



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

JACQUELINE CRISTINE MESSIAS DO NASCIMENTO

AVALIAÇÃO DE MODELOS DAS BIELAS PARA BLOCOS DE COROAMENTO E
VIGAS-PAREDES DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

RECIFE
2017

JACQUELINE CRISTINE MESSIAS DO NASCIMENTO

**AVALIAÇÃO DE MODELOS DAS BIELAS PARA BLOCOS DE COROAMENTO E
VIGAS-PAREDES DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO**

Monografia 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: Rosineide Mesquita Gonçalves Luz / CRB4-1361 (BCTG)

N244a Nascimento, Jacqueline Cristine Messias do.

Avaliação de modelos das bielas para blocos de coroamento e vigas-paredes de concreto armado e protendido / Jaqueline Cristine Messias do Nascimento – Recife, 2017.

57 f.: il., fig. tab.

Orientador: Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo.

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

Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Bielas e tirantes. 3. Blocos de coroamento. 4. Vigas-paredes. I. Araújo, Ézio da Rocha (Orientador). II. Título.



1 SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
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(S): 1 – Jacqueline Cristine Messias do Nascimento
2 –

BANCA EXAMINADORA:

Orientador: Ézio da Rocha Araújo

Examinador 1: Mauricio Fernando Pinho

Examinador 2: Liliane de Allan Fonseca

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Avaliação de modelos das bielas para blocos de coroamento e vigas-paredes de concreto armado e protendido

LOCAL:

DATA: 24/07/17 **HORÁRIO DE INÍCIO:** 15 horas.

Em sessão pública, após exposição de cerca de 30 minutos, o(s) candidato(s) foi (foram) arguido(s) oralmente pelos membros da banca com NOTA: 9,77 (deixar ‘Exame Final’, quando for o caso).

1) () aprovado(s) (nota $\geq 7,0$), 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, **$3,0 \leq \text{nota} < 7,0$** , será reapresentado, gerando-se uma nota 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 pelo(s) candidato(s).

Recife, 24 de julho de 2017

Orientador:

Avaliador 1:

Avaliador 2:

Candidato 1:

Candidato 2:

Coordenação do Curso de Engenharia Civil-Dcivil
Rua Acadêmico Hélio Ramos s/nº. Cidade Universitária. Recife-PE CEP: 50740-530.
Fones: (081)2126.8220/8221 Fone/fax: (081)2126.8219.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus por ter me dado saúde, sabedoria e todas as condições necessárias para chegar até aqui.

Aos meus pais por sempre estarem ao meu lado com amor e carinho, me incentivando a alcançar meus objetivos, e por todo suporte que me foi dado.

À minha família e amigos que me apoiaram e torceram por mim nessa jornada.

À Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) e aos seus professores por todo ensinamento passado para que eu pudesse ter uma formação profissional.

Ao professor Ézio da Rocha Araújo por se fazer disponível à orientação desse trabalho com paciência, dedicação e por todo incentivo.

RESUMO

Esse trabalho tem como objetivo mostrar o comportamento dos blocos de coroamento e vigas-paredes quando submetidos a esforço cortante, como também trazer alternativas de modelos de bielas e tirantes para seus dimensionamentos. Foi elaborada uma análise estatística de resultados baseados nos que são encontrados na literatura com o intuito de mostrar a eficácia dos modelos propostos, trazendo a comparação entre eles quanto à dispersão, segurança e conservadorismo. Vale salientar que tais métodos, além de serem recomendáveis no uso de projetos de dimensionamento de novas estruturas, também são recomendados para o uso em projetos de reforço e restauração. Os resultados para blocos são mais escassos, porém suficientes para explicar uma maior capacidade das bielas dos blocos, que funcionam confinadas tridimensionalmente. Esse confinamento diferencia os blocos das vigas-paredes, proporcionando-as uma menor capacidade à ruptura, embora com maior ductilidade, quando aramadas transversalmente. Espera-se que com esse acréscimo no banco de dados, seja possível a criação de um modelo de projetos que reúna as principais características positivas dos métodos analisados.

Palavras-chave: Bielas e tirantes. Blocos de coroamento. Vigas-paredes.

ABSTRACT

This work aims to show the behavior of pile caps and deep beams when subjected to shear stress, as well as to bring alternative Strut and Tie Models for their dimensions. A statistical analysis of results was performed based on those found in the literature in order to show the efficacy of the proposed models, bringing the comparison among them regarding dispersion, safety and conservatism. It is worth noting that such methods, besides being recommended in the use of design of new structures, are also recommended for use in reinforcement and restoration projects. The results for pile caps are more scarce but sufficient to explain a greater capacity of the struts of the pile caps, which function confined three-dimensional. This confinement differentiates the pile caps from the deep beams, giving them a lower capacity to rupture, although with greater ductility when wrought transversely. It is expected that with this increase in the database, it will be possible to create a project model that will meet the main positive characteristics of the analyzed methods.

Keywords: Struts and Ties. Pile Caps. Deep Beams.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1-1 Exemplos de regiões B e D.....	12
Figura 1-2 Resultados de ensaios previstos pelos métodos para blocos de estacas: (a) ACI 318-77 (<i>critical section for one-way shear at d from column face</i>); (b) ACI 318-83 B (<i>critical section for one-way shear at column face</i>); (c) ACI 318-83 (<i>special provisions for deep flexural members</i>); (d) CRSI Handbook; (e) Modelo de bielas e tirantes (ADEBAR e ZHOU, 1996).....	13
Figura 2-1 Modelo original da treliça de Ritter.....	15
Figura 2-2 Adaptação de Morsch da treliça de Ritter.....	15
Figura 2-3 Exemplos de nós contínuos (A) e concentrados (B) (SCHLAICH et al, 1987).....	17
Figura 2-4 Mecanismos de nós hidrostáticos e não-hidrostáticos (BROWN et al, 2006).....	18
Figura 2-5 Tipos de biela (BROWN et al, 2006).....	19
Figura 2-6 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).....	20
Figura 2-7 Cálculo do ρ_{\perp} pelo ACI 318-14.....	22
Figura 3-1 Tensão última de cisalhamento (MPa) versus resistência característica do concreto, dados de NAKAMURA et al (2013).....	24
Figura 3-2 Tensão última de cisalhamento (MPa) normalizada versus resistência característica do concreto, dados de NAKAMURA et al (2013).....	24
Figura 3-3 Tensão última de cisalhamento versus relação $a/d \leq 2,0$, dados de NAKAMURA et al (2013).....	25
Figura 3-4 Tensão última de cisalhamento versus relação $a/d \geq 2,0$, dados de NAKAMURA et al (2013).....	25
Figura 3-5 Tensão de cisalhamento última e modo analítico de falha prevista em cargas concentradas (P) e cargas uniformemente distribuídas (U) (UZEL et al, 2011).....	26
Figura 3-6 Tensão última de cisalhamento versus taxa de armadura de cisalhamento, dados de NAKAMURA et al (2013).....	27

Figura 3-7 Tensão última de cisalhamento versus força efetiva de protensão, dados de NAKAMURA et al (2013).....	27
Figura 4-1 Modelo de bielas e tirante para uma viga-parede. Nomenclatura. (ARAÚJO e REGIS, 2007).....	28
Figura 4-2 Algoritmo do modelo ACI-Collins (SILVA, 2017).....	32
Figura 5-1 Modelo de bielas e tirantes para vigas-paredes protendidas (adaptado de WANG e MENG, 2008).....	33
Figura 5-2 Algoritmo do modelo ACI-Collins modificado (SILVA, 2017).....	36
Figura 6-1 Modelo das Bielas e Tirantes proposto por TAN, TONG, TANG (2001).....	37
Figura 6-2 Determinação das tensões de tração f_1 na zona nodal inferior (TAN et al, 2001).....	39
Figura 6-3 Algoritmo do modelo de TAN, TONG E TANG (2001).....	41
Figura 7-1 Forma dos blocos (ARAÚJO et. al, 2007).....	42
Figura 7-2 Armadura dos blocos (ARAÚJO et. al, 2007).....	42
Figura 7-3 Detalhamento das vigas-paredes ensaiadas por TAN e MANSUR (1992).....	43
Figura 7-4 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.....	45
Figura 7-5 Detalhamento das vigas-paredes ensaiadas por TAN et al (1999).....	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 Valores de β_s para diferentes situações segundo o ACI 318-14.....	22
Tabela 2-2 Valores de β_n para diferentes situações segundo o ACI 318-14.....	23
Tabela 7-1 Diferenças nos ensaios realizados (ARAÚJO et al, 2007).....	42
Tabela 7-2 Características das vigas-paredes ensaiadas por TAN e MANSUR (1992).....	43
Tabela 7-3 Características das vigas-paredes ensaiadas por TENG et al (1998).....	44
Tabela 7-4 Características das vigas-paredes ensaiadas por TAN et al (1999).....	46
Tabela 8-1 Resultados ARAÚJO e REGIS (2007).....	48
Tabela 8-2 Resultados TAN e MANSUR (1992).....	49
Tabela 8-3 Resultados TENG et al (1998).....	50
Tabela 8-4 Resultados TAN et al (1999).....	51
Tabela 8-5 Resumo dos resultados.....	51

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	12
1.1	Justificativa e motivação.....	13
1.2	Objetivos gerais e específicos.....	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	15
2.1	Modelo de bielas e tirantes.....	15
2.1.1	Histórico e introdução.....	15
2.1.2	Elementos do modelo.....	17
2.2	Modelos de bielas para estruturas planas.....	21
2.3	Modelos de bielas para blocos.....	21
2.4	Método das bielas e tirantes pelo ACI 318-14.....	22
2.4.1	Capacidade das bielas.....	22
2.4.2	Capacidade das zonas nodais.....	24
2.4.3	Capacidade do tirante.....	24
3	VARIÁVEIS QUE INFLUEM NA TENSÃO ÚLTIMA DE CISALHAMENTO.....	25
3.1	Resistência do concreto (f'_c).....	25
3.2	Relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil (a/d).....	26
3.3	Taxa de armadura de cisalhamento (ρ_v).....	27
3.4	Força efetiva de protensão (F_{pe}).....	28
3.5	Efeito de escala.....	28
4	MÉTODO DO ACI-COLLINS PARA VIGAS-PAREDE (2007).....	29
4.1	Introdução.....	29
4.2	Descrição do método.....	29
5	MÉTODO DO ACI-COLLINS MODIFICADO (2017).....	34
5.1	Introdução.....	34
5.2	Descrição do método.....	34
6	MÉTODO DE TAN, TONG E TANG (2001).....	37
6.1	Introdução.....	37
6.2	Descrição do método.....	37
6.2.1	Equilíbrio das forças.....	38

6.2.2	Geometria das bielas.....	38
6.2.3	Tensões principais.....	39
6.2.4	Carga última.....	41
7	EXEMPLOS ANALISADOS.....	42
8	RESULTADOS.....	48
8.1	ARAÚJO e REGIS (2007).....	49
8.2	TAN e MANSUR (1992).....	50
8.3	TENG et al (1998).....	50
8.4	TAN et al (1999).....	51
8.5	Resumo da análise estatística dos resultados.....	52
9	CONCLUSÕES.....	53
	REFERÊNCIAS.....	54

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho trata da resistência à ruptura ao esforço cortante de blocos de coroamento de estacas e vigas parede de concreto armado e protendido. O confinamento tridimensional do concreto do bloco e a ausência de armaduras transversais distinguem os blocos das vigas paredes e outras estruturas planas como consolos. O confinamento tridimensional do concreto nas regiões mais carregadas aumenta sua resistência a cargas mais concentradas, em relação à resistência do concreto eminentemente bidimensional das estruturas planas, e a ausência de armação transversal dá ao bloco uma capacidade resistente bem mais frágil. É importante ressaltar que armaduras colocadas na superfície dos blocos não lhe acrescentam ductilidade.

Há uma abundância de resultados experimentais para vigas paredes e outras estruturas planas armadas lateralmente. Há também inúmeras teorias que parecem bem explicar o seu comportamento, embora o desvio padrão da razão entre previsão de capacidade de ruptura dessas teorias e os resultados experimentais esteja acima de trinta por cento.

O método das bielas é o principal método recomendado pela literatura e normas técnicas, para estruturas planas nas regiões de descontinuidades de geometria ou de condições de contorno. Nele, as regiões B (de *bending*), aquelas nas quais a hipótese de seções planas é razoável, são dimensionadas pelas teorias de flexão de concreto armado, bem estabelecidas desde a década de 1960. Enquanto que as regiões D (de *discontinued*), aquelas nas quais a hipótese de seções planas não bem se aplica, são dimensionadas por substituição da continuidade plana da região por elementos unidimensionais comprimidos de concreto armado, as *bielas*, e elementos unidimensionais tracionados de aço, os *tirantes*. A maioria das vezes esses modelos são chamados de modelos de bielas e tirantes.

