

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO À TORÇÃO

Ana Tâmara Góes Freitas ¹
Irani Rossini de Souza ²

RESUMO

Levando em consideração a complexidade de vigas de concreto armado submetidas ao esforço de torção este artigo apresenta de modo simplificado, os procedimentos para o dimensionamento e detalhamento dos materiais, tendo por base a Norma Brasileira NBR-6118/2004 e em revisão bibliográfica do assunto. Foram abordadas também práticas correntes utilizadas em softwares integrados para projetos estruturais, especificamente o programa amplamente usado para edifícios de concreto armado chamado Eberick V6 Gold. Desenvolveu-se estudo de casos mostrando as aplicações práticas dos principais conceitos, particularmente a influência da rigidez à torção em pórticos espaciais.

Palavras Chave: Torção. Vigas de Concreto Armado. NBR 6118/2004

DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BEAMS SUBMITTED TO TORSION

ABSTRACT

Taking into account the complexity of the behavior of reinforced concrete beams under shearing stresses from torsion, this article presents in a simplified way the procedures of dimensioning and detailing the materials, based on the Brazilian Code NBR -6118/2004. Also it is presented some current practices used in integrated software for structural projects, here specifically the program largely used for reinforced concrete buildings called Eberick V6 Gold. Case studies were developed showing the practical applications of the main concepts of the subject and particularly the influence of the torsion stiffness in spatial frames.

Keywords: Torsion. Beams of Reinforced Concrete. NBR 6118/2004

1. INTRODUÇÃO

O fenômeno da torção em vigas de concreto armado vem sendo pesquisado desde o início do século XX, com base nos conceitos fundamentais da Resistência dos Materiais e da Teoria da Elasticidade. Alguns estudiosos já se dedicaram a entender o comportamento complexo dos tipos de torção, a análise da distribuição das tensões cisalhantes em cada um deles, e, por fim, as verificações que possibilitem avaliar as resistências para as peças e prevenir sua ruína. (LIMA; PINHEIRO, 2007)

¹ Ana Tâmara Góes Freitas – Estudante de Engenharia Civil da Universidade Católica do Salvador
E-mail: tamaragoesf@gmail.com

² Irani Rossini de Souza (orientador) - Engenheiro Civil pela Universidade Federal da Bahia; Mestre em Estruturas pela PUC – Rio; Professor da Escola de Engenharia/UCSAL
E-mail: rossini@attglobal.net

Os pesquisadores *Saint-Venant* (aplicação da torção livre em seção qualquer) e *Prandtl* (utilização da analogia de membrana) foram os primeiros que se destacaram, quando suas pesquisas avançaram para a solução do problema da torção. Outro estudioso que merece destaque foi *Bredt*, pois foi a partir dele que o fluxo de tensões foi compreendido, através da teoria dos tubos de paredes finas. Na parte experimental, podem-se destacar os estudos de *Mörsch*, *Thürlimann* e *Lampert*, fundamentais para o conhecimento do comportamento mecânico de vigas submetidas à torção. Com os trabalhos de *Thürlimann* e *Lampert* ocorreu a globalização da Treliça Generalizada fundamentados na Teoria da Plasticidade. (LIMA; PINHEIRO, 2007; SÁNNCHEZ, 1999)

As novas prescrições normativas brasileiras para o dimensionamento de peças de concreto estrutural admitem o modelo da Treliça Espacial Generalizada, em total concordância com o modelo de treliça para a análise da resistência à força cortante. Pela primeira vez, foi feita menção a Flexo-Torção, prescrevendo uma metodologia simplificada para sua consideração.

O dimensionamento de peças de concreto armado solicitadas por torção reveste-se de uma complexidade inerente ao próprio comportamento destas peças estruturais, tanto em relação às tensões despertadas, como em relação às respostas às deformações. Isto acontece porque, normalmente, a torção vem acompanhada de flexão, esforço cortante e de um esforço normal (proveniente do impedimento ao empenamento). Infelizmente as pesquisas existentes sobre a resistência na ruptura de elementos estruturais submetidos a solicitações combinadas ainda não determinaram um método confiável e simples para ser aplicado na prática. A metodologia empregada é a de calcular as solicitações separadas e somar resultados, com a aplicação de coeficientes corretores, provenientes dos ensaios e estudos realizados em peças reais. (FUSCO, 2008; SÁNNCHEZ, 1999)

No que diz respeito, à rigidez à torção de vigas de concreto armado é importante lembrar que após a fissuração ela diminui drasticamente. Para que uma viga fissurada tenha rigidez suficiente para resistir a um momento de torção ela deverá ter uma dimensão muito grande antes de fissurar, ou seja, deverá ter dimensões bem maiores do que àquelas necessárias para resistir à flexão e ao cisalhamento. Contudo, a verificação da resistência à torção não é indispensável em todos os casos que acontecem na prática. A norma brasileira permite que se verifique à torção somente as peças nas quais o momento de torção é realmente necessário ao equilíbrio da peça, ou seja:

- Vigas com laje em balanço, sem laje do outro lado (marquise)
- Vigas curvas, vigas balcão, grelhas.

Defini-se rigidez à torção no comportamento elástico o produto do módulo de deformação transversal (G) e o momento de inércia à torção (I_t), baseando-se na Teoria da Elasticidade.

Já a chamada torção de compatibilidade, resultante do impedimento à deformação, pode ser desprezada no dimensionamento das vigas, desde que a peça tenha capacidade de adaptação plástica, ou seja, nas situações em que se pode conseguir uma configuração de equilíbrio sem a consideração da torção, pode-se dispensar o cálculo da torção e colocar apenas uma armadura construtiva. Este é o caso de momentos de torção resultantes de esforços hiperestáticos provenientes de rotações impedidas (torção em vigas devido ao engastamento parcial das lajes).

