_n e β_s , respectivamente.

Não indicados na Figura 6-1 estão definidas as seguintes variáveis:

Largura da viga-parede, b

Largura da placa da carga, b_b

Largura da placa de apoio, b_p

Comprimento da viga-parede, h_f

As dez verificações são:

1. **A capacidade da face A₁ na zona nodal logo acima da placa de apoio (região A da Figura 6-1)**

$$V_{A1} = 0.85\beta_{nA}f_c\ell_p b_p, \quad (6.1)$$

onde ℓ_p é o comprimento do apoio e $b_p = b$ é a sua largura, igual à da parede, por hipótese. Os ensaios de vigas-parede sempre são feitos com largura de apoio ao longo de toda a largura da parede. No caso de blocos, onde a largura da estaca é menor do que a largura do bloco, é necessário levar em conta algum aumento da resistência provocado pelo estado favorável, tri-axial de tensões (confinamento), nas regiões de carga, por meio de um critério conservador. O valor de $\beta_{nA} = 0.80$ é recomendado para paredes por tratar-se de nó CCT (compressão, compressão, tração), um nó aonde duas bielas e um tirante convergem.

2. **A capacidade da face B1 na zona nodal logo abaixo da placa de carga (ponto B na Figura 6-1)**

$$V_{B1} = 0.85\beta_{nB}f_c\ell_b b_b, \quad (6.2)$$

onde ℓ_b é comprimento do apoio e $b_b = b$ é sua largura, igual à parede, por hipótese valem os mesmos comentários feitos no item anterior relativos às duas larguras, de carga e da parede ou bloco. O valor de $\beta_{nB} = 1.00$ é recomendado por tratar-se de nó CCC (compressão, compressão, compressão), onde convergem três bielas de compressão. É importante lembrar que nesse momento a biela implicitamente existente no pilar deve ser verificada com o f_c do pilar. Há argumentos em favor de alguma redução na carga transmitida pelo pilar diretamente para a região B, vez que uma parcela da carga vertical será transmitida por aderência da armadura vertical ao longo da altura do bloco. Entretanto, não é do nosso conhecimento que haja alguma evidência experimental de que isso possa ser feito com o objetivo de reduzir a tensão aplicada na face B1 do bloco.

3. A capacidade de carga V_{AD} do tirante

$$V_{AD} = (\beta_{sAD} A_s f_y + A_{tp} (f_{se} + \Delta f_p)) \tan \theta, \quad (6.3)$$

onde θ é a inclinação entre a biela comprimida e a horizontal. Normalmente, $\beta_{sAD} = 1.0$. O valor da tensão de escoamento, f_y , acima, é o valor nominal da resistência ao escoamento do aço. A inclinação da biela é, nesse instante, uma incógnita.

4. A capacidade da face A2 do nó CCT da zona nodal A

$$V_{A2} = 0.85 \beta_{nA} f_c w_t b_p \tan \theta, \quad (6.4)$$

onde w_t é a altura efetiva do tirante, dada por $w_t = 2(h - d)$. Valem os mesmos comentários relativos à largura do apoio b_p e a da parede b . Observe que para aumentá-la no projeto de blocos é apenas necessário colocar a armação de flexão do bloco em mais de uma camada. A norma canadense e a AASHTO utilizam valores para w_t mais generosos.

5. A capacidade da face B2 do nó CCC na zona nodal B

$$V_{B2} = 0.85 \beta_{nB} f_c d_a b_b \tan \theta, \quad (6.5)$$

onde d_a é a largura da zona comprimida, a segunda incógnita. O valor de b_b , em princípio, deve ser $b_b = b$, no caso de vigas-paredes.

6. A capacidade da face A3 do nó CCT da zona nodal A

$$V_{A3} = 0.85 \beta_{nA} f_c b_p \sin \theta (\ell_p \sin \theta + w_t \cos \theta), \quad (6.6)$$

valendo as mesmas discussões anteriores relativas ao valor $b_p = b$.

7. A capacidade da face B3 do nó CCC da zona nodal B

$$V_{B3} = 0.85\beta_{nB}f_c b_b \sin \theta (\ell_b \sin \theta + d_a \cos \theta), \quad (6.7)$$

com os comentários similares aos anteriores relativos a $b_b = b$.

8. A capacidade do corpo da biela AB

$$V_{AB} = 0.85\beta_{sAB}f_c A_{sAB} \sin \theta, \quad (6.8)$$

onde A_{sAB} é a área mínima da biela AB dada por:

$$A_{sAB} = \min\{b_b(\ell_b \sin \theta + d_a \cos \theta), b_p(\ell_p \sin \theta + w_t \cos \theta)\}, \quad (6.9)$$

onde, normalmente, $\beta_{sAB} = 0.75$ para bielas barrigudas armadas e $\beta_{sAB} = 0.60$ se não armadas lateralmente (como blocos em duas estacas). Entretanto, muitos usam $\beta_{sAB} = 1.0$ para bielas barrigudas armadas lateralmente, contrariando o ACI 318-02, e seguindo mais de perto as recomendações originais de Collins. Por armadas lateralmente entende-se a existência de uma malha ortogonal nas duas superfícies laterais da viga-paredes, conhecida como armadura de pele ou costela, que tem como principal objetivo o controle da fissuração.

9. A capacidade do corpo da biela BC, no caso de seu comprimento não ser nulo,

$$V_{BC} = 0.85\beta_{sBC}f_c b_{BC} d_a \tan \theta, \quad (6.10)$$

onde $b_{BC} = b$ e $\beta_{sBC} = 1$, normalmente, por se tratar de uma biela de flexão, não barriguda.

10. Nenhum dos valores acima pode ultrapassar o limite normativo para vigas-paredes armadas lateralmente

$$V_{n.max} = 0.83bd\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ em MPa}). \quad (6.11)$$

O valor de d_a , a altura da linha neutra, e, portanto, também de θ , não é conhecido. Devem ser determinados de tal forma a satisfazerem o equilíbrio entre os nós e a biela. Isso pode ser

feito por algum processo iterativo como, por exemplo, um de aproximações sucessivas. Usamos o procedimento que se segue, funcional mesmo para o caso no qual a biela horizontal BC não tenha comprimento nulo.