As regiões D só podem ser analisadas por modelos elásticos lineares enquanto não estão fissuradas. Já nas regiões B, quando as tensões de tração excedem a resistência tração do concreto, o comportamento pode ser representado pelo modelo da treliça de Morsch, que será explicado mais adiante. Na figura abaixo há alguns exemplos de regiões B e D.

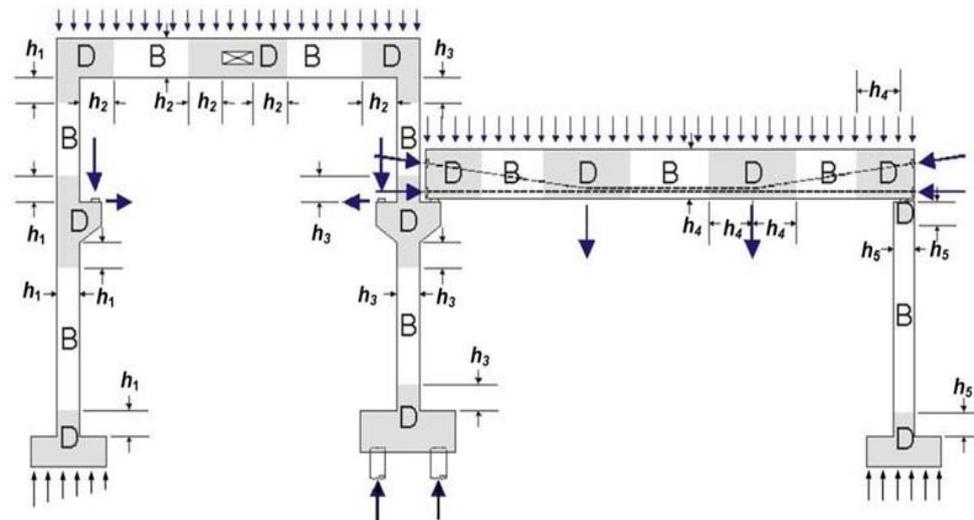


Figura 1-1 Exemplos de regiões B e D

Os resultados experimentais para blocos são mais escassos. Entretanto, são suficientes para justificar uma maior capacidade das bielas dos blocos, que funcionam confinadas tridimensionalmente. Nas estruturas planas, o grau de confinamento é menor, proporcionando-lhes menor capacidade à ruptura, embora com maior ductilidade, quando armadas transversalmente.

A ausência de armação transversal, além de tornar a resistência dos blocos mais frágil do que as das paredes armadas lateralmente, conduz os seus resultados experimentais a uma grande variabilidade. O coeficiente de variação dos resultados experimentais sobre os resultados dos modelos de bielas e tirantes é ainda mais disperso do que para estruturas planas.

Este trabalho pretende construir um banco de dados de resultados experimentais e dos resultados de aplicação de modelos analíticos de bielas e tirantes, com o intuito de construir uma estatística dos resultados que permitam entender melhor o comportamento dos blocos de concreto armado, e de suas diferenças com as vigas paredes.

1.1 Justificativa e motivação

As duas diferenças fundamentais entre estruturas planas armadas transversalmente e estruturas tridimensionais, cujo concreto possui um maior confinamento e não possuem armação para ductilidade, parecem não estar bem compreendidas, pelo que se pode inferir da literatura técnica, das normas e da prática do projeto estrutural.

Embora parte da literatura especializada realce com clareza aquelas distinções, essa literatura é pouco acessível ao público projetista em geral, e as normas ainda não tratam os

blocos como uma entidade separada. Além da grande insatisfação com as teorias de resistência já existentes, devido à grande dispersão dos seus resultados, relativos aos 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 1-2, que geram exigências normativas com grande margem de segurança.

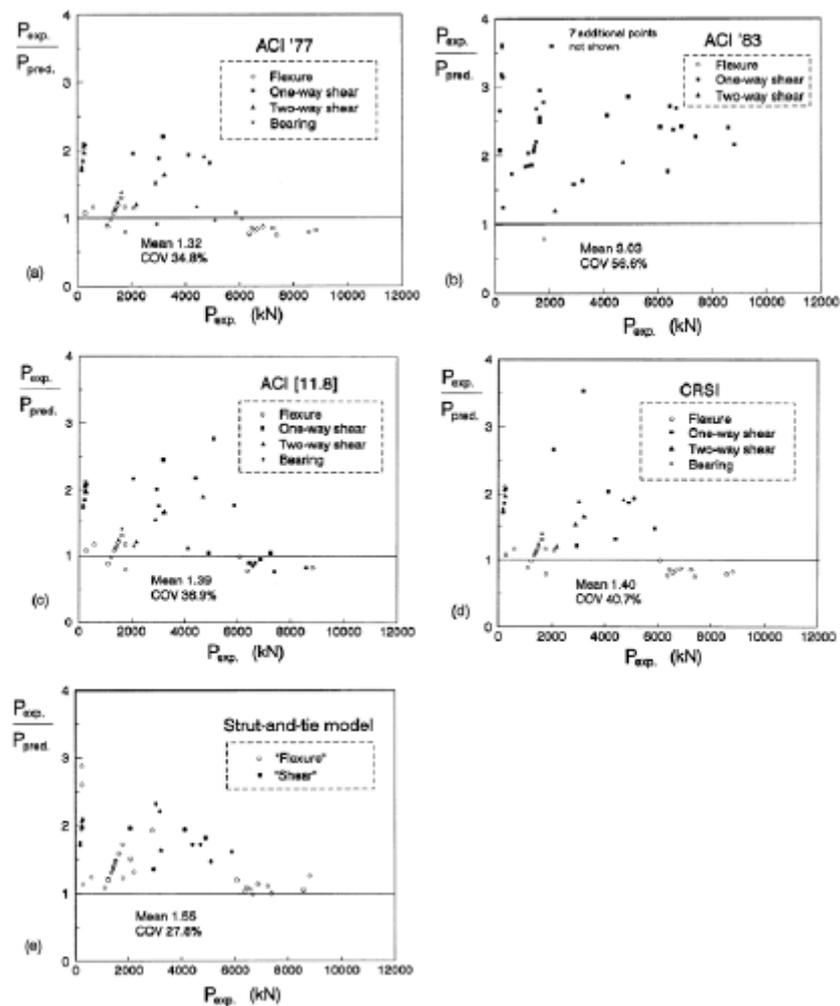


Figura 1-2 Resultados de ensaios previstos pelos métodos para blocos de estacas: (a) ACI 318-77 (*critical section for one-way shear at d from column face*); (b) ACI 318-83 B (*critical section for one-way shear at column face*); (c) ACI 318-83 (*special provisions for deep flexural members*); (d) CRSI Handbook; (e) Modelo de bielas e tirantes (ADEBAR e ZHOU, 1996)

Há, portanto, necessidade de uma comparação dos resultados disponíveis para blocos e estruturas planas, com os seus respectivos resultados dos métodos mais usuais e os mais recentes da literatura.

A coleção sistemática dos resultados experimentais e analíticos permitirá a realização de uma estatística significativa que, sem dúvida, irá fornecer subsídios para a compreensão do comportamento dos blocos e da formulação de modelos mais consistentes e menos dispersos.

1.2 Objetivos gerais e específicos

Este trabalho objetiva construir um banco de dados de resultados experimentais e de resultados analíticos de blocos e de estruturas planas na esperança de entender melhor o comportamento dos blocos e vigas-paredes e de seus métodos de projeto. Especificamente,

1. Construir um banco de dados de resultados experimentais de blocos e de vigas paredes.
2. Fazer constar nesse banco de dados os principais resultados de modelos de bielas e tirantes disponíveis na literatura.
3. Efetuar uma estatística, possivelmente apenas de segunda ordem (média e desvio padrão), dos resultados experimentais e analíticos.
4. Identificar os melhores métodos de projeto, principalmente aqueles decorrentes de modelos de bielas.

Espera-se que, após um certo estágio de implementação do banco de dados, seja possível não apenas identificar os principais candidatos, mas construir um modelo de projeto resultante que reúna as principais características positivas dos métodos analisados.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Modelo de Bielas e Tirantes

2.1.1 Histórico e introdução

Segundo BROWN et al (2006), o Modelo de Bielas e Tirantes ou Strut-and-Tie Model (STM) começou a surgir desde que se iniciou a projetar o concreto armado. Em 1899, Wilhelm Ritter desenvolveu um mecanismo baseado no funcionamento de uma treliça para explicar o papel do reforço transversal na resistência ao esforço cortante de uma viga. Mais tarde, o modelo de Ritter foi refinado por Mörsch, precisamente em 1902. MÖRSCH (1902) acreditava

que as forças diagonais discretas que RITTER (1899) usava na sua treliça, podiam ser melhor representadas por campos de compressão diagonal.

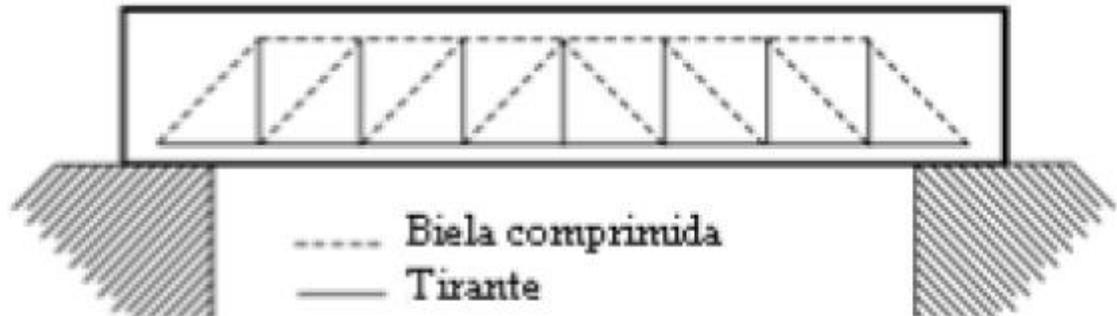


Figura 2-1 Modelo original da treliça de Ritter

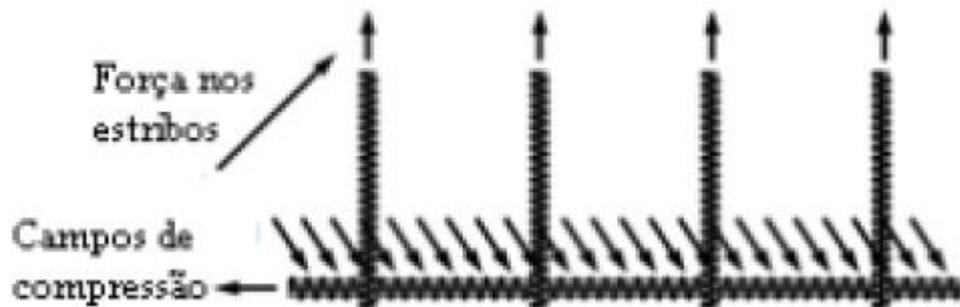


Figura 2-2 Adaptação de Mörsch da treliça de Ritter

Testes experimentais feitos nos Estados Unidos mostraram que a analogia da treliça era bastante conservadora, pois não considerava a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento. Em 1909, Talbot apresentou os resultados dos seus estudos sobre armação ao cisalhamento constatando a superestimação das tensões nos estribos e sugeriu que os estribos deviam ser dimensionados para suportar dois terços do esforço cortante total, e que os outros um terço deveria ser suportado pelo concreto na zona de compressão. A contribuição do concreto para resistir ao cisalhamento, introduzida por TALBOT (1909), entre outros autores, revolucionou o dimensionamento ao esforço cortante nos Estados Unidos.

Após isso, segundo SILVA (2017), outros trabalhos foram realizados que aperfeiçoaram o modelo da treliça, tentando determinar o valor da inclinação do ângulo da biela comprimida e desenvolver mais a teoria do campo de compressão, chegando a constatar que mesmo após o desenvolvimento de uma fissuração diagonal, as tensões de tração continuam a existir no

concreto entre as fissuras, aumentando a habilidade do concreto em resistir ao cisalhamento. E, em 1987, o trabalho desenvolvido por Schlaich, Schäfer e Jennewein mostrou o conceito do método das bielas e tirantes como extensão do modelo da treliça clássica.