Na armação das vigas submetida à torção, sabe-se que a colocação de, pelo menos, uma barra em cada vértice da seção é essencial, de modo a garantir a existência dos tirantes assumidos no modelo da Treliça Espacial Generalizada, contudo a nova versão da NBR-6118 não

prescreve o valor mínimo para o diâmetro dessas barras, o qual pode ser adotado como $\Phi_l = 10 \text{ mm}$. A distribuição das barras longitudinais será ao longo do perímetro dos estribos, as quais deverão ser envolvidas por este, deve atender a $s_l \leq 350 \text{ mm}$, sendo s_l o espaçamento medido eixo a eixo das barras longitudinais. (SÀNCHEZ, 1999)

Já na armadura transversal observa-se que após o momento de torção de fissuração T_{CR} , o mecanismo resistente modifica-se com a taxa de armadura $\rho = \rho_l + \rho_t$, no caso exemplificando com $\rho_l = \rho_t$, influenciando, consideravelmente, o momento de torção último, sendo o modelo da Treliça Espacial Generalizada adequado ao dimensionamento. Em que ρ_l é a taxa de armadura longitudinal e ρ_t é a taxa de armadura transversal. (SÀNCHEZ, 1999)

Esse artigo apresenta uma sistemática consistente e simplificada para o cálculo do dimensionamento e detalhamento de vigas de concreto armado submetidas ao esforço de torção. Levando-se em conta a complexidade do comportamento desse tipo de solicitação tangencial, foi feita uma revisão da literatura sobre o assunto, e para comprovar a teoria exposta foi elaborado estudo de casos, que possibilitou o entendimento mais claro deste comportamento.

2. CLASSIFICAÇÃO DOS TIPOS DE TORÇÃO

Para o conhecimento do comportamento das peças submetidas à torção, no que diz respeito a tensões e deformações, costuma-se classificar dois tipos de torção:

- Torção simples ou pura ou de Saint Venant
- Torção de empenamento, flexo-torção ou torção de Vlassov

A **torção simples** se caracteriza por um não impedimento às deformações longitudinais da peça, comumente denominado de empenamento. O fato de não se impedir o empenamento não irá gerar tensões normais longitudinais na peça, resumindo-se o comportamento da peça, em nível de tensões, às tensões de cisalhamento originárias do momento de torção e, eventualmente, a uma combinação com as tensões de cisalhamento originárias do esforço cortante na peça.

A **flexo-torção** é caracterizada principalmente em hastes de paredes delgadas (perfis metálicos ou de concreto protendido) quando o impedimento do empenamento gera tensões longitudinais, ocasionando uma flexão destas paredes delgadas acompanhadas das tensões de cisalhamento da **torção simples ou de Saint Venant**. (TIMOSHENKO, 1975)

3. COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SOLICITADAS À TORÇÃO

Existem três estágios distintos, onde as vigas de concreto armado submetidas ao esforço de torção demonstram seu comportamento em função da magnitude da solicitação. (LEONHARDT; MONNIG, 1977)

1º Estágio – Nível de solicitação baixo:

- Para um momento de torção de pequena magnitude a fissuração é praticamente nula;
- A seção transversal é considerada de forma completa;

- Os princípios empregados para análise de peças de materiais homogêneos, isotrópicos e elástico-lineares são aplicados.

2º Estágio – Nível de solicitação médio:

- Existe dificuldade em se determinar quando ocorre o início e o término deste estágio de solicitação;
- Mesmo com o aparecimento das primeiras fissuras, as teorias elásticas ainda podem ser utilizadas;

3º Estágio – Nível de solicitação alto:

- Há o desenvolvimento da fissuração ao longo da viga;
- Os modelos elásticos para análise do mecanismo interno resistente não podem ser aplicados, pois o comportamento da viga torna-se inelástico;
- É necessária a elaboração de modelos mais sofisticados, baseados na Teoria da Plasticidade.

No nível de deformações é importante salientar que no caso de peças de concreto armado há de se considerar o grau de fissuramento da peça para os critérios de dimensionamento. Daí ser necessário o estudo da peça não fissurada (1º estágio) e com certo grau de fissuração (2º estágio).

É importante que seja comentado, que quando uma viga é solicitada à torção as fissuras ocorrem para desprezíveis valores de solicitação, dificultando o estabelecimento do início e do término de cada estágio citado anteriormente.

4. TRELIÇA ESPACIAL GENERALIZADA

A analogia da Treliza Espacial é um modelo proposto por *Ernest Rausch* em 1929 é utilizada para o dimensionamento das armaduras transversais de vigas de concreto armado desde o início do século XX. Essa analogia baseia-se na hipótese da treliza espacial ser formada por bielas de concreto comprimidas a 45° e por barras de aço longitudinais e transversais conectadas formando nós. O elemento diagonal é carregado somente com compressão axial, sendo a resistência ao cisalhamento desprezada e as barras de aço transversais e longitudinais são solicitadas somente à tração, sendo desprezado o efeito de pino. (FUSCO, 2008)

O modelo da Treliza Espacial Generalizada que adotado para os estudos de torção tem origem clássica idealizada por *Ritter* e *Mörsch* para cisalhamento e foram *Lampert* e *Thürlimann* (1971) que generalizaram o modelo da treliza espacial para elementos de concreto estrutural sujeito à torção.

Para a simplicidade nas deduções, admite-se que as vigas de concreto armado solicitadas à torção têm uma seção retangular maciça, cujo comportamento face à torção pode ser assimilado a uma seção vazada (Teoria de *Bredt*) com espessura fictícia “*he*”. As armaduras longitudinais são constituídas por tirantes e localizadas nos vértices da seção. Já a armadura transversal será constituída por estribos fechados e normais ao eixo longitudinal. (FUSCO, 2008)

Observa-se que na idealização da Treliza espacial generalizada é considerada uma seção quadrada (ABCD), como mostra a figura 01, com armadura longitudinal e transversal, apenas para apresentação das expressões que regem o dimensionamento.