Chamando de D' a força de compressão ao longo da biela inclinada AB, e de $C = 0.85\beta_{sBC}f_c d_a b_{BC}$, a força de compressão na biela horizontal (biela BC, de comprimento nulo para blocos), os valores desejados são determinados impondo a condição de equilíbrio entre os nós e a biela, $D = D'$, onde D é a contribuição da biela horizontal à compressão da biela inclinada AB. Uma vez que deve haver equilíbrio entre a biela horizontal e a face B2, a contribuição da biela horizontal para a compressão da biela inclinada não pode ser maior do que a capacidade da face B2:

$$D' = \min\left\{\frac{V_{A3}}{\sin \theta}, \frac{V_{B3}}{\sin \theta}, \frac{V_{AB}}{\sin \theta}\right\} = \min\left\{\frac{C}{\cos \theta}, \frac{V_{B2}}{\cos \theta}\right\}. \quad (6.12)$$

Quando a biela BC possuir comprimento nulo, podemos usar $\beta_{sBC} = \beta_{nB}$, e eliminar $C/\cos \theta$ do segundo membro da relação acima. Deve ser observado que em algumas normas, como o ACI 318-02, há certa redundância na especificação de capacidade de bielas e nós, vez que ambos compartilham da mesma área de interface, com a mesma tensão. Há códigos que apenas especificam capacidades dos nós, em função do confinamento provocado por armaduras e estados triplos de tensão.

Na Figura 6-2 apresenta-se o fluxograma do método de ACI-Collins.

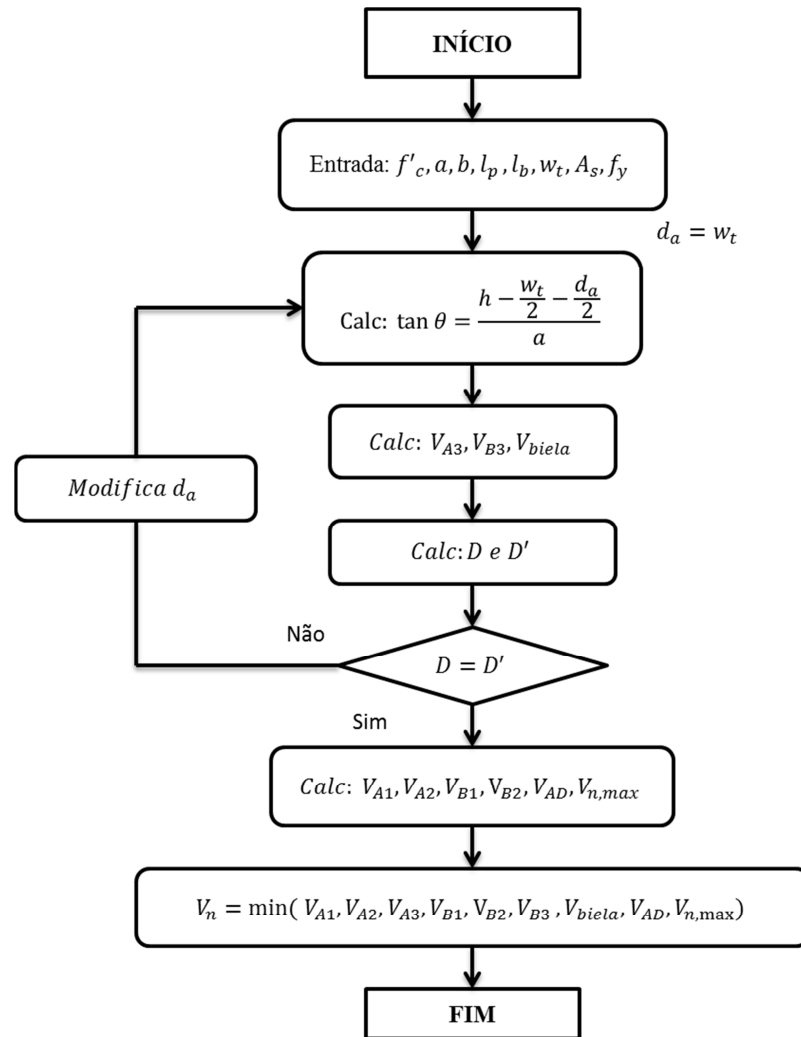


Figura 6-2 Algoritmo do modelo ACI-Collins

7 MÉTODO DO ACI-COLLINS MODIFICADO

7.1 Introdução

O modelo proposto pelo autor deste texto tem como objetivo refinar o modelo de ACI-Collins, descrito acima, de modo a melhorar a acurácia dos resultados, diminuindo a sua dispersão frente aos resultados experimentais. O método chamado de ACI-Collins modificado utiliza quatro bielas, sendo duas bielas secundárias responsáveis por transferir a força de protensão para a biela principal, aumentando assim a capacidade ao esforço cortante da viga-paredes. A ideia de utilizar quatro bielas vem da observação do comportamento dos campos de tensões de compressão dos ensaios experimentais, conforme ilustrado na Figura 7-1.



Figura 7-1 Ensaio experimental do bloco 4 por Araújo et al (2007)

7.2 Força de protensão como cargas externas

Peças de concreto protendido podem ser tratadas como elementos de concreto armado em virtude do conceito das forças equivalentes. Para elementos com cabos parabólicos, como mostrado na Figura 7-2, o efeito da protensão pode ser representado por cargas externas equivalentes, que consiste da força efetiva de protensão F_{pe} e a carga uniformemente distribuída q_{eq} . Considerando o ângulo do cabo de protensão θ_p com o eixo horizontal no ponto de ancoragem pequeno, a contribuição da componente vertical de F_{pe} na resistência ao esforço cortante relativamente pequena. Então, nos cálculos a componente vertical da força de protensão foi desprezada. Com isso, apenas a componente horizontal, $F_{pe} \cos \theta_p$, afetará no esforço cortante, então precisa ser considerada ao modelo.

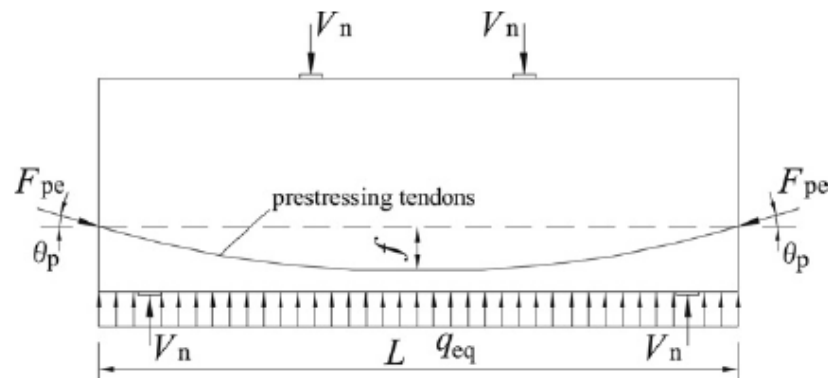


Figura 7-2 Tratamento da protensão como cargas externas (Wang e Meng, 2008)

7.3 Equilíbrio das forças

Neste modelo, ilustrado na Figura 7-3, a biela AB é tomada como a biela principal, responsável por calcular a capacidade máxima ao cisalhamento. Já as bielas AC e CB são tratadas como secundárias e são responsáveis por transferir a força de protensão para a biela AB.