O renascimento do uso do STM nos Estados Unidos foi no início da década de 1970. Sendo utilizado pela primeira vez em partes do concreto que sofriam combinações de esforços cortantes com de torção. Para este caso foi utilizado um modelo tubular que mais tarde foi refinado para o modelo da treliça espacial. Este último, além de ser utilizado para esforços cortantes e de torção, também servem para ações de flexão e carregamento axial. Após a utilização para vários estados de tensão, começaram a aparecer outros métodos de aplicação do modelo de bielas, já que qualquer estrutura pode ser representada por bielas e tirantes.

BROWN et al (2006) afirmam que as forças dentro do STM podem ser calculadas usando equilíbrio estático se a treliça é estaticamente determinada. E em SCHLAICH et al (1987) encontramos que para a elaboração do modelo, utilizando campos elásticos de tensões determinamos a orientação da geometria, enquanto que, com a teoria da plasticidade, é realizado o dimensionamento.

2.1.2 Elementos do modelo

No modelo, 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 membros da treliça que estão em compressão são as bielas, enquanto que as partes que sofrem tração são os tirantes. A interseção das bielas com os tirantes são os nós.

- Nó

Os nós idealizam pontos de interseção entre os elementos da treliça. Se um nó é o cruzamento de duas bielas comprimidas (C) e uma biela tracionada (T) se chamará CCT, e assim por diante. Usando essa nomenclatura, os nós são classificados como CCT, CTT, CCC ou TTT. Além da classificação anterior, segundo SCHLAICH et al (1987), os nós subdividem-se em nós concentrados e nós contínuos (Figura 2-3).

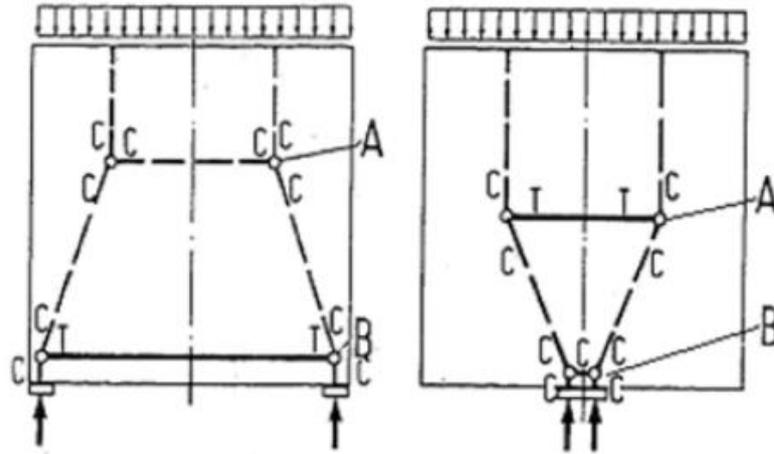


Figura 2-3 Exemplos de nós contínuos (A) e concentrados (B) (SCHLAICH et al., 1987)

Os nós contínuos são as regiões em que o desvio de forças é feito em comprimentos razoáveis e não são críticos, portanto só se faz necessário a verificação da segurança da ancoragem e se as fibras externas estão com armação suficiente. Já nos nós concentrados, os desvios de força são feitos de forma localizada e necessitam de maior cuidado, devendo se certificar que as compressões nos nós são menores do que as permitidas em norma.

De acordo com o estado de tensões, o nó pode ser hidrostático ou não-hidrostático (Figura 2-4). Nós hidrostáticos são carregados com tensões de iguais magnitudes, aplicadas perpendicularmente em cada face do nó, portanto, não há cisalhamento. Nos nós não-hidrostáticos não é necessário que todas as faces tenham a mesma tensão. A vantagem do nó hidrostático sobre o não-hidrostático é a de não possuir cisalhamento, mas, como desvantagem, temos a dificuldade de dimensionar as faces obedecendo à limitação entre os ângulos.

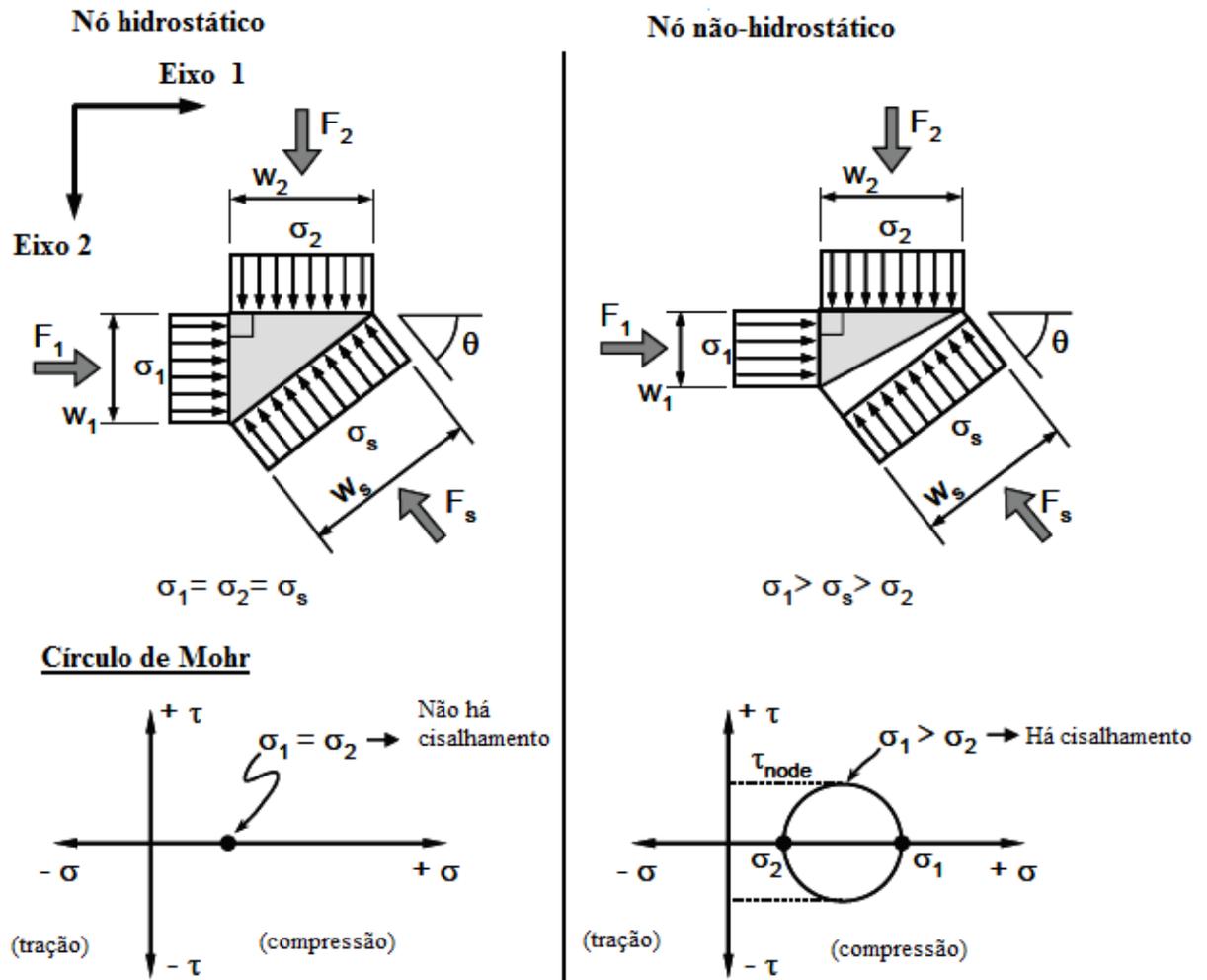


Figura 2-4 Mecanismos de nós hidrostáticos e não-hidrostáticos (BROWN et al, 2006)

- Biela

São os elementos que sofrem esforço compressivo. A geometria da biela varia amplamente e depende de onde surge as tensões de cada uma. O tipo mais básico de biela é a prismática (*prismatic*). Trata-se de um campo de tensões que se distribui uniformemente, sem perturbação, e que não produz tensão transversal de tração. O segundo maior tipo é a biela em leque (*compression fan*), onde as tensões fluem radialmente de uma área grande para uma muito menor. Não há tensões de tração desenvolvidas dentro de uma biela em leque porque as forças são colineares sem componentes de tensão perpendiculares aos raios do leque.

Quando o fluxo de tensões não é confinado a uma porção do elemento estrutural, pode formar-se uma biela em garrafa (*bottle-shaped*). Neste caso, a força é aplicada numa pequena zona e as tensões se dispersam e, para manter o equilíbrio, uma força de tração é desenvolvida.

A tração transversal combinada com a compressão longitudinal pode causar fissuras que levam a uma ruptura prematura do concreto.

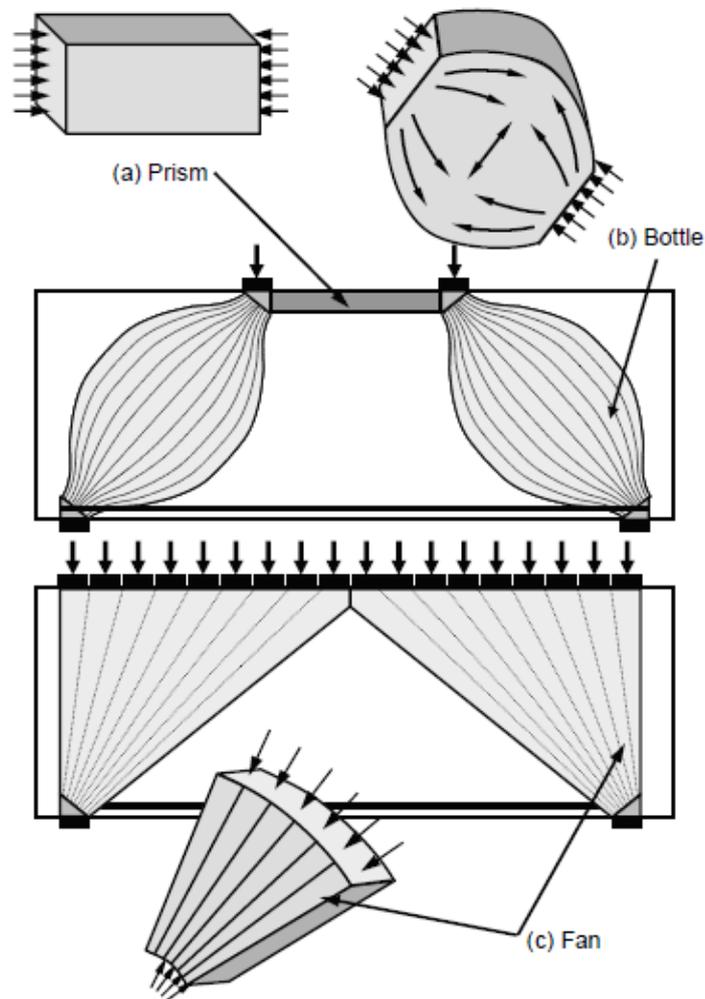


Figura 2-5 Tipos de biela (BROWN et al, 2006)

- Tirantes

Os tirantes são as componentes do modelo que sofrem tração e, geometricamente, são restritos a elementos que podem suportar forças de alta tração, a armadura ativa e passiva. Segundo a norma americana ACI 318-14, a resistência a tração do concreto não é considerada na resistência à força axial do tirante, embora ela contribua na redução do alongamento do mesmo.

Deve-se verificar a ancoragem nessas regiões, se a força de rendimento do tirante for requerida em algum ponto do modelo, a ancoragem adequada deve ir além desse ponto. E quanto maior o número de camadas, maior é a contribuição 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.

2.2 Modelos de bielas para estruturas planas

Como exemplo de estruturas planas podemos citar as vigas paredes, consolos e similares, mas nos deteremos a falar sobre as vigas paredes. As vigas paredes se diferenciam das vigas comuns por possuir uma altura grande suficiente de modo que não são consideradas elementos lineares. LEONHARDT e MONNING (1979), por meio do diagrama de deformação, perceberam que para $l/d \leq 2$, para vigas com um único vão e para $l/d \leq 3$, para vigas contínuas, a hipótese de Bernoulli não se aplica devido à falta de linearidade na distribuição de tensões e deformações.

A definição acima pode ser encontrada na NBR 6118 (2014) que, como método de cálculo, permite modelos planos elásticos lineares e não-lineares baseados em métodos adequados, como o dos elementos finitos. Os métodos a partir do STM, também são aceitos.

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.