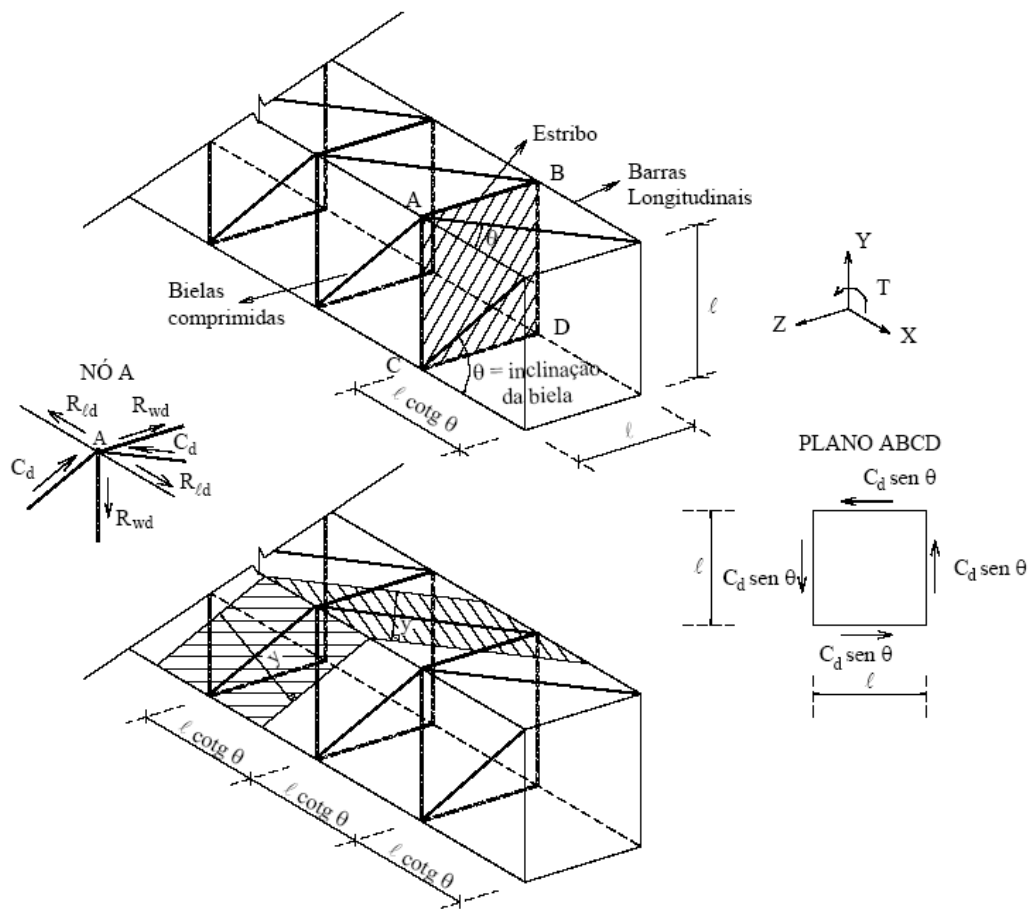


Fig. 01 Treliça Espacial Generalizada

Fonte: www.set.eesc.usp.br

A fissuração da viga de concreto armado apresenta um aspecto helicoidal, com a inclinação da fissuração variando em cada face da seção. Essas faces são analisadas separadamente constituindo 4 (quatro) painéis fissurados submetido a um fluxo de tensões tangenciais (TIMOSHENKO, 1975).

Resumindo o modelo da Treliça Espacial Generalizada é uma associação da teoria de Bredt ao modelo do painel fissurado, ou seja, ao modelo da treliça plana para análise da força cortante.

5. COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA À TORÇÃO

Os resultados de ensaios mostram que somente a armadura longitudinal é inútil, indiferentemente de sua posição na seção transversal da peça, ou seja, nos cantos ou distribuída nas faces.

Verifica-se uma fragilidade no comportamento mecânico das vigas de concreto armado, onde sua armação é apenas composta de armadura longitudinal. Isso ocorre porque após iniciar-se a fissuração, tem-se a ruptura da mesma. (LEONHARDT; MONNIG, 1977)

Os ensaios realizados por *Lampert e Thürlimann* na Suíça, salientam a fissuração helicoidal nas faces das vigas submetidas à torção, evidenciando que o concreto deve ter sua resistência

à compressão criteriosamente verificada, pois a ruptura dessas peças é do tipo frágil e explosiva.

No que diz respeito às trincas de torção, elas podem aparecer em diferentes locais: em vigas de bordas, junto aos cantos das construções, por excessiva deformabilidade de lajes ou vigas que lhe são transversais, por atuação de carga excêntrica ou por recalques diferenciados das fundações. Podem ocorrer também em vigas nas quais se engastam marquises e que não estejam convenientemente armadas à torção. (THOMAS, 2003).

Esse tipo de trinca em peças de concreto armado possui um tipo característico: as fissuras inclinam-se aproximadamente a 45° e aparecem nas duas superfícies laterais das vigas.

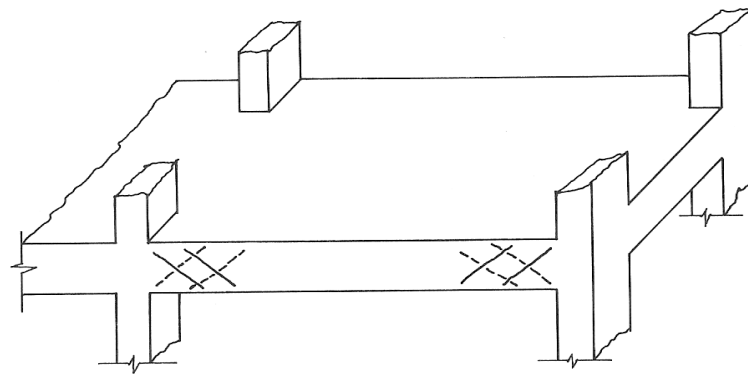


Fig. 02 Fissuras provocadas por torção

—— face anterior
 ----- face posterior

Fonte: Thomas, E. Trincas em Edifício. 2003

6. DIMENSIONAMENTO À TORÇÃO SEGUNDO A NBR-6118/2004 (itens 17.5, 17.6 e 17.7)

Segundo a Norma NBR-6118 as tensões provenientes da torção devem ser calculadas baseando-se nos conceitos e nas fórmulas da teoria da elasticidade e seus resultados devem ser acrescidos aos resultados dos outros esforços solicitantes.

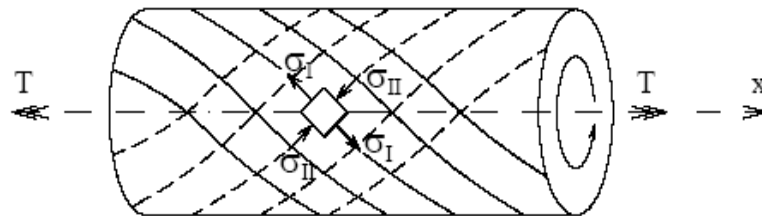


Fig.03 Trajetória das tensões principais provocadas por torção

Fonte: www.set.eesc.usp.br

A principal mudança que ocorreu na nova prescrição da norma brasileira NBR-6118/2004 foi a utilização do modelo da treliça espacial generalizada, onde foi permitido ao projetista que se trabalhe com a mesma inclinação da biela (de 30° a 45°) tanto na torção quando no cisalhamento.