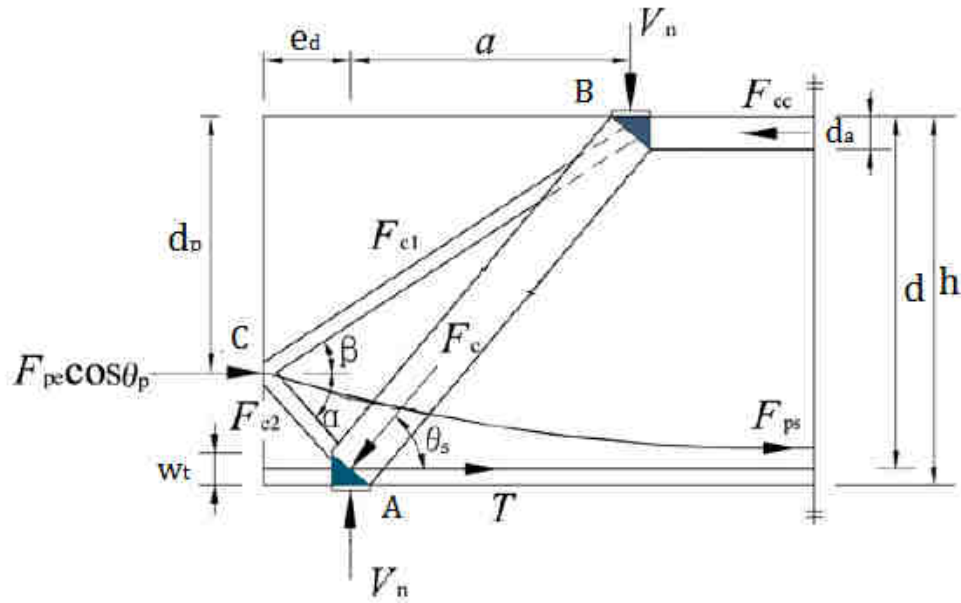


Figura 7-3 Modelo de bielas e tirantes para vigas-paredes protendidas (adaptado de WANG e MENG, 2008).

7.3.1 Equilíbrio do nó C

$$F_{pe} \cos \theta_p = F_{c1} \cos \beta + F_{c2} \cos \alpha, \quad (7.1)$$

$$F_{c1} \sin \beta = F_{c2} \sin \alpha. \quad (7.2)$$

Isolando o F_{c1} e F_{c2} do sistema 7.1, temos:

$$F_{c1} = \frac{\sin \alpha \cos \theta_p}{\sin(\alpha + \beta)} F_{pe}, \quad (7.3)$$

$$F_{c2} = \frac{\sin \beta \cos \theta_p}{\sin(\alpha + \beta)} F_{pe}, \quad (7.4)$$

onde $\alpha = \tan^{-1} \frac{d-d_p}{e_d}$ e $\beta = \tan^{-1} \frac{d_p}{a+e_d}$ são os ângulos entre as bielas secundárias e a horizontal; F_{c1} e F_{c2} são as forças nas bielas secundárias AC e AB, respectivamente; d_p é a distância entre o topo da viga e o ponto de ancoragem do cabo de protensão; d é a altura efetiva da viga; a é a distância entre o centro da carga concentrada e o centro do suporte; e_d é a distância entre o centro do suporte ao final da viga.

7.3.2 Equilíbrio do nó A

$$F_{c2} \cos \alpha - F_c \cos \theta = T, \quad (7.5)$$

$$F_{c2} \sin \alpha + F_c \sin \theta = V_n, \quad (7.6)$$

substituindo (7.3) em (7.4) e (7.5) e depois isolando os termos F_c e T , temos:

$$F_c = \frac{V_n}{\sin \theta} - F_{c2} \frac{\sin \alpha}{\sin \theta}, \quad (7.7)$$

$$T = \frac{V_n}{\tan \theta} - F_{c2} \left(\frac{\sin \alpha}{\tan \theta} + \alpha \right), \quad (7.8)$$

onde F_c e T são, respectivamente, a força de compressão da biela AB e a força de tração do tirante; θ é o ângulo entre a biela AB e o eixo horizontal.

7.3.3 Equilíbrio do nó B

$$F_{c1} \cos \beta - F_c \cos \theta = F_{cc}, \quad (7.9)$$

$$F_{c1} \sin \beta - F_c \sin \theta = V_n, \quad (7.10)$$

onde F_{cc} é a força na biela horizontal do nó A. O F_{cc} deve ser tomado como $0.85\beta_s b l_c f'_c$. onde β_s é o fator eficiência da biela, d_a é a altura da zona comprimida e b a largura da viga-paredes.

É importante notar que a componente vertical (7.9) do nó A está em equilíbrio Assim, para que todo sistema fique em equilíbrio a igualdade da equação 7.8 deve ser verdadeira.

$$F_{c1} \cos \beta + F_c \cos \theta = 0.85\beta_s b d_a f'_c. \quad (7.11)$$

7.4 Geometria da biela

O ângulo da biela θ com o eixo horizontal é calculado como:

$$\tan \theta = \frac{h - \frac{w_t}{2} - \frac{d_a}{2}}{a}, \quad (7.12)$$

onde w_t é a altura efetiva do tirante e deve ser tomado como $w_t = 2(h - d)$.

O valor de d_a , a altura da linha neutra, e, portanto, também de θ , não é conhecido. Devem ser determinados de tal forma a satisfazerem o equilíbrio entre os nós e a biela. Isso pode ser feito por algum processo iterativo como, por exemplo, um de aproximações sucessivas.

Chamando de DL a componente horizontal da força de compressão ao longo da biela inclinada AB mais a força da biela secundária F_{c1} (primeiro termo da equação 7.11), e de $D = 0.85\beta_{sBC}f_c d_a b$, a força de compressão na biela horizontal, os valores desejados são determinados impondo a condição de equilíbrio entre os nós e a biela, $D = DL$. Uma vez que deve haver equilíbrio entre a biela horizontal e a face B2, a contribuição da biela horizontal para a compressão da biela inclinada não pode ser maior do que a capacidade da face B2.