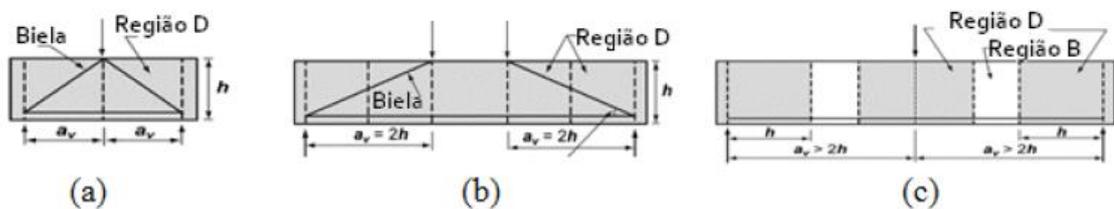


Figura 2-6 Vão de cisalhamento (a) $a_v < 2h$ – viga-parede; (b) $a_v = 2h$ – limite para classificação de uma viga-parede; (c) $a_v > 2h$ – viga esbelta (ACI 318-08)

2.3 Modelos de bielas para blocos

Na norma brasileira NBR 6118 (2014) define blocos sobre estacas como “elementos estruturais maciços” usados para transmitir as cargas da fundação às estacas. No item 22.7.3

encontramos que o dimensionamento dos blocos pode ser feito por modelos tridimensionais, lineares ou não, e modelos de bielas e tirantes tridimensionais.

Aparentemente, o modelo de bielas mais bem-sucedido para blocos é o modelo descrito em ADEBAR et al. (1993,1996). Eles propõem a substituição das verificações de cortantes seccionais pela avaliação da capacidade resistente das bielas nas duas extremidades. Levam em conta de forma explícita o confinamento tridimensional não existente nas estruturas planas, utilizando valores de parâmetros obtidos de seus próprios ensaios e de ensaios de terceiros.

Os blocos de coroamento de estacas, em geral, possuem tanto regiões D, onde o modelo de ADEBAR et al. (1993,1996) aplica-se, quanto em regiões B, nas quais os modelos de dimensionamento de placas devem ser utilizados. As regiões D estão situadas nas vizinhanças dos pilares e das estacas. As regiões B surgem nas regiões entre os pilares e as estacas mais distantes. Assim, normalmente, o modelo de bielas e tirantes para blocos deve ser acompanhado de modelos de dimensionamentos de placas para as regiões mais distantes dos pilares, onde os cortantes seccionais devem ser verificados. O uso de modelos de dimensionamento à flexão e ao cortante, em parte ou em todo o bloco tem sido criticado na literatura.

2.4 Método das bielas e tirantes pelo ACI 318-14

Muitos dos modelos que serão apresentados nesse trabalho, se baseiam na norma ACI 318-14. Para melhor compreensão, abaixo se encontram as três capacidades encontradas no método das bielas e tirantes, de acordo com essa norma.

2.4.1 Capacidade das bielas

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

$$F_{nu} = f_{ce} A_c , \quad (2.1)$$

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:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c , \quad (2.2)$$

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 2-1.

Tabela 2-3 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		$0,6\lambda$

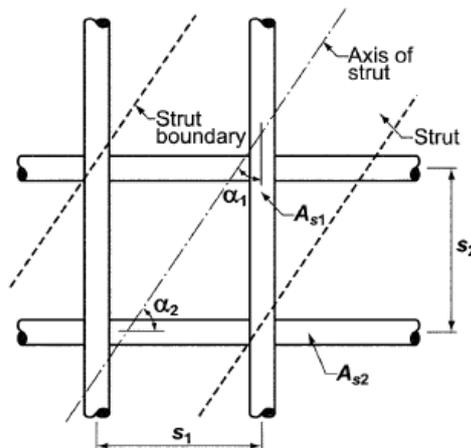
Os valores para λ são diferentes da unidade para concretos leves.

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 2.3. Se esta equação for satisfeita, o fator de eficiência 0,75 é utilizado; senão, 0,60.

$$\rho_{\perp} = \sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha \geq 0.003, \quad (2.3)$$

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 (2.3) pode ser utilizada para determinar a máxima largura da biela.

A Figura 2-7 auxilia no entendimento dos parâmetros para o cálculo da equação 2.3:

Figura 2-7 Cálculo do ρ_{\perp} pelo ACI 318-14

2.4.2 Capacidade das zonas nodais

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

$$F_{nn} = f_{ce} A_c , \quad (2.4)$$

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:

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f'_c , \quad (2.5)$$

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

Tabela 2-4 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.

2.4.3 Capacidade do tirante

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

$$F_{nt} = A_{st} f_y + A_{tp} (f_{se} + \Delta f_p) , \quad (2.6)$$

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 2.6 permite assumir Δf_p igual a 420 MPa para cordoalhas e fios aderentes e 70 MPa para cordoalhas e fios não aderentes.

3 VARIÁVEIS QUE INFLUEM NA TENSÃO ÚLTIMA DE CISALHAMENTO

No trabalho de SILVA (2017) encontramos 5 variáveis experimentais que influenciam na tensão última de cisalhamento e que foram estudadas a partir da base de dados desenvolvidas por NAKAMURA et al (2013). Essas variáveis estão listadas abaixo.

3.1 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 3-1. Em contraste não há sinais óbvios com o aumento da tensão última de cisalhamento normalizada dependendo da resistência do concreto (ver Figura 3-2). 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.

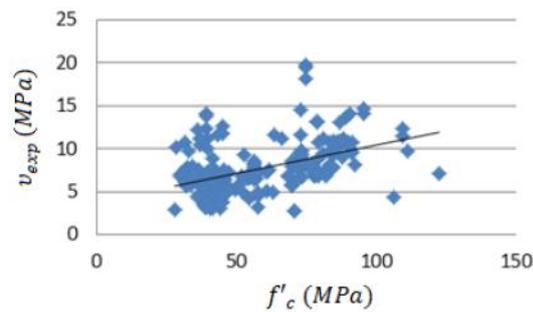


Figura 3-1 Tensão última de cisalhamento (MPa) versus resistência característica do concreto, dados de NAKAMURA et al (2013)

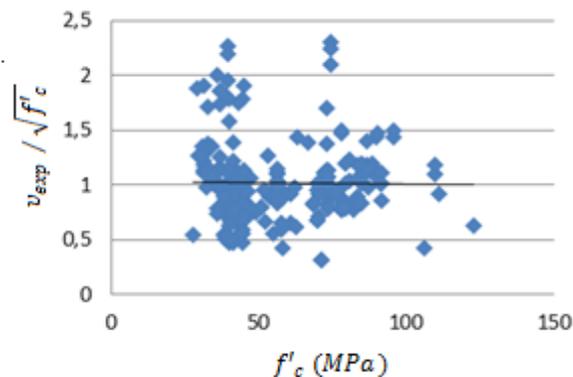


Figura 3-2 Tensão última de cisalhamento (MPa) normalizada versus resistência característica do concreto, dados de NAKAMURA et al (2013)

3.2 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 3-3. 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 3-4, 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 3-5).

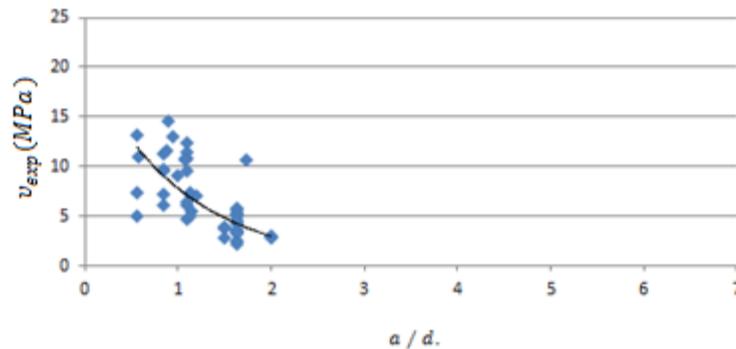


Figura 3-3 Tensão última de cisalhamento versus relação $a/d \leq 2,0$, dados de NAKAMURA et al (2013)

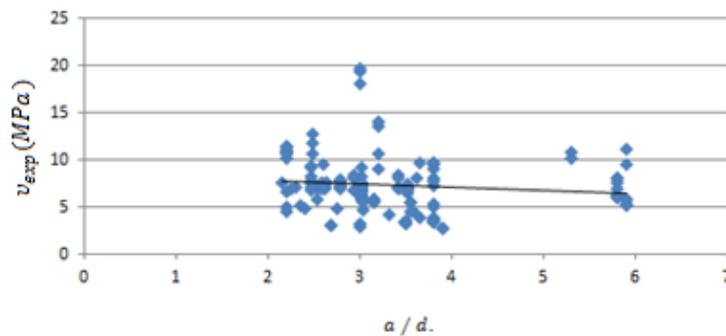


Figura 3-4 Tensão última de cisalhamento versus relação $a/d \geq 2,0$, dados de NAKAMURA et al (2013)

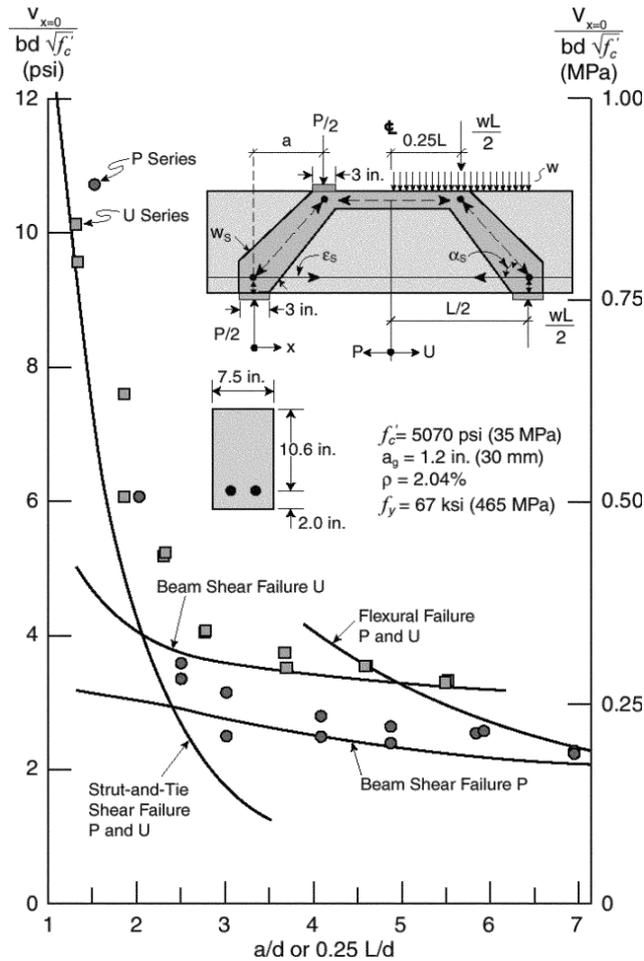


Figura 3-5 Tensão de cisalhamento última e modo analítico de falha prevista em cargas concentradas (P) e cargas uniformemente distribuídas (U) (UZEL et al, 2011)

3.3 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 3-6. 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.

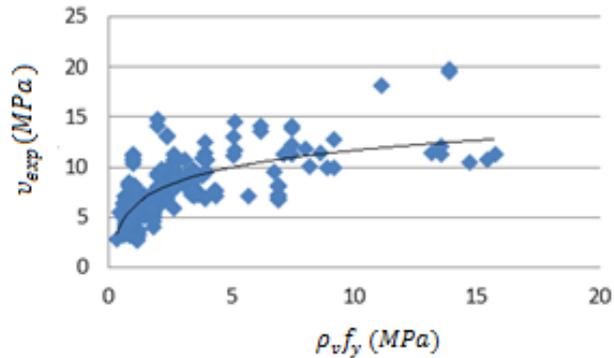


Figura 3-6 Tensão última de cisalhamento versus taxa de armadura de cisalhamento, dados de NAKAMURA et al (2013)

3.4 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 3-7). 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.

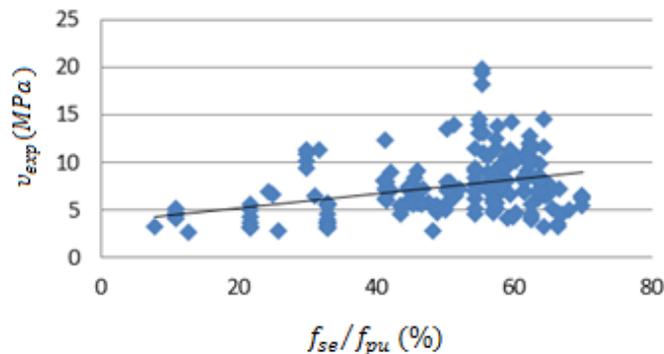


Figura 3-7 Tensão última de cisalhamento versus força efetiva de protensão, dados de NAKAMURA et al (2013)

3.5 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, assim como o de SILVA (2017), não leva em conta o efeito de escala, que, no entanto, pode facilmente ser incorporado.