6.1 Torção de compatibilidade

Como já foi dito anteriormente, só a torção de equilíbrio precisa ser considerada no dimensionamento das vigas. A torção de compatibilidade pode ser desprezada, desde que se observe a condição seguinte:

$$V_{sd} \leq 0,7 V_{Rd,2}$$

$$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin 2\theta$$

Em que:

V_{sd} = força cortante solicitante de cálculo;

$V_{Rd,2}$ = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

α = coeficiente em função do tipo da seção transversal analisada;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto;

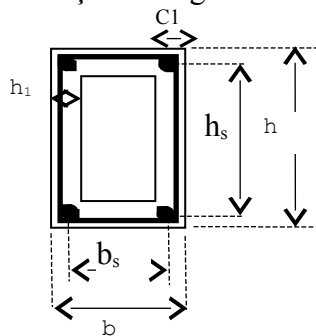
b_w = largura da alma de uma viga;

d = altura útil;

θ = ângulo de inclinação.

6.2 Transformação da seção cheia em seção vazada

As seções cheias serão calculadas como seções vazadas, com parede fictícia de espessura h_1 . Para seção retangular com: $h > b$:



$$h_e \leq \frac{A}{u} \quad h_e \geq 2 c_l$$

$$A_e = (b - h_e)(h - h_e) = b_s \cdot h_s$$

$$u = 2(b + h)$$

onde :

$$b_s = b - h_e$$

$$h_s = h - h_e$$

b_s e h_s → distância entre os eixos das barras da armadura longitudinal dos cantos

A → área total da seção cheia

u → perímetro da seção cheia

c_l → distancia do centro da barra de canto até as bordas

6.3 Inclinação da biela comprimida

Com a seção resistente equivalente, admite-se o modelo de treliça generalizada, com bielas inclinadas de 30° a 45° em relação ao eixo da peça.

6.4 Seção Composta de Retângulos Alongados

Para as seções compostas de retângulos o momento de torção deve ser distribuído pelos retângulos levando-se em conta a rigidez de cada um desses elementos, admitindo-se,

aproximadamente, $J = a^3 b$ representa a rigidez individual, a parcela resistida por este escreve-se:

$$T_{sdi} = T_{sd} \frac{a_i^3 b_i}{\sum a_i^3 b_i}$$

em que:

a é o menor lado do retângulo;

b é o maior lado do retângulo;

T_{sd} = Momento de torção solicitante de cálculo;

T_{sdi} = Parcela de T_{sd} a ser resistida por cada retângulo constituinte da seção composta por retângulos.

6.5 Tensão tangencial

$$\tau_{td} = \frac{1,4 T}{2 A_e h_e}$$

Em que:

τ_{td} = tensão tangencial de cálculo;

A_e = área limitada pela linha média da parede, incluindo a parte vazada;

h_e = espessura da parede no ponto considerado;

T = momento de torção

Para que a peça submetida à ação isolada de um momento de torção T_{sd} seja considerada segura, devem ser verificadas as seguintes condições:

$T_{sd} \leq T_{Rd,2}$ = resistência limite em função da compressão das diagonais de concreto;

$T_{sd} \leq T_{Rd,3}$ = resistência limite em função da tração nos estribos perpendiculares ao eixo da peça;

$T_{sd} \leq T_{Rd,4}$ = resistência em função da tração nas barras longitudinais paralelas ao eixo da peça.

Onde T_{sd} é a tensão de torção atuante na viga e $T_{Rd,2}$ o momento torçor que pode ser resistido pela biela, sendo que o cálculo dessa biela na diagonal é efetuado seguindo a seguinte fórmula:

$$T_{Rd,2} = 0,50 \alpha_{v2} f_{cd} A_e h_e \sin 2\theta$$

Em que:

A_e = área limitada pela linha média da parede;

h_e = espessura equivalente da parede da seção vazada;

$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck} / 250$, com o f_{ck} em megapascal;

θ = ângulo de inclinação.

6.6 Dimensionamento das Armaduras

6.6.1 Torção simples:

Os estribos são verificados conforme a seguinte expressão:

$$T_{Rd,3} = \left(\frac{A_{90}}{s} \right) f_{ywd} 2 A_e \cot \theta$$

$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s \leq 435 \text{ MPa (CA-50)}$;

A_{90} = área da seção transversal de um estribo;

A_e = área limitada pela linha média da parede;

s = espaçamento dos estribos;

θ = ângulo de inclinação.

A resistência decorrente da armadura longitudinal deve atender à seguinte expressão:

$$T_{Rd,4} = \left(\frac{A_{sl}}{u_e} \right) f_{ywd} 2 A_e \tan \theta$$

Em que:

A_{sl} = soma das áreas das seções das barras longitudinais.

u_e = perímetro de A_e

6.6.2 Torção e Flexão:

Nos casos em que se pode considerar a existência simultânea tanto de torção uniforme quanto de flexo-torção, o momento externo solicitante pode ser desdobrado em duas parcelas, cada uma correspondendo a uma das formas de torção, ou então, uma dessas formas pode ser desprezada quando se admite uma capacidade adequada de acomodação plástica da estrutura, e que o mecanismo desprezado não tenha rigidez superior ao mecanismo considerado como resistente.

6.6.3 Armadura mínima:

Na torção de equilíbrio, as taxas mínimas de armadura transversal e longitudinal devem respeitar os limites mínimos:

$$\rho_{sl} = \rho_{sw} \geq 0,2 * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

Em que:

ρ_{sl} = taxa geométrica mínima de armadura longitudinal;

ρ_{sw} = taxa geométrica mínima da armadura transversal;

f_{ctm} = tensão de tração média no concreto;

f_{ywk} = tensão de escoamento do aço.

Em cada canto da armadura transversal, quando não houver barras longitudinais previstas pelo cálculo, devem-se colocar barras de armação com diâmetro maior que $\phi 10 \text{ mm}$ ou do diâmetro do estribo.

6.6.4 Torção e força cortante:

A resistência à compressão diagonal do concreto deve ser satisfeita atendendo à expressão:

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

Em que V_{Sd} e T_{Sd} são os esforços de cálculo que agem concomitantemente na seção. A armadura transversal pode ser calculada pela soma das armaduras calculadas separadamente.

7. ESTUDO DE CASOS

Os estudos de casos apresentados a seguir, têm como objetivo demonstrar como os conceitos extraídos da revisão bibliográfica podem ser comprovados na prática. Para a realização do estudo de casos foi utilizado um programa de cálculo estrutural amplamente utilizado chamado Eberick V6 Gold, que permitirá o maior entendimento de como se comportam as estruturas de concreto armado submetida à torção.