7.5 Carga última

A capacidade do esforço cortante de vigas-paredes é calculada com o procedimento baseado no modelo das bielas e tirantes, descrito no Capítulo 23 da norma americana ACI 318-14. A força cortante nominal suportada V_n é dada pela mínima capacidade dentre as adiante enumeradas, de 1 a 10.

1. **A capacidade da face A₁** na zona nodal logo acima da placa de apoio

$$V_{A1} = 0.85\beta_{nA}f_c\ell_a b. \quad (7.13)$$

2. **A capacidade da face B₁** na zona nodal logo abaixo da placa de carga

$$V_{B1} = 0.85\beta_{nB}f_c\ell_b b. \quad (7.14)$$

3. **A capacidade de carga V_{AD} do tirante**

$$V_{AD} = \beta_{sAD} A_s f_y \tan \theta + F_{c2} (\sin \alpha + \cos \alpha \tan \theta) . \quad (7.15)$$

4. **A capacidade da face A_2 do nó CCT da zona nodal A**

$$V_{A2} = 0.85 \beta_{nA} f_c w_t b \tan \theta + F_{c2} (\sin \alpha + \cos \alpha \tan \theta) . \quad (7.16)$$

5. **A capacidade da face B_2 do nó CCC na zona nodal B**

$$V_{B2} = 0.85 \beta_{nB} f_c d_a b \tan \theta - F_{c1} \cos \alpha \tan \theta + F_{c2} \sin \alpha . \quad (7.17)$$

6. **A capacidade da face A_3 do nó CCT da zona nodal A**

$$V_{A3} = 0.85 \beta_{nA} f_c b \sin \theta (\ell_a \sin \theta + w_t \cos \theta) + F_{c2} \sin \alpha . \quad (7.18)$$

7. **A capacidade da face B_3 do nó CCC da zona nodal B**

$$V_{B3} = 0.85 \beta_{nB} f_c b \sin \theta (\ell_b \sin \theta + d_a \cos \theta) + F_{c1} \sin \beta . \quad (7.19)$$

8. **A capacidade do corpo da biela AB**

$$V_{AB} = 0.85 \beta_{sAB} f_c A_{sAB} \sin \theta + F_{c2} \sin \alpha . \quad (7.20)$$

onde A_{sAB} é a área mínima da biela AB dada por:

$$A_{sAB} = \min\{b(\ell_a \sin \theta + w_t \cos \theta), b(\ell_b \sin \theta + d_a \cos \theta)\} . \quad (7.21)$$

9. – **A capacidade do corpo da biela BC**, no caso de seu comprimento não ser nulo,

$$V_{BC} = 0.85 \beta_{sBC} f_c b d_a \tan \theta - F_{c1} \cos \alpha \tan \theta + F_{c2} \sin \alpha . \quad (7.22)$$

10. Nenhum dos valores acima pode ultrapassar o limite normativo para vigas-paredes armadas lateralmente

$$V_{n,max} = 0.83bd\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ em MPa}). \quad (7.23)$$

Na Figura 7-4 apresenta-se o fluxograma do método de ACI-Collins modificado.

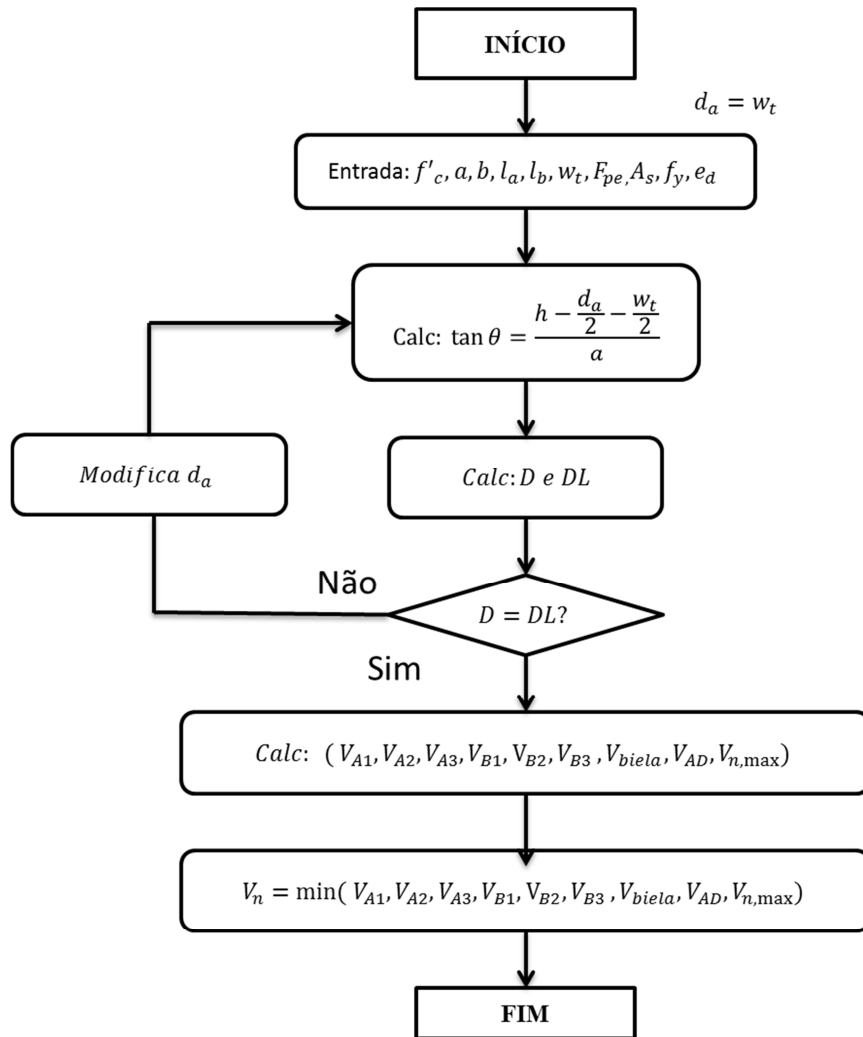


Figura 7-4 Algoritmo do modelo ACI-Collins modificado

8 EXEMPLOS ANALISADOS

Foram escolhidos três exemplos da literatura para aplicar os métodos de análise apresentados. O primeiro se trata das vigas-paredes ensaiadas por TAN e MANSUR (1992).

Em seus estudos os autores analisaram o comportamento de vigas-paredes e consolos parcialmente protendidos. As características das vigas-paredes estão resumidas na Tabela 8-1 e o detalhamento das vigas ilustradas na Figura 8-2.