4 MÉTODO DO ACI-COLLINS PARA VIGAS-PAREDE (2007)

4.1 Introdução

Esse método foi proposto por ARAÚJO e REGIS (2007) e tem suporte na norma americana ACI 318-02 e na norma canadense CAN-94. Tem como base para o desenvolvimento da metodologia de reforço proposta, o método das bielas e tirantes, baseado no livro de COLLINS E MITCHEL (1991), para vigas-parede.

Como há diferenças significantes entre vigas-parede e blocos, neste método foi considerado a largura dos apoios e da carga iguais à largura da viga-parede. A figura 4-1 esclarece o modelo genérico para duas cargas concentradas e a nomenclatura utilizada. Para blocos com duas estacas e um pilar, a biela BC possui comprimento nulo.

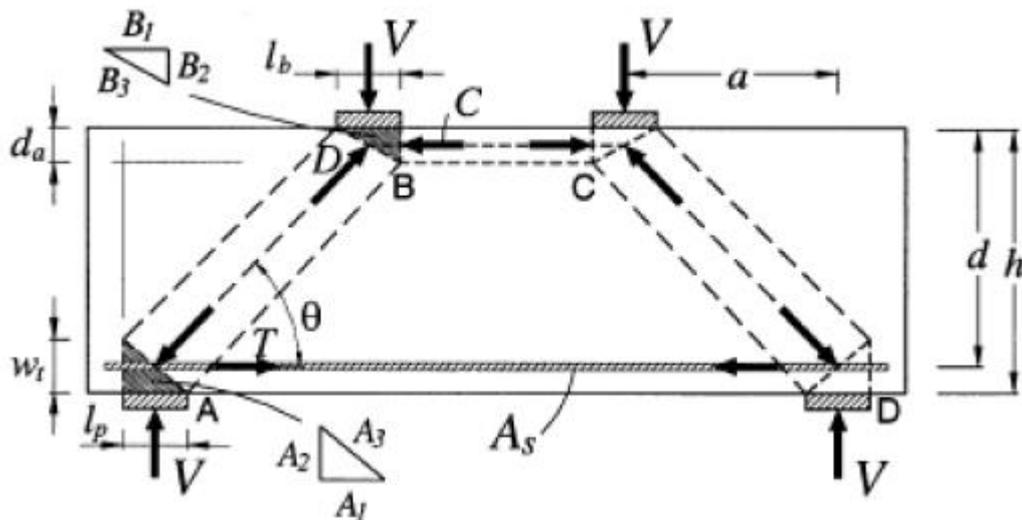


Figura 4-1 Modelo de bielas e tirante para uma viga-parede. Nomenclatura.
(ARAÚJO e REGIS, 2007)

4.2 Descrição do método

A força cortante nominal suportada V_n (a capacidade nominal no bloco é $2V_n$) da viga-parede da Figura 4-1 é dada pela mínima capacidade dentre os valores a seguir de 1 a 10.

Os nós são considerados não-hidrostáticos, de acordo com o ACI 318-02, com os seus respectivos coeficientes de resistência do nó e da biela, β_n e β_s , respectivamente.

Outras variáveis que não estão representadas na Figura 4-1:

- Largura da viga-parede. b ;

- Largura do pilar, b_b ;
- Largura da estaca, b_p ;
- Comprimento da viga-parede, h_f .

As dez verificações são:

1. **A capacidade da face A_1** na zona nodal logo acima da placa de apoio (região **A** da **Figura 4-1**)

$$V_{A1} = 0.85\beta_{nA}f_c\ell_p b_p \quad (4.1)$$

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. É importante lembrar que a biela implicitamente existente na estaca deve ser verificada na seção da estaca com o f_c da estaca.

2. **A capacidade da face B_1** na zona nodal logo abaixo da placa de carga (ponto **B** na **Figura 4-1**)

$$V_{B1} = 0.85\beta_{nB}f_c\ell_b b_b \quad (4.2)$$

onde ℓ_b é o comprimento do apoio e $b_b = b$ é a sua largura, igual à da 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 $\beta_{nB} = 1.0$ 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 B_1 do bloco.

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

$$V_{AD} = \beta_{sAD} A_s f_y \tan \theta \quad (4.3)$$

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 A_2 do nó CCT da zona nodal **A**

$$V_{A2} = 0.85 \beta_{nA} f_c w_t b_p \tan \theta \quad (4.4)$$

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 . A dimensão w_t terá fundamental importância para o estabelecimento de critérios de reforço, adiante neste texto. Observe que para aumentá-la no projeto do bloco 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 B_2 do nó CCC na zona nodal **B**

$$V_{B2} = 0.85 \beta_{nB} f_c d_a b_b \tan \theta \quad (4.5)$$

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-parede.

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

$$V_{A3} = 0.85 \beta_{nA} f_c b_p \sin \theta (\ell_p \sin \theta + w_t \cos \theta) \quad (4.6)$$

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

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

$$V_{B3} = 0.85 \beta_{nB} f_c b_b \sin \theta (\ell_b \sin \theta + d_a \cos \theta) \quad (4.7)$$

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

8. A capacidade do corpo da biela AB

$$V_{AB} = 0.85\beta_{sAB}f_cA_{sAB} \sin \theta \quad (4.8)$$

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

$$A_{sAB} = \min\{b_b(\ell_b \sin \theta + d_a \cos \theta), b_p(\ell_p \sin \theta + w_t \cos \theta)\} \quad (4.9)$$

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 do Collins. Por armadas lateralmente entende-se a existência de uma malha ortogonal nas duas superfícies laterais da viga-parede, 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,

$$V_{BC} = 0.85\beta_{sBC}f_cb_{BC}d_a \tan \theta \quad (4.10)$$

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-parede armadas lateralmente

$$V_{n.max} = 0.83bd\sqrt{f_c}, \quad (f_c \text{ em MPa}) \quad (4.11)$$

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:

$$D' = \min \left\{ \frac{V_{A3}}{\sin \theta}, \frac{V_{B3}}{\sin \theta}, \frac{V_{AB}}{\sin \theta} \right\} = \min \left\{ \frac{C}{\cos \theta}, \frac{V_{B2}}{\cos \theta} \right\}. \quad (4.12)$$

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 4-2 apresenta-se o fluxograma do método de ACI-Collins.

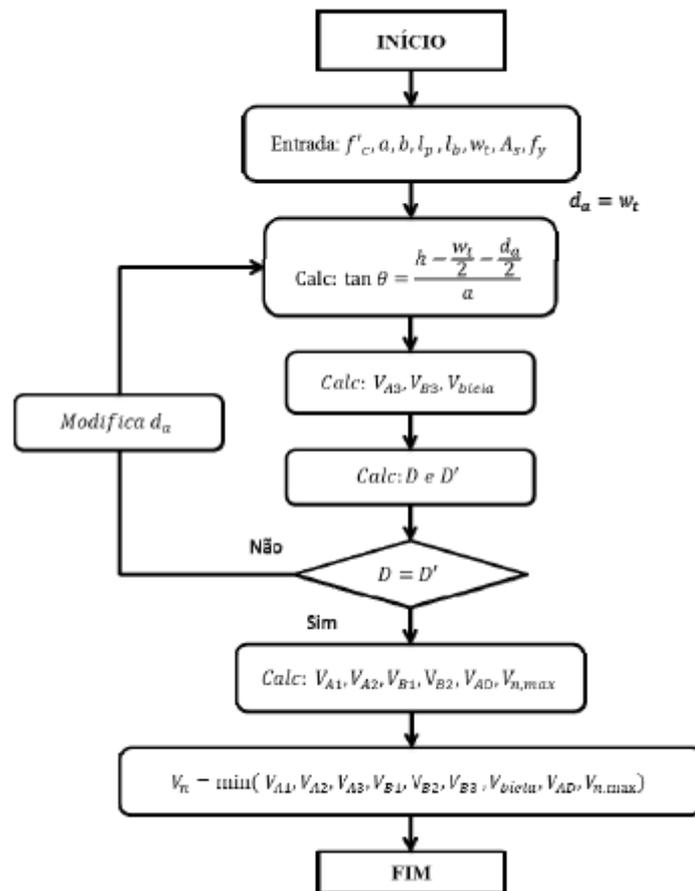


Figura 4-2 Algoritmo do modelo ACI-Collins (SILVA, 2017)

5 MÉTODO DO ACI-COLLINS MODIFICADO (2017)

5.1 Introdução

O modelo foi proposto por SILVA (2017) e 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.

Neste modelo, ilustrado na Figura 5-1, 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.

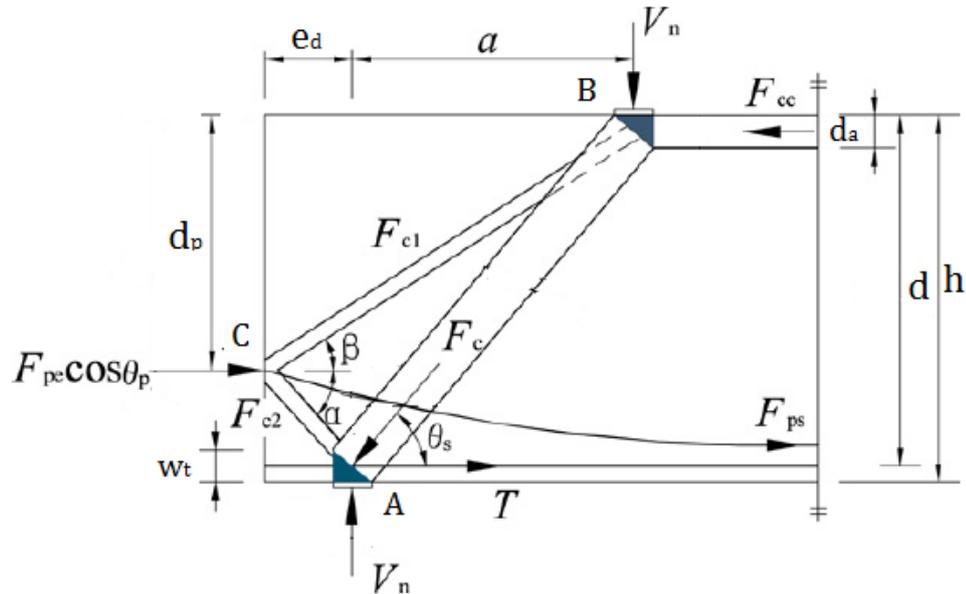


Figura 5-1 Modelo de bielas e tirantes para vigas-paredes protendidas (adaptado de WANG e MENG, 2008)

5.2 Descrição do método

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

$$\tan \theta = \frac{h - \frac{w_t}{2} - \frac{d_a}{2}}{a}, \quad (5.1)$$

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} , 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.

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**

$$V_{A1} = 0.85\beta_{nA}f_c\ell_a b . \quad (5.2)$$

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

$$V_{B1} = 0.85\beta_{nB}f_c\ell_b b . \quad (5.3)$$

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

$$V_{AD} = \beta_{sAD}A_s f_y \tan \theta + F_{c2}(\sin \alpha + \cos \alpha \tan \theta) . \quad (5.4)$$

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

$$V_{A2} = 0.85\beta_{nA}f_c w_t b \tan \theta + F_{c2}(\sin \alpha + \cos \alpha \tan \theta) . \quad (5.5)$$

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

$$V_{B2} = 0.85\beta_{nB}f_c d_a b \tan \theta - F_{c1} \cos \alpha \tan \theta + F_{c2} \sin \alpha . \quad (5.6)$$

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

$$V_{A3} = 0.85\beta_{nA}f_c b \sin \theta (\ell_a \sin \theta + w_t \cos \theta) + F_{c2} \sin \alpha . \quad (5.7)$$

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

$$V_{B3} = 0.85\beta_{nB}f_c b \sin \theta (\ell_b \sin \theta + d_a \cos \theta) + F_{c1} \sin \beta. \quad (5.8)$$

8. A capacidade do corpo da biela AB

$$V_{AB} = 0.85\beta_{sAB}f_c A_{sAB} \sin \theta + F_{c2} \sin \alpha. \quad (5.9)$$

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

$$A_{sAB} = \min\{b(\ell_a \sin \theta + w_t \cos \theta), b(\ell_b \sin \theta + d_a \cos \theta)\}. \quad (5.10)$$

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

$$V_{BC} = 0.85\beta_{sBC}f_c b d_a \tan \theta - F_{c1} \cos \alpha \tan \theta + F_{c2} \sin \alpha. \quad (5.11)$$

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

$$V_{n.max} = 0.83bd\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ em MPa}). \quad (5.12)$$

Na Figura 5-2 apresenta-se o fluxograma do método de ACI-Collins modificado.