7.1 ESTUDO DE CASO I

7.1.1 Torção de Compatibilidade

Característica do Projeto

Trata-se de uma estrutura de dois pavimentos. As análises das vigas foram feitas considerando um pórtico espacial. As vigas têm uma carga de 4,68 KN/m mais o peso próprio de 1,50 KN/m. Para esse estudo foram analisadas as vigas denominadas V1 nos dois pavimentos.

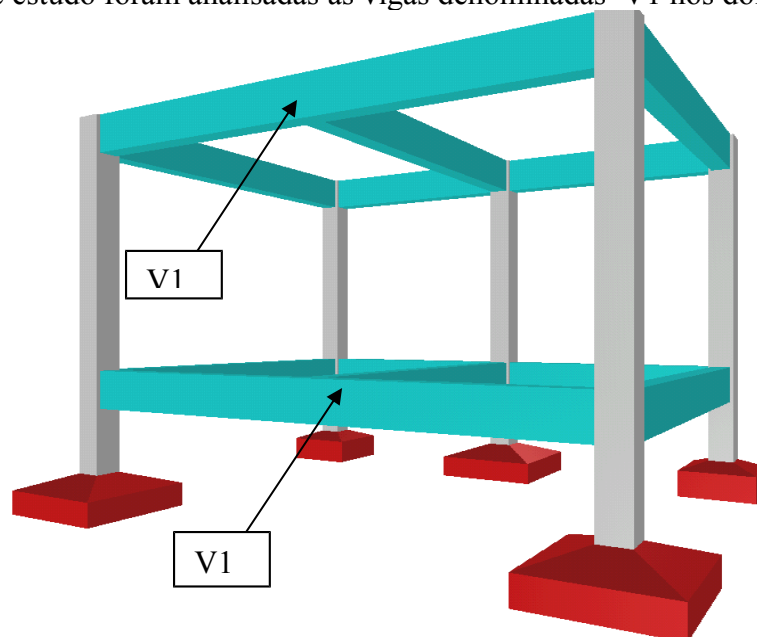


Fig. 04 Pórtico espacial do edifício

Grelha de Pavimento de Cobertura

Neste estudo de caso foi analisada a influência da rigidez à torção nas vigas de uma estrutura em grelha de pavimento de cobertura. O item 14.6.7.2 da NBR-6118/2004 recomenda, de maneira aproximada, reduzir esta rigidez até no máximo de 85% para levar em conta a configuração fissurada da viga.

No programa Eberick V6 Gold é possível variar esta redução entre 0% a 95%. Deve-se ficar sempre atento que em alguns casos de estruturas muito deslocáveis (com pouca rigidez) e no caso de torção de equilíbrio, o uso de valores elevados de redução de torção pode gerar situações de “estrutura inconsistente” (hipostática) ou perda de precisão numérica durante o processamento do pórtico.

Para este estudo de caso propõe-se a estrutura espacial que representa primordialmente o comportamento de uma grelha do pavimento de cobertura de um edifício.

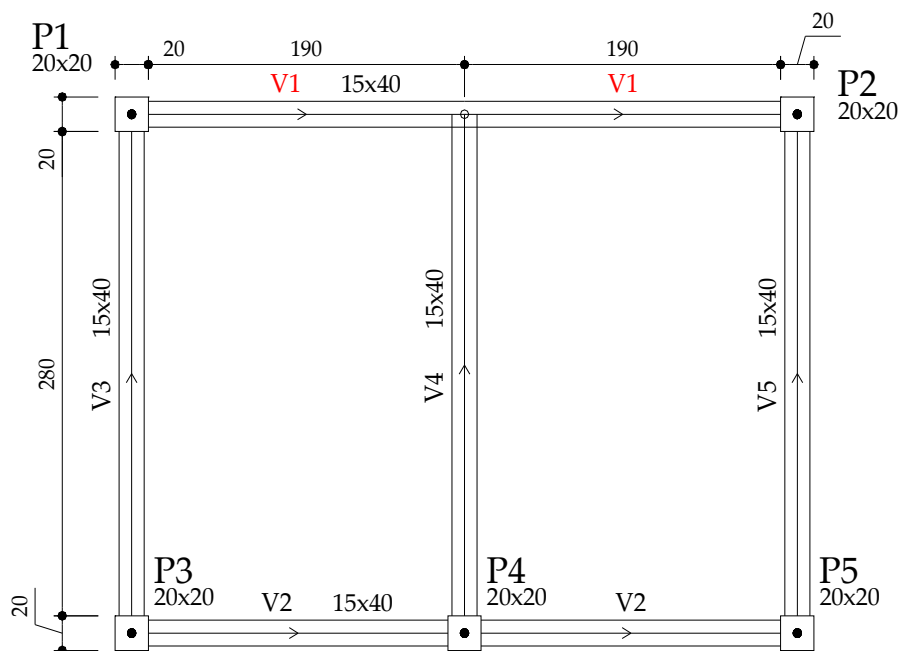
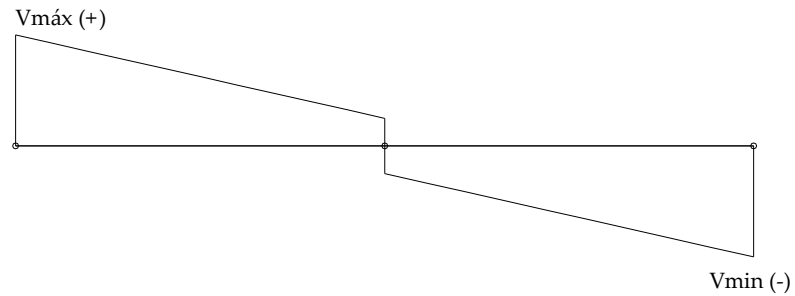


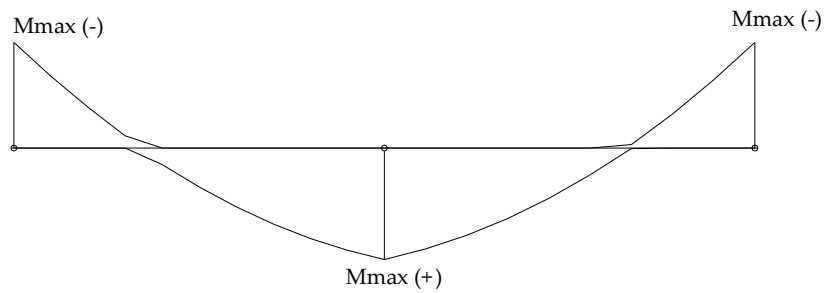
Fig. 05 Planta do pavimento de cobertura