O segundo caso foram os ensaios realizados por TENG, KONG e POH (1998). O trabalho de TENG et al (1998) teve o objetivo de estudar o comportamento do esforço cortante em vigas-paredes com e sem protensão. Um total de quarenta e seis vigas-paredes foram ensaiadas. Entre elas, vinte e uma vigas biapoiadas e protendidas, onde suas características foram resumidas na Tabela 8-2. As vigas-paredes foram confeccionadas com diversas posições e arranjos dos cabos de protensão e da armadura de cisalhamento, conforme a Figura 8-1.

Por último, foram analisadas as vigas-paredes ensaiadas por TAN, LU e TENG (1999). Os autores investigaram a influência da dimensão das vigas-paredes protendidas no esforço cortante a partir de doze ensaios. As características das vigas-paredes foram resumidos na Tabela 8-3 e os detalhes ilustrados na Figura 3. As doze vigas-paredes foram divididas em quatro series com suas alturas variando de 500 a 1750 mm. Em cada serie contem três vigas com a relação a/h de 0,5, 0,75 e 1,00.

Os comprimentos das placas de apoios de todas as vigas-paredes ensaiadas por TAN e MANSUR (1992) e TENG et. al (1998) foram de 100mm. Enquanto que as de TAN et. al (1999) mediam 150mm.

Tabela 8-1 Características das vigas-paredes ensaiadas por TAN e MANSUR (1992)

Vigas-paredes	f_c (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	a (mm)	$\frac{a}{d}$	d_p (mm)	e_d (mm)	$A_s f_y$ (kN)	F_{pe} (kN)
S23	67,04	150	350	525	1,5	350	200	175,2	55,2
S33	58,56	150	350	525	1,5	350	200	86,3	126,3
S43	30,64	150	350	525	1,5	350	200	0	157,2
S24	69,92	150	350	700	2,0	350	200	175,2	57,5
S34	52,08	150	350	700	2,0	350	200	86,3	126,3
S44	55,04	150	350	700	2,0	350	200	0	179,1

Tabela 8-2 Características das vigas-paredes ensaiadas por TENG et al (1998)

Vigas-paredes	f_c (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	a (mm)	$\frac{a}{d}$	d_p (mm)	e_d (mm)	$A_s f_y$ (kN)	F_{pe} (kN)
P-1a	38,43	150	550	900	1,64	475	200	573	132,1
P-1b	38,43	150	550	900	1,64	475	200	573	186,0
P-1b(2)	40,09	160	550	900	1,64	475	200	363	112,8
P-2a	38,39	150	550	900	1,64	475	200	573	141,8
P-2b	38,83	150	550	900	1,64	475	200	573	160,4
P-3a	38,45	150	550	900	1,64	475	200	573	130,6
P-3b	38,35	150	550	900	1,64	475	200	573	179,5
P-1c	38,43	150	550	900	1,64	300	200	573	129,1
P-1c(2)	40,09	160	550	900	1,64	300	200	363	134,1
P-1d	38,31	150	550	900	1,64	300	200	573	184,0
P-1d(2)	40,13	160	550	900	1,64	300	200	363	141,7
P-1e	38,32	150	550	900	1,64	300	200	573	177,0
P-1e(2)	48,24	160	550	900	1,64	300	200	363	154,2
P-2e	38,48	150	550	900	1,64	300	200	573	173,1
P-3e	38,5	150	550	900	1,64	300	200	573	170,8
P1-1,5-WO	43,38	160	550	900	1,64	400	200	363	266,4
P1-1,5-WV	43,47	160	550	900	1,64	400	200	363	265,4
P1-1,5-WVH	43,54	160	550	900	1,64	400	200	363	266,1
P1-1,0-WO	43,18	160	550	600	1,09	400	200	363	219,2
P1-1,0-WV	43,28	160	550	600	1,09	400	200	363	211,5
P1-1,0-WVH	43,31	160	550	600	1,09	400	200	363	225,4

Tabela 8-3 Características das vigas-paredes ensaiadas por TAN et al (1999)

Vigas-paredes	f_c (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	a (mm)	$\frac{a}{d}$	d_p (mm)	e_d (mm)	$A_s f_y$ (kN)	F_{pe} (kN)
1P-500/0,50	46,6	140	444	250	0,56	380	200	640	126,8
1P-500/0,75	42,7	140	444	375	0,84	380	200	640	133,9
1P-500/1,00	39,3	140	444	500	1,13	380	200	640	138,9
2P-1000/0,50	43,5	140	884	500	0,57	750	320	1322	301,2
2P-1000/0,75	40,6	140	884	740	0,84	750	320	1322	301,9
2P-1000/1,00	35,8	140	884	1000	1,13	750	320	1322	336,9
3P-1400/0,50	34,8	140	1251	705	0,56	1025	400	2002	450,0
3P-1400/0,75	33,5	140	1251	1050	0,84	1025	400	2002	472,2
3P-1400/1,00	39,5	140	1251	1420	1,14	1025	400	2002	363,6
4P-1750/0,50	38,0	140	1559	880	0,56	1200	500	2503	589,5
4P-1750/0,75	38,3	140	1559	1320	0,85	1200	500	2503	604,9
4P-1750/1,00	40,9	140	1559	1760	1,13	1200	500	2503	662,3