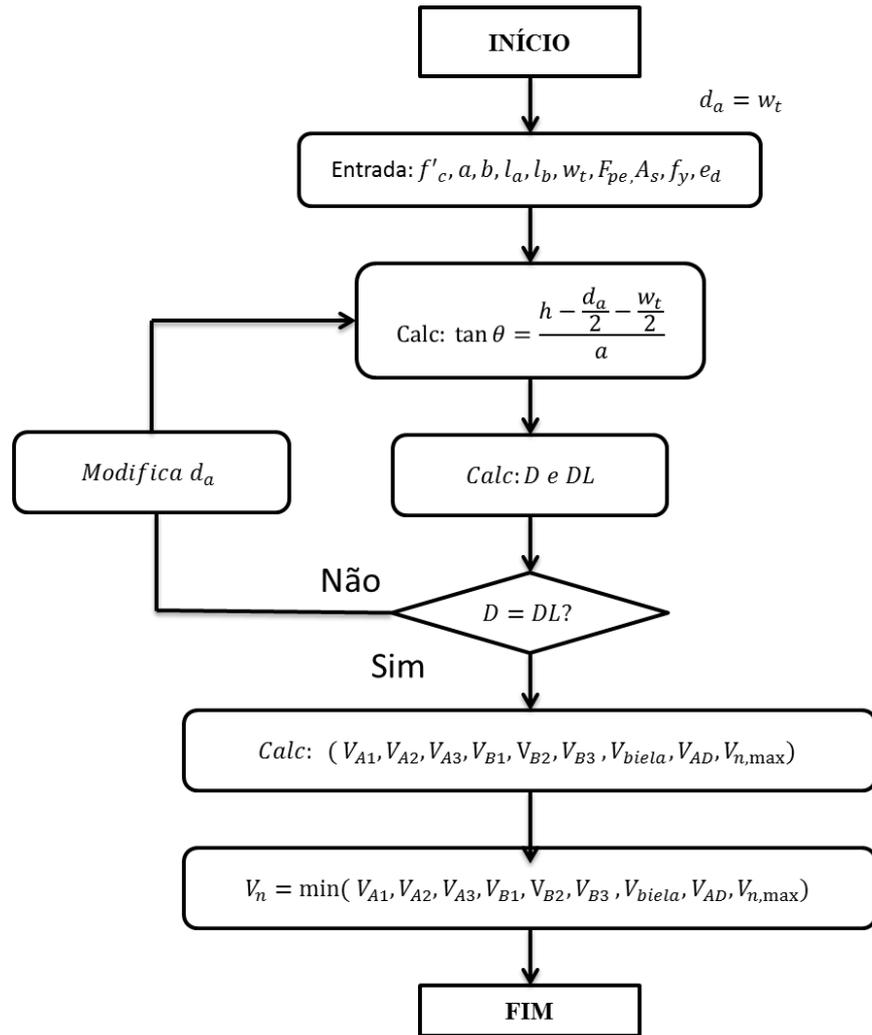


Figura 5-2 Algoritmo do modelo ACI-Collins modificado (SILVA, 2017)

6 MÉTODO DE TAN, TONG E TANG (2001)

6.1 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. As análises de 39 vigas-paredes apresentaram resultados consistentes e precisos.

6.2 Descrição do método

6.2.1 Equilíbrio das forças

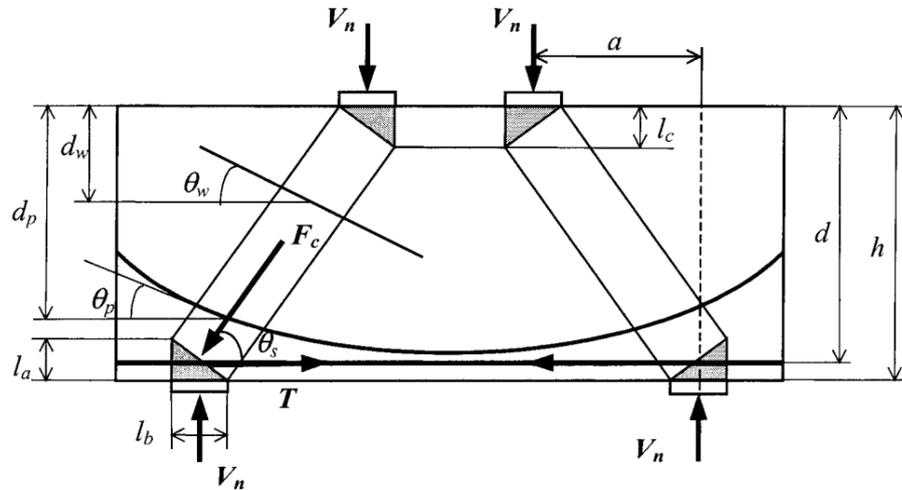


Figura 6-4 Modelo das Bielas e Tirantes proposto por TAN, TONG, TANG (2001)

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

$$F_c = \frac{V_n}{\sin(\theta_s)} , \quad (6.1)$$

$$T = \frac{V_n}{\tan(\theta_s)} , \quad (6.2)$$

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.

6.2.2 Geometria das bielas

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

$$\tan \theta_s = \frac{h - \frac{l_a}{2} - \frac{l_c}{2}}{a} , \quad (6.3)$$

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:

$$l_c = \frac{V_n}{\tan \theta_s f'_c b_w} , \quad (6.4)$$

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%.

6.2.3 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.

$$\frac{f_1}{f_t} + \frac{f_2}{f'_c} = 1 . \quad (6.5)$$

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 6-2, devido aos resultados de trabalhos anteriores realizados por TONG (1997) e ZENG e TAN (1999).

$$f_1 = \frac{k T \sin \theta_s}{A_c / \sin \theta_s} - \frac{k F_{pe} \sin(\theta_s + \theta_p)}{A_c / \sin \theta_s} \cdot \frac{d_p}{d} , \quad (6.6)$$

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 .

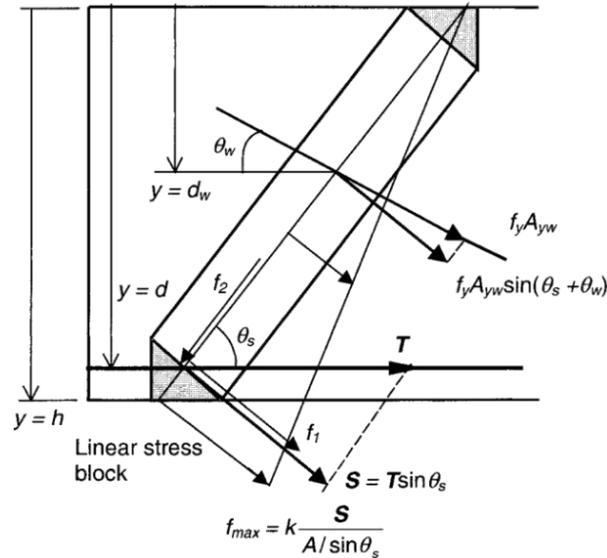


Figura 6-5 Determinação das tensões de tração f_1 na zona nodal inferior (TAN et. al, 2001)

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:

$$f_t = \frac{2 A_s f_y \sin \theta_s}{A_c / \sin \theta_s} + \frac{2 A_w f_{yw} \sin(\theta_s + \theta_w)}{A_c / \sin \theta_s} \cdot \frac{d_w}{d} + \frac{2(F_{pu} - F_{pe}) \sin(\theta_s + \theta_p)}{A_c / \sin \theta_s} \cdot \frac{d_p}{d} + f_{ct} , \quad (6.7)$$

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:

$$f_{ct} = 0.5 \sqrt{f'_c} . \quad (6.8)$$

O primeiro termo na expressão (6.7) 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:

$$f_2 = \frac{F_c}{A_{str}} , \quad (6.9)$$

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

$$A_{str} = b_w(\ell_a \cos \theta_s + l_b \sin \theta_s) , \quad (6.10)$$

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.

6.2.4 Carga última

Combinando as equações (6.1), (6.2), (6.6) e (6.9) em (6.5) chega-se a seguinte formulação para a carga última:

$$V_n = \frac{1 + \frac{2 F_{pe} \sin(\theta_s + \theta_p)}{f_t A_c / \sin \theta_s} \cdot \frac{d_p}{d}}{\frac{\sin 2\theta_s}{f_t A_c} + \frac{1}{f'_c A_{str} \sin \theta_s}} . \quad (6.13)$$

Na Figura 6-3 apresenta-se o fluxograma do método de TAN, TONG e TANG (2001).

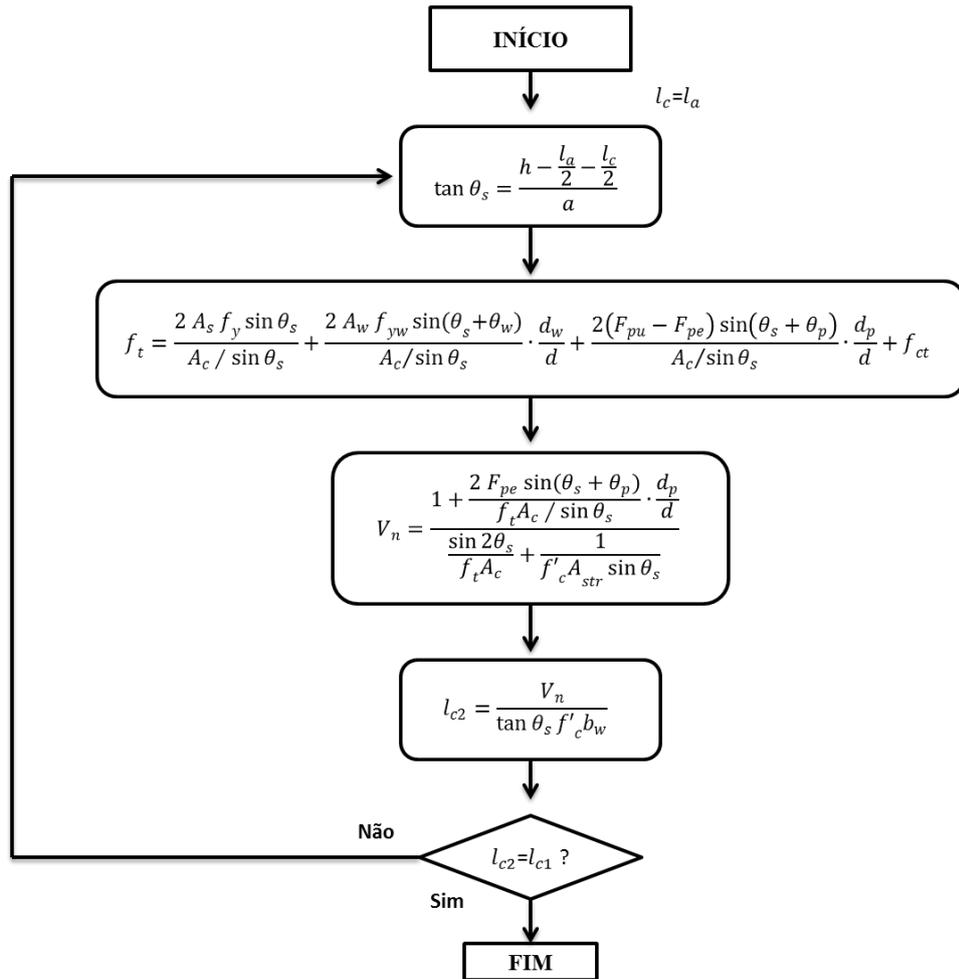


Figura 6-6 Algoritmo do modelo de TAN, TONG E TANG (2001)

7 EXEMPLOS ANALISADOS

Foram escolhidos quatro exemplos da literatura para aplicar os métodos apresentados. Três tratam-se de vigas-parede e um trata-se de blocos. Os blocos foram ensaiados por ARAÚJO e REGIS (2007) no intuito de verificar experimentalmente um modelo para o projeto de reforço estrutural de blocos de concreto com duas estacas submetidas a cargas centradas, nos quais a resistência cilíndrica nominal do concreto seja insuficiente; contempla também o caso em que a própria armadura de flexão, o tirante inferior, é insuficiente. As características de tais blocos encontram-se nas figuras 7-1 e 7-2 e na Tabela 7-1.