O comportamento da viga V1 será analisado pelos diagramas de momento fletor (DMF), esforço cortante (DEC) e momento de torção (DMT), que terão as seguintes configurações:

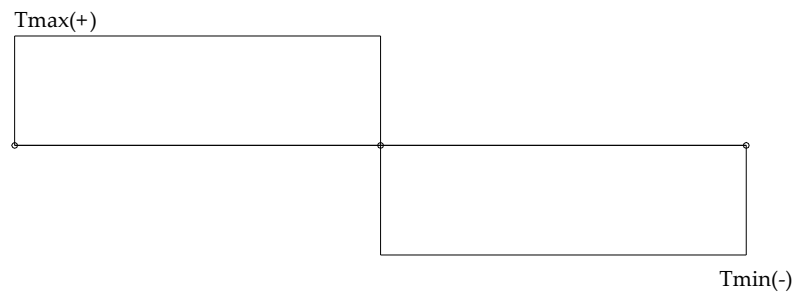
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx})



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx})



MOMENTOS DE TORÇÃO DE CÁLCULO (M_{td})



Variando-se a rigidez à torção em toda a estrutura, observaram-se os seguintes valores para os esforços solicitantes máximos e mínimos.

Tabela 01: Relação entre a variação da rigidez à torção e os esforços solicitantes máximos e mínimos no pavimento cobertura (viga V1).

Redução da Rigidez a Torção	Tmáx (+) KN.m	Tmin (-) KN.m	Mmáx (+) KN.m	Mmáx (-) KN.m	Vmáx (+) KN	Vmin(-) KN
85%	0,07	0,07	18,80	9,43	22,6	22,6
75%	0,11	0,11	18,72	9,45	22,6	22,6
65%	0,15	0,15	18,65	9,48	22,5	22,5
55%	0,19	0,19	18,58	9,50	22,5	22,5
45%	0,23	0,23	18,50	9,52	22,5	22,5
35%	0,27	0,27	18,44	9,55	22,5	22,5
25%	0,31	0,31	18,37	9,57	22,5	22,5
15%	0,34	0,34	18,30	9,59	22,4	22,4
5%	0,37	0,37	18,24	9,61	22,4	22,4
0%	0,39	0,39	18,21	9,62	22,4	22,4

Grelha de Pavimento de Térreo

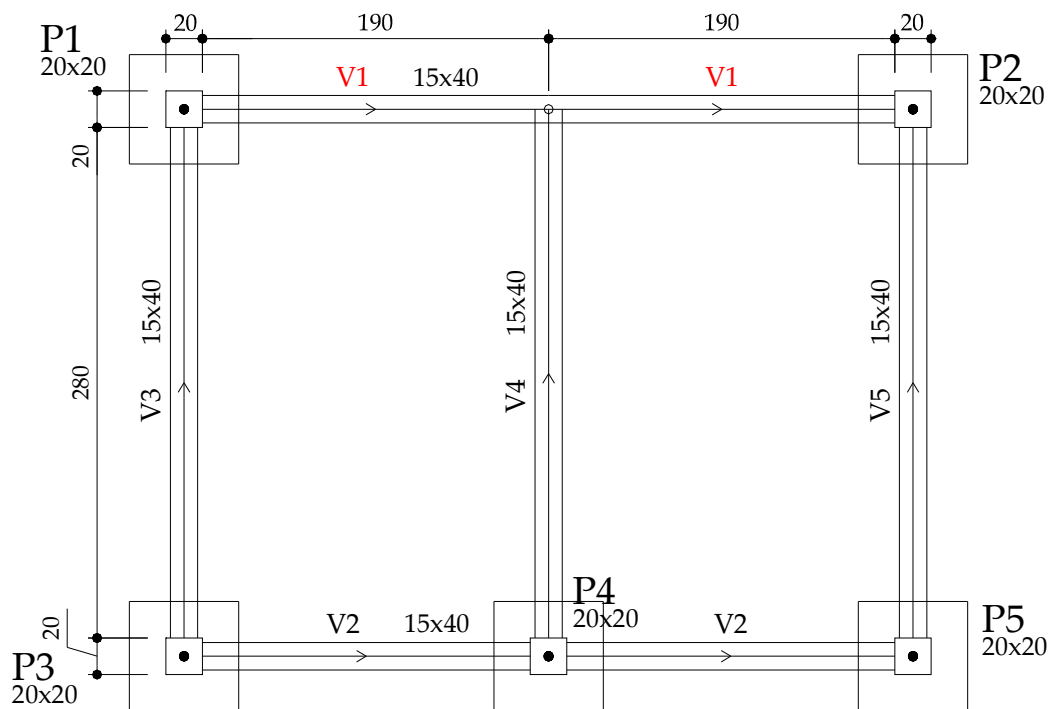


Fig. 06 Planta do pavimento térreo

Tabela 02: Relação entre a variação da rigidez à torção e os esforços solicitantes máximos e mínimos no pavimento térreo (viga V1).

Redução da Rigidez à Torção	T _{máx} (+) KN.m	T _{min} (-) KN.m	M _{máx} (+) KN.m	M _{máx} (-) KN.m	V _{máx} (+) KN	V _{min} (-) KN
85%	0,02	0,02	14,14	13,37	22,2	22,2
75%	0,03	0,03	14,13	13,37	22,2	22,2
65%	0,04	0,04	14,12	13,37	22,2	22,2
55%	0,05	0,05	14,11	13,36	22,2	22,2
45%	0,06	0,06	14,10	13,36	22,2	22,2
35%	0,08	0,08	14,09	13,36	22,2	22,2
25%	0,09	0,09	14,08	13,36	22,2	22,2
15%	0,10	0,10	14,07	13,35	22,2	22,2
5%	0,11	0,11	14,06	13,35	22,2	22,2
0%	0,11	0,11	14,06	13,35	22,2	22,2

7.1.2 Análise do Estudo de Caso I

Observam-se nos dois pavimentos que apesar do momento torsor variar bastante com a variação da rigidez a torção (2 a 39 Kgf.m com a variação da redução de rigidez a torção de 85% a 0%) não há influência significativa nos momentos fletores e nas forças cortantes. Assim, o dimensionamento das vigas V1 será o mesmo para qualquer variação de redução de rigidez a torção, como indica o item 17.5.1.2 da Norma NBR-6118/2004.