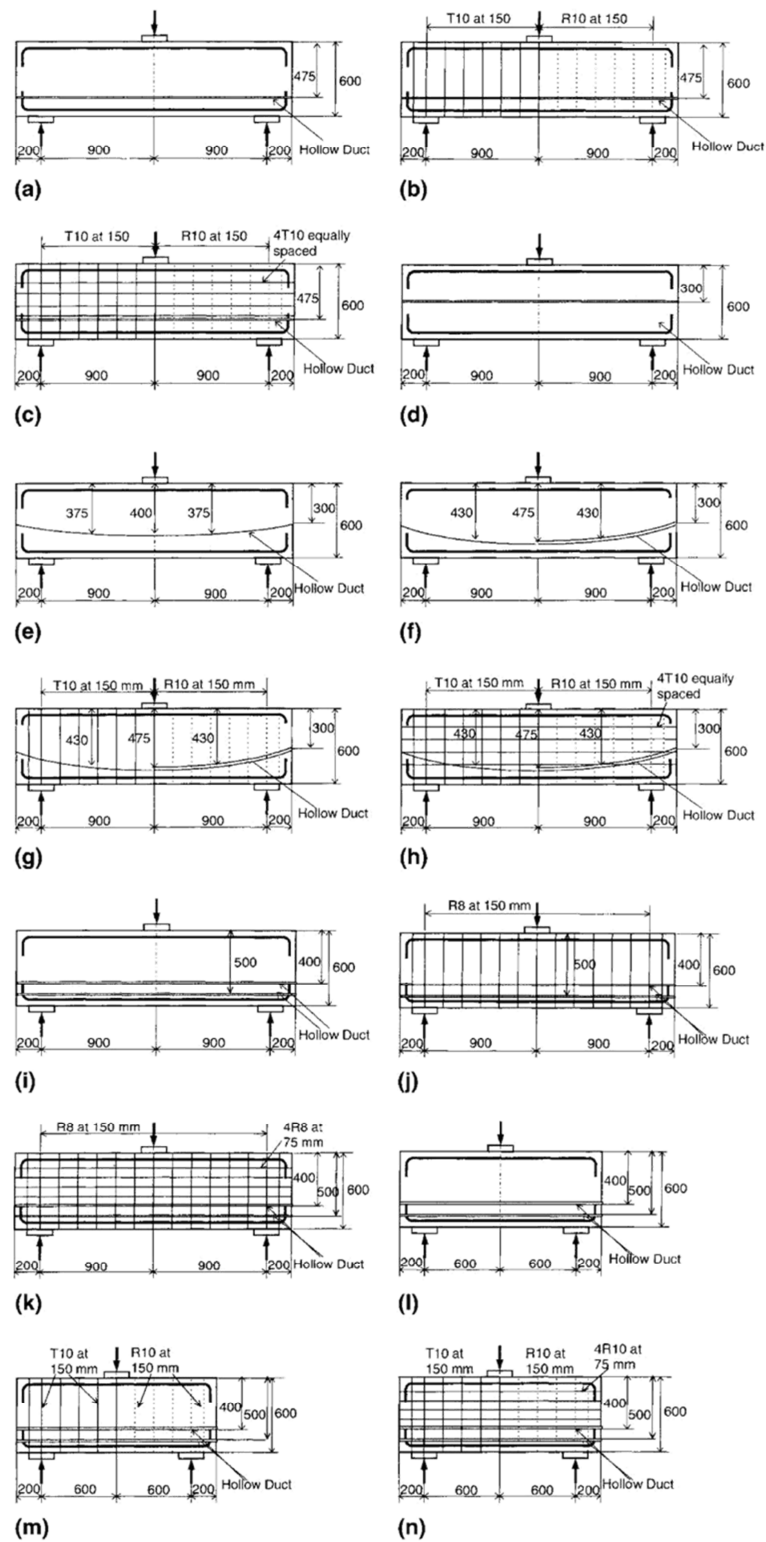


Figura 8-1 Detalhamento das vigas-paredes ensaiadas por TENG et al (1998): (a) P-1a, P-1b, and P-1b(2); (b) P-2a and P-2b; (c) P-3a and P-3b; (d) P-1c and P-1c(2); (e) P-1d and P-1d(2); (f) P-1e and P-1e(2); (g) P-2e; (h) P-3e; (i) P-1-1.5-WO; (j) P-1-1.5-WV; (k) P-1-1.5-WVH; (l) P-1-1.0-WO; (m) P-1-1.0-WV; (n) P-1-1.0-WVH

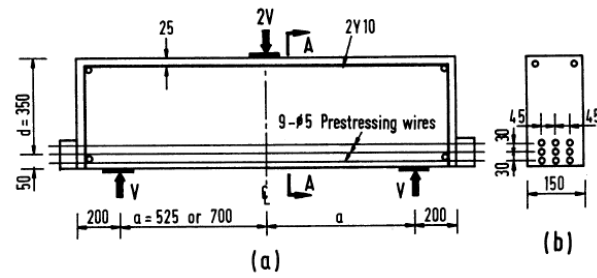


Figura 8-2 Detalhamento das vigas-paredes ensaiadas por TAN e MANSUR (1992)