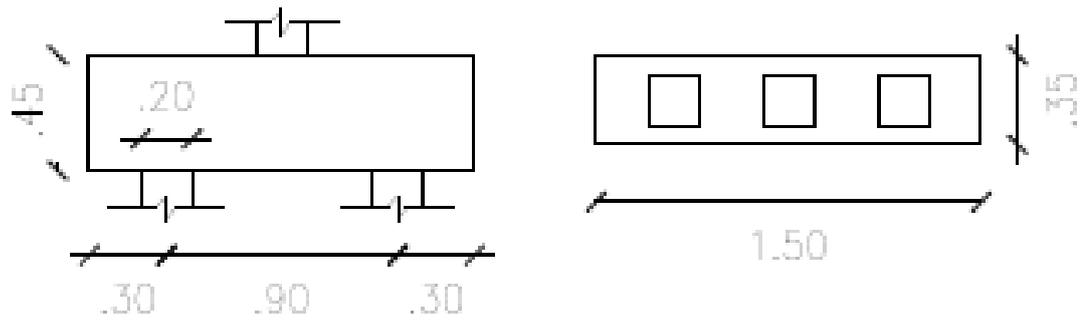


Figura 7-1 Forma dos blocos (ARAÚJO et. al, 2007)

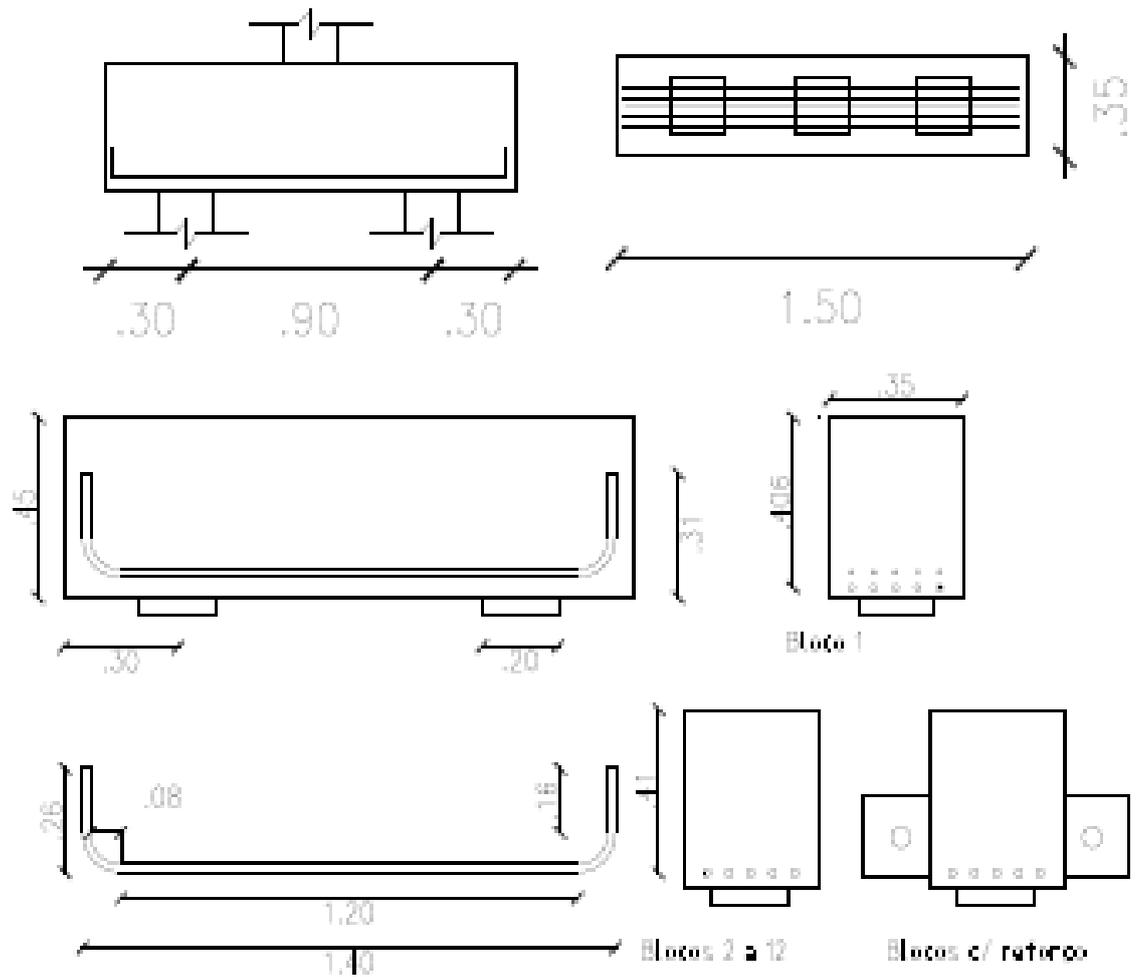


Figura 7-2 Armadura dos blocos (ARAÚJO et. al, 2007)

Tabela 7-1 Diferenças nos ensaios realizados (ARAÚJO et. al, 2007)

Blocos	f_{cm} (MPa)	Reforço	Tipo de Apoio	Carga *
1	20,9	Não	Conc-conc	Cilindro
2	34,0	Não	Conc-conc	Cilindro
3	26,1	Não	Aço - graxa	Chapa

4	29,5	Sim	Aço - graxa	Chapa
5	20,7	Sim	Aço - graxa	Cilindro
6	26,9	Não	Teflon	Cilindro
7	16,6	Sim	Teflon	Cilindro
8	22,0	Não	Teflon	Cilindro
9	17,3	Sim	Teflon	Cilindro
10	19,6	Não	Teflon	Chapa
11	19,7	Sim#	Teflon	Chapa
12	22,3	Sim#	Teflon	Cilindro

* - Cilindro com diâmetro de 200mm;

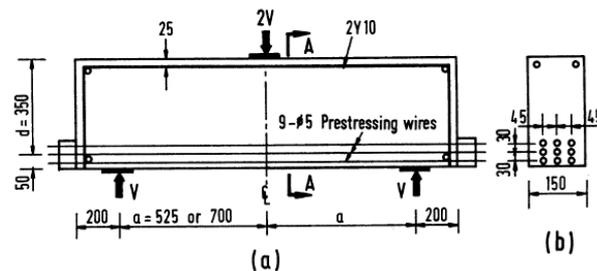
* - Chapa metálica de 400x200 mm;

Sim# - reforço com protensão

O primeiro caso de vigas-parede foi analisado por TAN e MANSUR (1992), que além das vigas-paredes, os autores também analisaram consolos, ambos parcialmente protendidos. Os comprimentos das placas de apoios foram de 100 mm e demais características e detalhamentos das vigas-parede ensaiadas encontram-se na Figura 7-3 e Tabela 7-2.

Tabela 7-2 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



7Figura 7-3 Detalhamento das vigas-paredes ensaiadas por TAN e MANSUR (1992)

O segundo caso de vigas-parede 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 7-3. As vigas-paredes foram confeccionadas com diversas posições e arranjos dos cabos de protensão e da armadura de cisalhamento, conforme a Figura 7-4. Os comprimentos das placas de apoio também foram de 100 mm.

Tabela 7-3 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

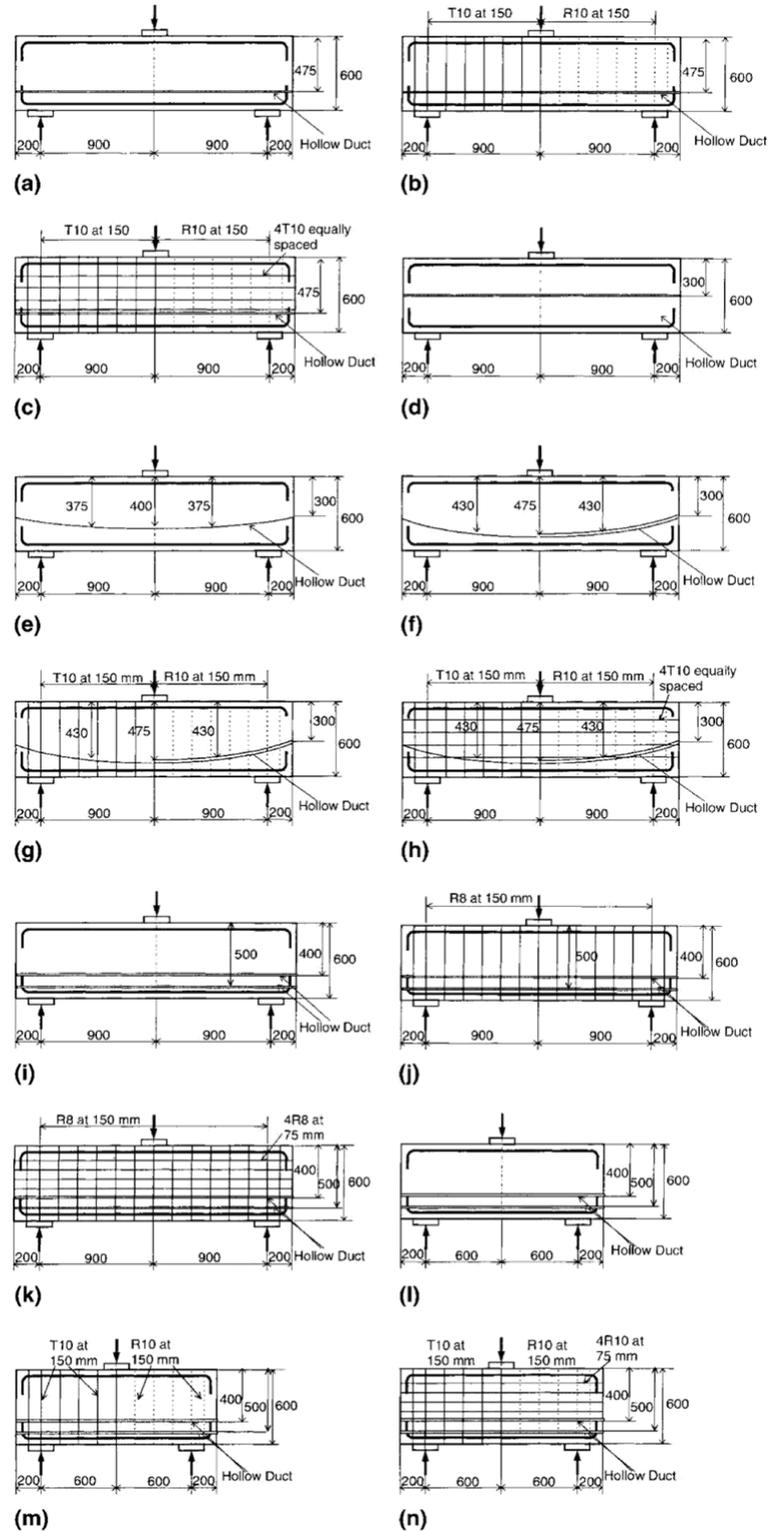


Figura 7-4 Detalhamento das vigas-paredes ensaiadas por TENG et al (1998): (a) P-1a, P-1b, and P-1b(2); (b) P-2a and P-2b; (c) P-3a and P-3b; (d) P-1c and P-1c(2); (e) P-1d and P-1d(2); (f) P-1e and P-1e(2); (g) P-2e; (h) P-3e; (i) P-1-1.5-WO; (j) P-1-1.5-WV; (k) P-1-1.5-WVH; (l) P-1-1.0-WO; (m) P-1-1.0-WV; (n) P-1-1.0-WVH

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 resumidas na Tabela 7-4 e os detalhes ilustrados na Figura 7-5. As doze vigas-paredes foram divididas em quatro series com suas alturas variando de 500 a 1750 mm, e possuem placas de apoio de comprimentos de 150 mm. Em cada serie contem três vigas com a relação a/h de 0,5, 0,75 e 1,00.