7.2 ESTUDO DE CASO II

7.2.1 Torção de Equilíbrio

Característica do Projeto

Trata-se de uma edificação térrea. A análise das vigas foi feita considerando um pórtico espacial. As cargas nas vigas estão estabelecidas na tabela a seguir, sendo a altura da parede de 2,70 m e na viga curva existe uma mureta de 1,50 m. Para esse estudo foi analisada a viga denominada V1.

Tabela 03: Cargas nas vigas da edificação térrea.

Vigas	Peso Próprio (KN/m)	Carga de Parede (KN/m)
V1	3,125	5,265
V2	2,00	5,265
V3	2,00	5,265
V4	2,00	5,265
V5	2,50	2,925

Este estudo de caso foi dividido em duas partes: na primeira chamada de caso “A” analisou-se o comportamento da viga V1 conforme a figura 07 e na segunda parte chamado de caso “B” foi analisado o comportamento da viga V1 introduzindo-se as vigas V6 e V7 conforme figura 08.

Grelha do Pavimento

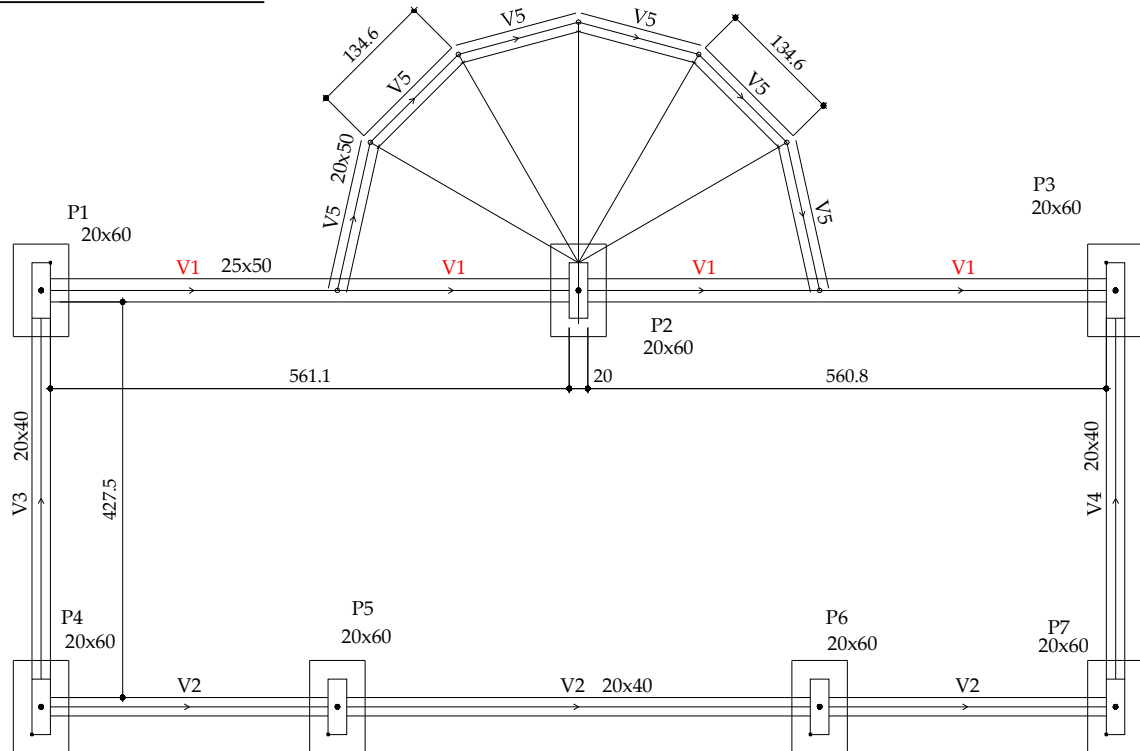


Fig. 07 Planta do pavimento sem as vigas V6 e V7

7.2.2 Caso A - sem as vigas V6 e V7

Adotou-se uma redução da rigidez a torção a 60%.

- Dimensionamento da viga V1 à torção

Armadura Longitudinal de torção:

$$T_d = 3093 \text{ Kgf.m}$$

$$A_{sl} = 5,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s'} = 2,99 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal de torção

$$h_e = 8,33 \text{ cm}$$

$$A_e = 694,44 \text{ cm}^2$$

Estribos para torção:

$$A_{90} = 5,12 \text{ cm}^2 \text{ (2 ramos)}$$

$$\varnothing 6.3 \text{ c/6; } \varnothing 8.0 \text{ c/10; } \varnothing 10 \text{ c/12}$$