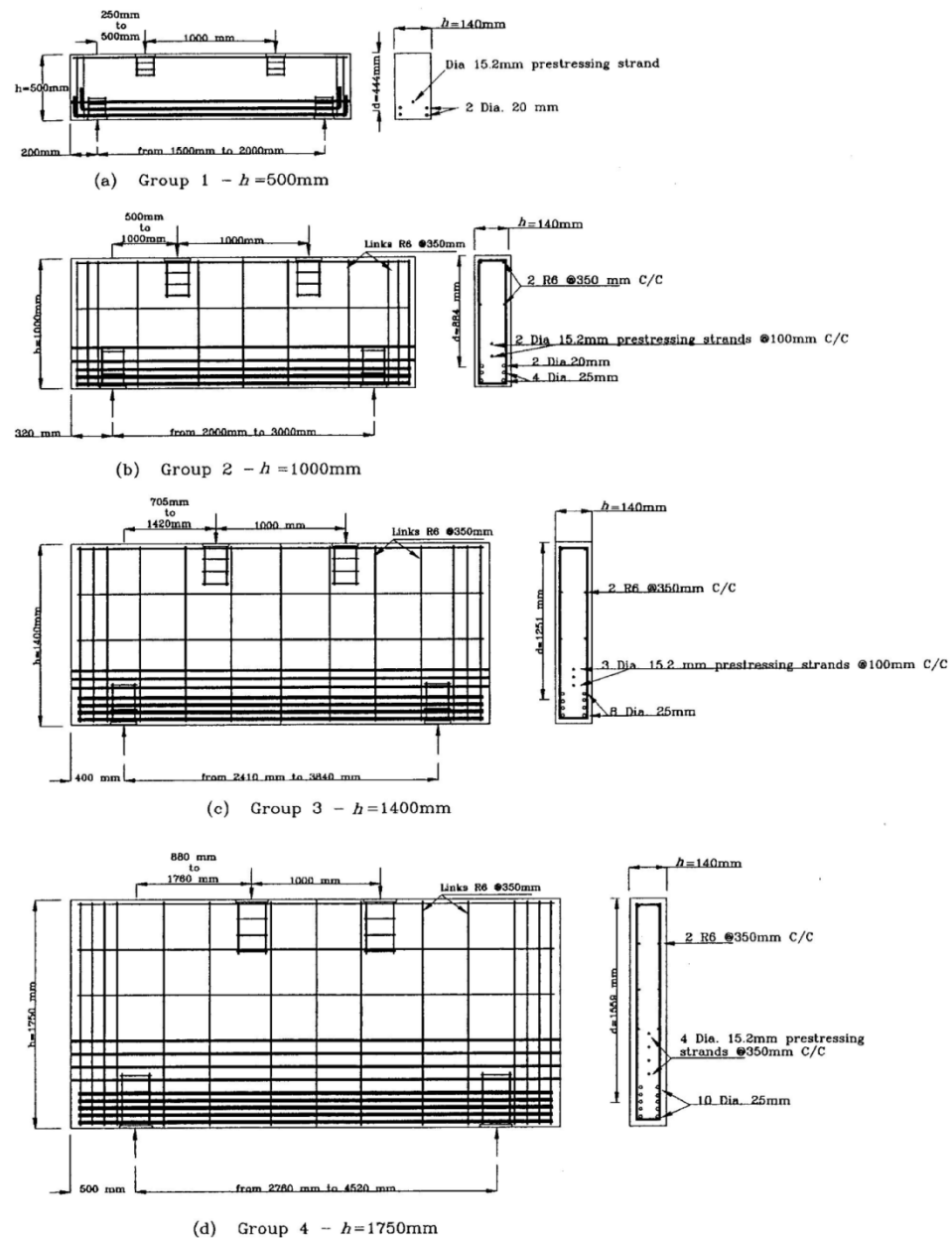


Figura 8-3 Detalhamento das vigas-paredes ensaiadas por TAN et al (1999)

9 RESULTADOS

Os resultados dos métodos descritos acima foram comparados com os ensaios realizados por TENG, KONG e POH (1998), TAN, LU e TENG (1999) e TAN e MANSUR (1992). Foi feita uma estatística de segunda ordem dos resultados obtidos (média, desvio padrão e coeficiente de variação, porcentagem de casos inseguros) com o objetivo de avaliar a precisão e o conservadorismo dos modelos propostos.

Os resultados são mais acurados à medida que o valor da média se aproxima de um. Porém não deve ser menor que um de modo a evitar resultados contra a segurança. Para que o método forneça poucas variações entre os resultados é desejável que o coeficiente de variação (COV) seja o menor possível.

Embora a porcentagem de resultados não conservadores necessite ser a menor possível para que o método seja seguro, os resultados muito conservadores também não são desejáveis para evitar modelos com coeficiente de segurança elevado.

9.1 TAN e MANSUR (1992)

As predições dos métodos estão apresentadas na Tabela 9-1. O modelo proposto por TAN et al (2001) apresentou resultados contra a segurança, com média de 0,73, desvio padrão de 0,08 e coeficiente de variação de 0,11. Por outro lado, o modelo do ACI-Collins modificado apresentou resultados seguros e consistentes. A média dos resultados foi 1,88 com desvio padrão de 0,34 e coeficiente de variação de 0,18.

Vale ressaltar que os ensaios de TAN e MANSUR (1992) não constavam na lista de vigas-paredes comparada por TAN et al (2001). O método desses autores foi implementado cuidadosamente pelo autor deste texto, em uma planilha do MatchCad, e os resultados comparados com os valores experimentais de TAN e MANSUR (1992).

Tabela 9-1 Predições e comparações TAN e MANSUR (1992)

Vigas-Paredes	$2V_{exp}$ (kN)	$2V_n^{TAN}$ (kN)	$2V_n^{ACI Mod}$ (kN)	$\frac{V_{exp}}{V_n^{TAN}}$	$\frac{V_{exp}}{V_n^{ACI Mod}}$
S23	396	532	261	0,74	1,52
S33	404	507	228	0,80	1,77
S43	288	349	119	0,83	2,42
S24	312	502	197	0,62	1,58
S34	310	426	147	0,73	2,11
S44	288	447	155	0,64	1,85
			Média	0,73	1,88
			SD	0,08	0,34
			COV	0,11	0,18
			Mín	0,62	1,52

9.2 TENG et al (1998)

Os resultados dos testes e das predições foram resumidos na Tabela 9-2. As estatísticas dos resultados mostram que os modelos são consistentes e seguros. As médias dos resultados do método ACI-Collins modificado foram 1,84 com desvio padrão de 0,37 e um coeficiente de variação de 0,20, enquanto que o método de TAN et al (2001) foram 1,22 de média, 0,26 de desvio padrão e 0,22 de coeficiente de variação.

Tabela 9-2 Predições e comparação TENG et al (1998)

Vigas-Paredes	$2V_{exp}$ (kN)	$2V_n^{TAN}$ (kN)	$2V_n^{ACI Mod}$ (kN)	$\frac{V_{exp}}{V_n^{TAN}}$	$\frac{V_{exp}}{V_n^{ACI Mod}}$
P-1a	580	533	247	1,09	2,35
P-1b**	400	551	291	0,73	1,37
P-1b(2)	428	537	247	0,80	1,73
P-2a	825	570	363	1,45	2,27
P-2b	850	575	385	1,48	2,21
P-3a	875	581	352	1,51	2,49
P-3b	920	593	403	1,55	2,28
P-1c	550	516	291	1,07	1,89
P-1c(2)	575	526	313	1,09	1,84
P-1d	750	532	355	1,41	2,11
P-1d(2)	636	534	319	1,19	1,99
P-1e**	360	534	337	0,67	1,07
P-1e(2)	590	542	359	1,09	1,64
P-2e	735	570	479	1,29	1,53
P-3e	950	583	475	1,63	2,00
P1-1.5-WO	740	597	457	1,24	1,62
P1-1.5-WV	875	640	591	1,37	1,48
P1-1.5-WVH	800	649	592	1,23	1,35
P1-1.0-WO	835	756	481	1,10	1,74
P1-1.0-WV	1075	787	589	1,37	1,83
P1-1.0-WVH	1120	832	589	1,35	1,90
Média				1,22	1,84
SD				0,26	0,37
COV				0,22	0,20
Mín				0,67	1,07

9.3 TAN et al (1999)

As análises estatísticas dos resultados do esforço de cisalhamento máximo estão mostradas na Tabela 9-3. Os dois métodos mostraram bons resultados com coeficientes de variação de 0,15 para o método de TAN et al (2001) e 0,18 no método do ACI-Collins modificado.