Tabela 7-4 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

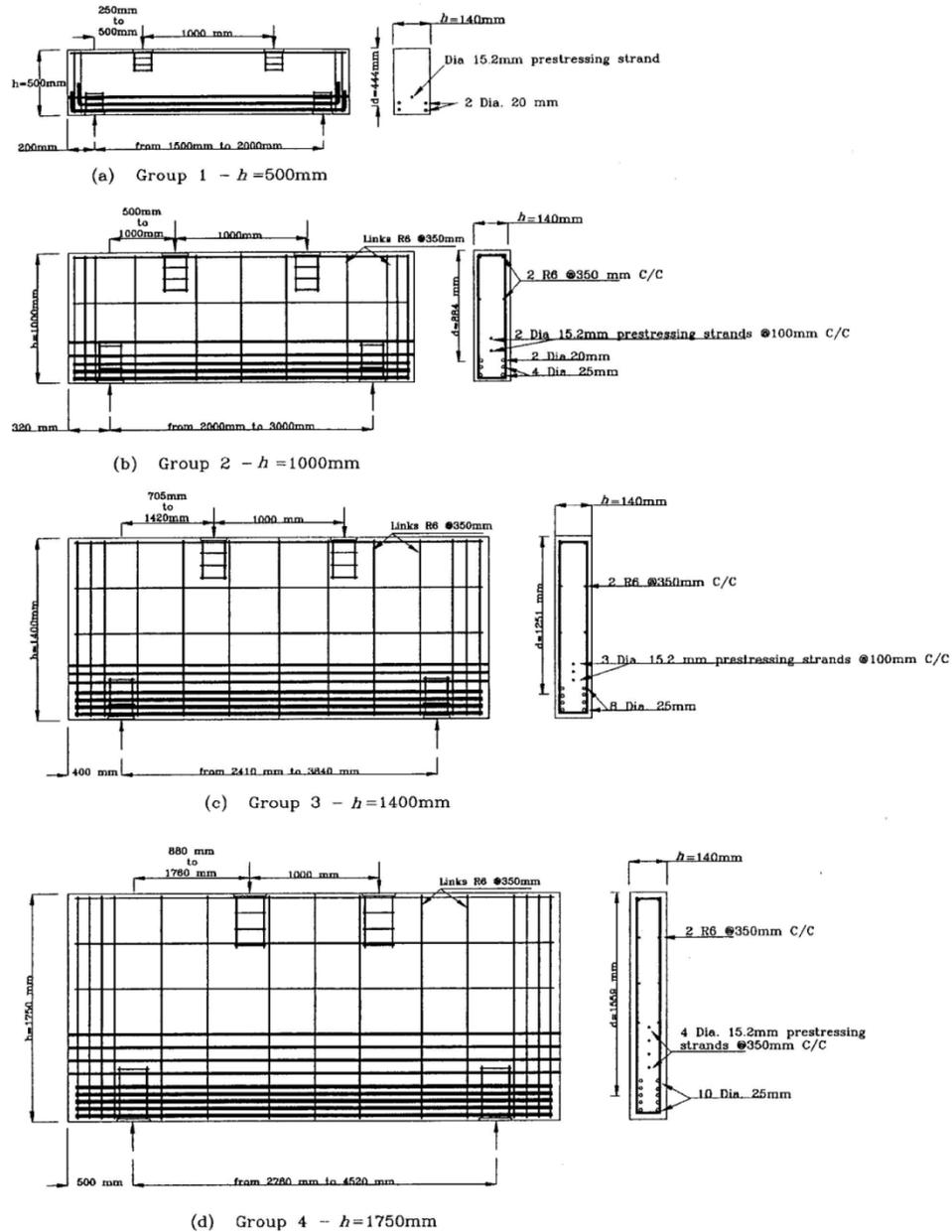


Figura 7-5 Detalhamento das vigas-paredes ensaiadas por TAN et al (1999)

8 RESULTADOS

Os resultados dos métodos descritos acima foram comparados com os ensaios realizados por ARAÚJO e REGIS (2007), 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 melhores resultados são os que se aproximam de um, todavia não podem estar abaixo de um, pois assim caracterizaria 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.

No método do ACI-Collins foi utilizado a *versão 7.4* com as variáveis $controle = 4$, $\eta = 3$ e $subcontrole = 2$. Lembrando que a resistência nominal ao esforço cortante de uma viga-parede é igual V_n , já no bloco é igual a $2V_n$.

8.1 ARAÚJO e REGIS (2007)

O resumo dos resultados se encontram na Tabela 8-1. Para aplicar os modelos de TAN et al (2001) e ACI-Collins Modificado (2017) se fez necessário considerar as placas de apoio com a mesma largura do bloco que é 350 milímetros. O modelo proposto por TAN et al (2001) apresentou resultados contra a segurança com uma média de 1,04, desvio padrão de 0,21 e COV de 0,20.

O modelo ACI-Collins (2007) mostrou-se totalmente seguro com média de 1,77, desvio padrão de 0,39 e coeficiente de variação de 0,22. O ACI-Collins modificado (2017) teve apenas um resultado contra a segurança, que foi um caso de bloco protendido, e teve média de 1,55, desvio padrão de 0,37 e COV de 0,24.

Tabela 8-1 Resultados ARAÚJO e REGIS (2007)

Bloco	Tipo	V_{exp}	$2V_{ACI}$	$2V_{ACI Mod}$	$2V_{Tan}$	$\frac{V_{exp}}{2V_{ACI}}$	$\frac{V_{exp}}{2V_{ACI Mod}}$	$\frac{V_{exp}}{2V_{Tan}}$
B1	C1.CC.N	975	535	679	903,4	1,82	1,44	1,08
B2	C2.CC.N	1025	830	1022	1251	1,23	1,00	0,82
B3	R1.AG.N	1355	710	784	1075	1,91	1,73	1,26
B4	R2.AG.S	1450	730	886	1435	1,99	1,64	1,01
B5	C3.AG.S	960	530	622	1134	1,81	1,54	0,85
B6	C4.AT.N	1020	671	808	1094	1,52	1,26	0,93
B7	C5.AT.S	950	437	499	970	2,17	1,90	0,98
B8	C6.AT.N	905	560	661	970	1,62	1,37	0,93
B9	C7.AT.S	970	452	520	999,5	2,15	1,87	0,97
B10	R3.AT.N	1320	546	589	903	2,42	2,24	1,46
B11	R3.AT.P	1675	1083	1057	1252	1,55	1,58	1,34
B12	C8.AT.P	1100	1018	1125	1308	1,08	0,98	0,84
Média						1,77	1,55	1,04
SD						0,39	0,37	0,21
COV						0,22	0,24	0,20

8.2 TAN e MANSUR (1992)

O modelo proposto por TAN et al (2001) apresentou todos os resultados contra a segurança, com uma média de 0,73, desvio padrão de 0,08 e coeficiente de variação de 0,11. Enquanto que os outros dois métodos obtiveram resultados seguros.

As médias foram de 1,73 e 1,87, desvios padrões de 0,24 e 0,34 e coeficientes de variação de 0,14 e 0,18 para os métodos de ACI-Collins (2007) e ACI-Collins modificado (2017), respectivamente. O resumo de todos os resultados encontra-se na Tabela 8-2.

No método de ACI-Collins (2007) foi preciso desconsiderar o valor da última verificação, que seria a da capacidade normativa máxima do bloco (cortante seccional), pois não é aplicável a vigas-paredes. Essa consideração também é válida para as vigas-paredes de TENG et al (1998).

Tabela 8-2 Resultados TAN e MANSUR (1992)

Viga-Parede	$2V_{exp}$	$2V_{ACI}$	$2V_{ACI Mod}$	$2V_{Tan}$	$\frac{V_{exp}}{V_{ACI}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{ACI Mod}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{Tan}}$
S23	396	270	261	532,3	1,47	1,52	0,74
S33	404	250	228	506,77	1,62	1,77	0,80
S43	288	185	119	348,6	1,56	2,42	0,83
S24	312	178	197	502,16	1,75	1,58	0,62
S34	310	162	147	425,99	1,91	2,11	0,73
S44	288	137	155	446,713	2,10	1,85	0,64
				Média	1,73	1,88	0,73
				SD	0,24	0,34	0,08
				COV	0,14	0,18	0,11

8.3 TENG et al (1998)

As predições do método estão apresentadas na Tabela 8-3. Os modelos se apresentaram consistentes e seguros, com apenas poucos casos contra a segurança no modelo de TAN et al (2001).

As médias foram de 1,96, 1,84 e 1,22, desvios padrões de 0,55, 0,37 e 0,26 e coeficientes de variação de 0,28, 0,20 e 0,22 para os métodos de ACI-Collins (2007), ACI-Collins modificado (2017) e TAN et al (2001), respectivamente.

Tabela 8-3 Resultados TENG et al (1998)

Viga-Parede	$2V_{exp}$	$2V_{ACI}$	$2V_{ACI Mod}$	$2V_{Tan}$	$\frac{V_{exp}}{V_{ACI}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{ACI Mod}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{Tan}}$
P-1a	580	346	247	533	1,68	2,35	1,09
P-1b	400	346	291	551	1,16	1,37	0,73
P-1b(2)	428	361	247	537	1,19	1,73	0,80
P-2a	825	346	363	570	2,38	2,27	1,45
P-2b	850	349	385	575	2,44	2,21	1,48
P-3a	875	346	352	581	2,53	2,49	1,51
P-3b	920	345	403	593	2,67	2,28	1,55
P-1c	550	346	291	516	1,59	1,89	1,07
P-1c(2)	575	385	313	526	1,49	1,84	1,09
P-1d	750	345	355	532	2,17	2,11	1,41
P-1d(2)	636	385	319	534	1,65	1,99	1,19
P-1e	360	345	337	534	1,04	1,07	0,67
P-1e(2)	590	463	359	542	1,27	1,64	1,09
P-2e	735	346	479	570	2,12	1,53	1,29
P-3e	950	347	475	583	2,74	2,00	1,63
P1-1.5-WO	740	416	457	597	1,78	1,62	1,24
P1-1.5-WV	875	417	591	640	2,10	1,48	1,37
P1-1.5-WVH	800	418	592	649	1,91	1,35	1,23
P1-1.0-WO	835	415	481	756	2,01	1,74	1,10
P1-1.0-WV	1075	415	589	787	2,59	1,83	1,37
P1-1.0-WVH	1120	416	589	832	2,69	1,90	1,35
				Média	1,96	1,84	1,22
				SD	0,55	0,37	0,26
				COV	0,28	0,20	0,22

8.4 TAN et al (1999)

As análises estatísticas dos resultados encontram-se na Tabela 8-4. Os métodos apresentaram bons resultados. O método de TAN et al (2001) teve média, desvio padrão e coeficiente de variação de 1,13, 0,17 e 0,15, respectivamente. O método de ACI-Collins modificado (2017) teve média de 2,09, desvio padrão de 0,39 e COV de 0,18.

Não foi possível a aplicação do método ACI-Collins (2007), pois as vigas-paredes possuem dois pontos de aplicação da carga, o que não é abrangido pelo método.

Tabela 8-4 Resultados TAN et al (1999)

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

8.5 Resumo da análise estatística dos resultados

No geral, os métodos são satisfatórios. O modelo de TAN et al (2001) foi o que mostrou maior precisão nos dados, com uma média de 1,10. Porém, possui uma porcentagem alta de valores contra a segurança, igual a 35%.

O modelo de ACI-Collins mostrou resultados bastantes conservadores, tanto para blocos, como para as vigas-paredes, além de demonstrar um nível de segurança alto.

Já o modelo ACI-Collins modificado não se mostrou totalmente seguro na aplicação em blocos de coroamento, por ter apresentado uma das relações de valor experimental sobre valor calculado menor que um.

Tabela 8-5 Resumo dos resultados

	$\frac{V_{exp}}{V_{Tan}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{ACI}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{ACI Mod}}$
Min	0,62	1,04	0,98
Max	1,63	2,74	2,62
Média	1,10	1,87	1,83
COV	0,24	0,25	0,22
Contra Seg	18	0	1
Contra Seg %	0,35	0,00	0,02

9 CONCLUSÕES

Os modelos apresentados obtiveram bons resultados, tanto para o uso em blocos de coroamento como para o uso em vigas-paredes, levando em consideração o baixo coeficiente de variação em comparação aos encontrados na literatura.

O método ACI-Collins modificado (2017) se mostrou um bom modelo no uso de vigas-paredes, mas ainda se faz necessário maiores estudos para aplicações em blocos, além de possuir algumas limitações como, por exemplo, a largura das placas de apoio necessita ser igual à largura do bloco que, na prática, nem sempre se faz possível.

Portanto, o método ACI-Collins (2007) ainda é o mais completo, com resultados bastante conservadores, alto nível de segurança e baixo coeficiente de variação.

REFERÊNCIAS

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. 1993. **Bearing strength of compressive struts confined by plain concrete**. ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 5.

ADEBAR, P., and ZHOU, Z. 1996. **Design of deep pile caps by strut-and-tie models**. ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 4.

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.

BROWN, M., et al. **Design for shear in reinforced concrete using strut-and-tie models**. Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, 2006.

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.

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).

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

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.

SILVA, L. **Esforço cortante em vigas paredes protendidas**. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Pernambuco, 2017.

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.

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.

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