- Lista dos materiais de toda estrutura

Peso total de aço: 312 Kg

Volume de Concreto (C-25): 4,10 m³

Área de Forma: 47,09 m²

- Lista dos materiais somente para viga V1

Peso total de aço: 196,7 Kg

Volume de Concreto (C-25): 1,48 m³

Área de Forma: 14,77 m²

7.2.3 Caso B - com as vigas V6 e V7

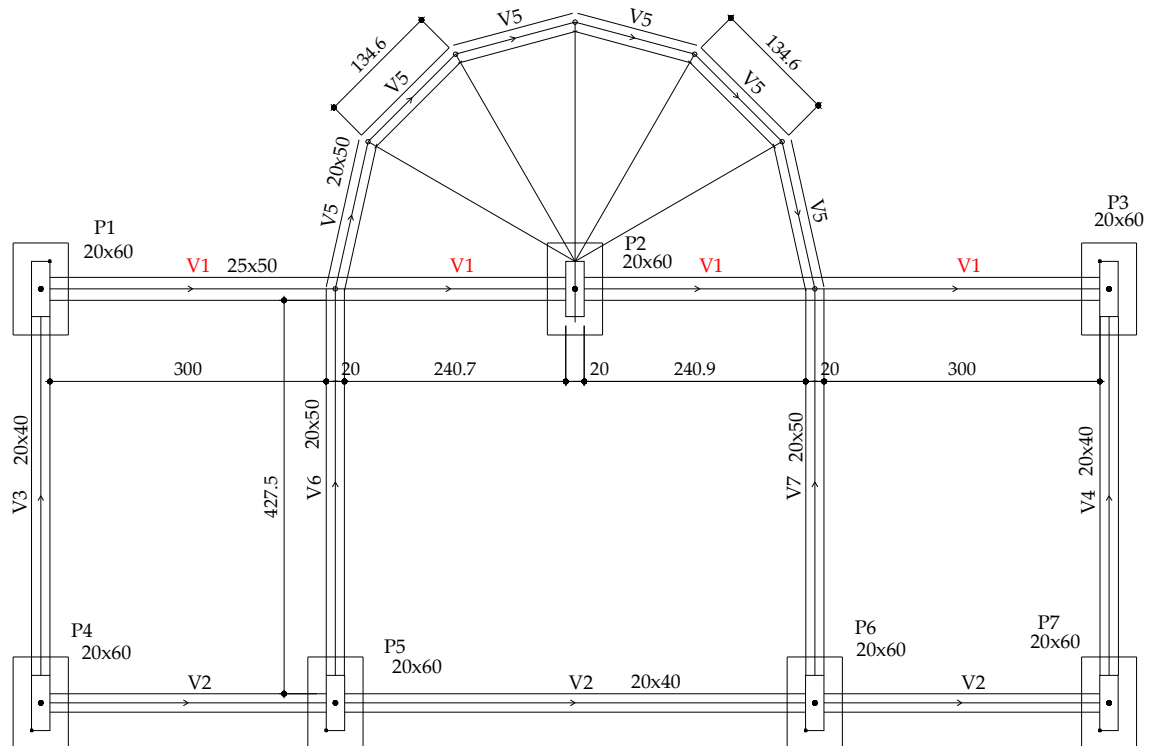


Fig. 08 Planta pavimento com as vigas V6 e V7

Adotou-se uma redução da rigidez a torção a 60%.

- Dimensionamento da viga V1 à torção

Armadura Longitudinal de torção:

$T_d = 345 \text{ Kgf.m}$

$A_{sl} = 1,71 \text{ cm}^2$

$A_s = A_{s'} = 0,33 \text{ cm}^2$

Armadura transversal de torção

$h_e = 8,33 \text{ cm}$

$A_e = 694,44 \text{ cm}^2$

Estribos para torção:

$A_{90} = 0,57 \text{ cm}^2$ (2 ramos)

Ø 5.0 c/11; Ø 6.3 c/11; Ø 8.0 c/11; Ø 10 c/11

- Lista dos materiais de toda estrutura

Peso total de aço: 278 Kg

Volume de Concreto (C-25): 5,06 m³

Área de Forma: 58,68 m²

- Lista dos materiais somente para viga V1

Peso total de aço: 127 Kg

Volume de Concreto (C-25): 1,48 m³

Área de Forma: 14,77 m²

7.2.4 Análise do estudo de Caso II:

Observa-se que no caso “A”, onde a estrutura está sem as vigas V6 e V7, o peso do aço, na estrutura com todas as vigas, é maior do que caso “B” onde existem estas vigas. Do mesmo modo para o cálculo da viga V1 isoladamente o caso “B” leva vantagem em cima do caso “A”. Observa-se também que em relação ao volume de concreto e a área de forma, em toda a estrutura, os valores são maiores no caso “B”. De todo modo se observa valores bem menores para as flechas do ponto médio da viga balcão (V5) no caso “B” em relação ao primeiro caso “A”, (conforme as tabelas a seguir), ou seja, flechas menores resultam no consumo de aço menor.

Tabelas 04 e 05: Relação entre a variação da redução de rigidez à torção e a flecha no ponto no ponto médio da viga balcão.

Caso A

Redução da Rigidez a Torção	Flecha
85%	16,
75%	10,
65%	7,5

Tabela 04

Tabela 05

8. CONCLUSÃO

O dimensionamento de vigas de concreto armado submetida à torção no estado limite último é elaborado de acordo com os itens 17.5, 17.6 e 17.7 da NBR-6118/2004. Estes procedimentos foram concebidos com a adoção de um modelo resistente constituído por uma treliça espacial, com diagonais comprimidas de concreto e elementos tracionados representado pelas armaduras longitudinais e estribos. Essa treliça é constituída a partir de um elemento de seção vazada de parede fina com espessura fictícia h_e .

Têm-se os casos de torção uniforme com a verificação da resistência das diagonais comprimidas de concreto, e a resistência à tração pelas barras longitudinais e pelos estribos.

Nos casos de elementos de seção vazada de paredes finas deve ser considerado também o efeito da flexo-torção.

Em todos os casos a norma estabelece que os efeitos da fissuração devam ser considerados, através da redução da rigidez a torção adotando-se uma redução de 85% da rigidez elástica, no caso de torção uniforme e 50% no caso de flexo-torção.

No presente estudo considerou-se a utilização do programa de cálculo estrutural Eberick V6 Gold, que contempla variação da redução desta rigidez a torção entre 0% a 95% da rigidez elástica. Esta ferramenta apresenta bons resultados na avaliação do comportamento da estrutura. Possibilita, portanto, um poder de decisão do usuário para levar em conta mais ou menos rigidez à torção de acordo com a sua sensibilidade da resposta da estrutura à fissuração.

A revisão bibliográfica mostrou que existem poucos trabalhos sobre o assunto, o que é ruim, pois o entendimento completo das estruturas somente é obtido pela compreensão do funcionamento das menores partes como é o caso da solicitação à torção.

Vale a ressalva que a resistência adequada aos esforços tangenciais depende essencialmente de um correto detalhamento das armaduras das peças estruturais.

Com os estudos de caso apresentados propiciou demonstrar a importância de utilizar as técnicas de lançamento dos elementos estruturais através de uma ótica racional, considerando o comportamento das estruturas de concreto armado através do seu estado de fissuração. A racionalização propiciada pelo bom projeto estrutural permite melhor controle do processo produtivo, reduzindo custo e aumentando a competitividade do empreendimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR-6118**. Projeto de estrutura de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2004

FUSCO, P. **Estruturas de concreto armado, solicitações tangenciais**. Editora Pini. São Paulo, 2008.

LEONHARDT, F.; MONNIG, E. **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Vol. 1. Rio de Janeiro Editora Interciência, 1977.

PINHEIRO, L.; Lima, J. **Estruturas de concreto – Torção**. Disponível em <<http://www.set.eesc.usp.br>>2007. Acesso em 19 de abril de 2008.

SÁNNCHEZ, E. **Nova normalização brasileira para o concreto armado**. Editora Interciência, 1999

TIMOSHENKO. **Resistência dos materiais**. Editora S.A. Livros Técnicos e Científicos Vol. 1, 1975.

THOMAS, E. **Trincas em edifícios: causa, prevenção e recuperação**. Editora Pini, 2003.