Tabela 9-3 Predições e comparações TAN et al (1999)

Viga-Paredes	$2V_{exp}$ (kN)	$2V_n^{TAN}$ (kN)	$2V_n^{ACI Mod}$ (kN)	$\frac{V_{exp}}{V_n^{TAN}}$	$\frac{V_{exp}}{V_n^{ACI Mod}}$
1P-500/0.50	1630	1335	698	1,22	2,34
1P-500/0.75	1180	994	668	1,19	1,77
1P-500/1.00	900	772	614	1,17	1,47
2P-1000/0.50	2700	2262	1122	1,19	2,41
2P-1000/0.75	2400	1755	1160	1,37	2,07
2P-1000/1.00	1800	1357	1022	1,33	1,76
3P-1400/0.50	2600	2345	994	1,11	2,62
3P-1400/0.75	2500	1952	957	1,28	2,61
3P-1400/1.00	1900	1790	1128	1,06	1,68
4P-1750/0.50	2200	2934	1085	0,75	2,03
4P-1750/0.75	2650	2594	1094	1,02	2,42
4P-1750/1.00	2200	2365	1168	0,93	1,88
Média				1,13	2,09
SD				0,17	0,39
COV				0,15	0,18
Mín				0,75	1,47

9.4 Resumo da análise estatística dos resultados

Em geral os dois métodos apresentaram valores estatísticos aceitáveis. O modelo proposto por TAN et al (2001) foi o que demonstrou uma maior precisão dos resultados, com média igual a 1,12. Porém apresentou uma porcentagem consideravelmente alta dos casos com valores contra a segurança (relação do valor experimental sobre o valor calculado menor que 1,0), um total de 28% dos experimentos.

Já o modelo do ACI-Collins modificado mostrou resultados bastantes conservadores, com média igual a 1,92. Além de demonstrar um nível de segurança muito alto, com nenhum dos resultados analisados contra a segurança.

O coeficiente de variação dos dois métodos apresentaram valores parecidos, com 0,25 para o método de TAN et al (2001) e 0,20 para o método do ACI-Collins modificado.

Tabela 9-4 Resumo das análises estatística dos resultados

	$\frac{V_{exp}}{V_n^{TAN}}$	$\frac{V_{exp}}{V_n^{ACI Mod}}$
Min	0,62	1,07
Max	1,63	2,62
Média	1,12	1,92
COV	0,25	0,20
Contra Seg	11	0
Contra Seg %	28	0

10 CONCLUSÕES

O modelo de carga última ao esforço cortante desenvolvido para vigas-paredes protendidas obteve bons resultados, com um coeficiente de variação bem abaixo dos encontrados na literatura, que é em torno de 30%.

A grande vantagem de utilizar o método de ACI-Collins modificado é o fato de ele ter sido desenvolvido com respaldo normativo, possibilitando ao usuário utiliza-lo em projetos estruturais de vigas-paredes protendida.

Apesar dos bons resultados, o método proposto não é completo, deixando de levar em consideração alguns parâmetros, como a componente vertical da força de protensão (no caso de cabos poligonais e curvos), o efeito de escala e também a quantidade de armadura transversal e horizontal. Porém, sendo um modelo de equilíbrio, o Teorema do Limite (cota) Inferior garante um resultado a favor da segurança.

11 BIBLIOGRAFIA

ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318 R-14), Farmington Hills, Michigan, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. ABNT: Rio de Janeiro, 2007.

ADEBAR, P., and ZHOU, Z. 1996. **Design of deep pile caps by strut-and-tie models**. ACI Structural Journal, 93(4): 437–448.

ARAÚJO, E., e REGIS, P. **Estudo Teórico-Experimental de Reforços de Blocos com Resistência Alterada por Reação Álcalis-Agregados**. Departamento de Engenharia Civil da UFPE, 2007.

COLLINS, M. and MITCHELL, D., **Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams**, Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 25, No. 5, September-October 1980, pp. 32-100.

KUPFER, H.B., HILSDORF, H.K., RUSH, H., (1969). **Behaviour of concrete under biaxial stresses**. ACI Journal 66(8): 656-666

KUPFER, H., **Erweiterung der Mörschen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum Formänderungsarbeit (Extension to the Truss-Analogy of Mörsch using the Principle of Minimum Potential Energy)**, CEB Bulletin d'Information, No. 40, January 1964.

LEONHARDT, F; MONNING, E., **Construções de concreto**. v.2. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1979.

MORSCH, E., **Concrete-Steel Construction**, McGraw-Hill, New York, 1909, 368 pp. (English translation by E.P. Goodrich of third edition of Der Eisenbetonbau, first edition 1902).

NAAMAN, A.E., **Prestressed Concrete Analysis and Design: Fundamentals**, 2th edition, Michigan, 2004.

NAKAMURA, E., AVENDAÑO, A.R., and BAYRAK, O. **Shear Database for Prestressed Concrete Members**. ACI Structural Journal, Vol. 110, No. 6, November-December 2013, pp. 909-918.

RITTER, W., **Die Eisenbetonbau (Construction Techniques of Hennebique)**, Schweizerische Bauzeitung, Zürich, Feb. 1899.

SCHLAICH, J., SCHAFER, K., and JENNEWEIN, M., **Toward a Consistent Design of Structural Concrete**. Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 32, No.3, May-June 1987, pp. 74-150.

TALBOT, A. N., **Tests of Reinforced Concrete Beams: Resistance to Web Stresses. Series of 1907 and 1908**, University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin 29, January 1909, 85 pp.

TAN, K.H, TONG, K., TANG, C.Y. **Direct strut-and-tie model for prestressed deepbeams**. ASCE J Struct Eng 2001;127(9):1076_84.

TAN, K.H., LU, H.Y. and TENG, S. (1999), **Size effect in large prestressed concrete deep beams**, ACI Struct. J., 96(6), 937-946.

TAN, K.H. and MANSUR, M.A. (1992), **Partial prestressing in concrete corbels and deep beams**, ACI Struct. J., 89(3), 251-262

TENG, S., KONG, F.K., Poh S.P. **Shear strength of reinforced and prestressed concrete deep beams. Part II: The supporting evidence**. Proc Inst Civ Eng, Struct Build 1998;128(2):124_43.

UZEL, A , PODGORNIAK, B. , BENTZ, E.C. , COLLINS M.P . **Design of large footings for one-way shear**. ACI Structural Journal, 2011, 108, (2): 131–138.

VECCHIO, F. and COLLINS, M., **The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear**, ACI Journal Proceedings, Vol. 83, No. 2, March- April 1986, pp. 219-231

WANG, G. L. and MENG, S. P., **Modified Strut-and-Tie Model for Prestressed Concrete Deep Beams**, Engineering Structures Journal, 30(12), 2008

WIGHT, J.K. **Reinforced Concrete – Mechanics and Design**. 7^a edição. Pearson, 2016.

WITHEY, M. O., **Tests of Plain and Reinforced Concrete, Series of 1906**, Bulletin of the University of Wisconsin, Engineering Series, Vol. 4, No.1, November 1907, pp. 1-66.