



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



Análise da Estrutura para Avaliação do Colapso Progressivo **Henrique Innecco Longo**

Escola Politécnica da UFRJ / Departamento de Estruturas/ longohenrique@gmail.com

Resumo

O objetivo deste trabalho é definir um procedimento de análise de uma estrutura de edificação de concreto armado para avaliação do colapso progressivo. O Método dos Caminhos Alternativos de Cargas foi utilizado para analisar as consequências na estrutura de um dano em um dos pilares. A relação demanda-capacidade foi usada para avaliar se as vigas e os pilares podem sofrer alguma ruptura irreparável. Uma armadura de proteção contra o colapso progressivo foi prevista na parte superior e inferior dos apoios das vigas para que a viga resistisse à inversão dos esforços quando acontecer algum dano em um pilar. Foi constatado que esta armadura de proteção pode proteger a estrutura contra os efeitos do colapso progressivo.

Palavras-chave

colapso progressivo; armadura de proteção; estrutura; concreto armado.

1. Introdução

De acordo com o ASCE (2005), o colapso progressivo é a propagação de um dano local a partir de um dano inicial de um elemento estrutural a outro, resultando eventualmente no colapso de toda ou, desproporcionalmente, de parte da estrutura. Este tipo de colapso é conhecido desde a década de 60, mas tem sido pouco estudado no Brasil. Em 1968, o Edifício Roman Point em Londres com 22 andares sofreu um colapso progressivo após uma explosão de gás de cozinha no 18º andar. Em 2012 no Rio de Janeiro, aconteceu um colapso progressivo no Edifício Liberdade, após a remoção de um pilar no 9º andar da estrutura durante uma reforma. Em 2014, uma explosão de gás derrubou dois prédios em Nova York.

O colapso progressivo pode acontecer por falhas de execução, erros de projeto, sobrecargas imprevistas, explosão de gás, reformas indevidas, colisão de veículos etc. Embora o risco não seja grande, é importante projetar estruturas para prevenir este tipo de ruptura. Algumas normas de agências de defesa norte-americanas, como a GSA (2003) e a DOD (2009), foram feitas para assegurar que a estrutura resista a perda de um ou mais elemento estrutural sem a propagação do dano. Para isso, a estrutura deve ter robustez, continuidade, redundância e ductilidade. Conforme mostrado por LARANJEIRAS (2013), há dois métodos de dimensionamento para se evitar o colapso progressivo: o método indireto e o direto. BAÍA (2014) analisou várias vigas de uma edificação pelo critério do GSA(2003) e constatou que a estrutura poderia sofrer alto risco de colapso progressivo se as armaduras das vigas forem projetadas de acordo com a norma NBR-6118 (2007).



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



2. Método dos Caminhos Alternativos de Cargas (MCA)

Neste método direto, a estrutura é dimensionada para suportar a perda de um elemento estrutural através de caminhos alternativos de transferência de esforços. A vantagem deste método é que pode-se fazer uma análise estática linear e não uma análise dinâmica não linear. Para se usar este método é preciso que o sistema estrutural seja redundante para dar mais robustez à estrutura e facilitar a redistribuição de cargas. O detalhamento das armaduras deve garantir a continuidade e ductilidade da estrutura, além de ter capacidade de resistir à inversão dos esforços quando houver perda de um pilar. Além disso, a estrutura deve ter capacidade para resistir ao aumento do esforço cortante. Neste método, a combinação de ações pode ser feita de acordo com o GSA(2003), que recomenda os seguintes coeficientes para se levar em conta o efeito dinâmico e não linear do colapso progressivo:

$$COMB(GSA) = 2,0 \text{ (cargas permanentes)} + 0,5 \text{ (sobrecarga)} \quad (1)$$

3. Critério de Aceitação

Para avaliar os resultados da análise da estrutura, pode-se utilizar a Relação Demanda-Capacidade RDC , baseada na metodologia proposta pelo GSA(2003), definida como:

$$DCR = Q_{UD} / Q_{CE} \quad (2)$$

Q_{UD} esforço (demanda) no elemento estrutural (momento fletor, força axial e cortante)
 Q_{CE} capacidade máxima resistente esperada em serviço do elemento

Os limites desta relação são os seguintes, de acordo com o GSA(2003):

$$DCR \leq 2,0 \quad \text{para configuração estrutural típica} \quad (3)$$

$$DCR \leq 1,5 \quad \text{para configuração estrutural atípica} \quad (4)$$

Se a relação DCR para flexão de um elemento estiver no intervalo $1,0 \leq DCR \leq 2,0$, o esforço é redistribuído para os demais elementos que possuem uma capacidade de resistência, conforme BALDRIDGE (2003). No entanto, os elementos estruturais que apresentarem um valor de DCR maior do que o valor limite, eles são considerados com grande probabilidade de sofrerem sérios danos e até mesmo levar a estrutura ao colapso. Assim, pelo Método dos Caminhos Alternativos de Cargas podem ser feitas as seguintes etapas para a análise elástica linear:

Etapa 1 – Remover um pilar e analisar a estrutura para a combinação $COMB(GSA)$, conforme equação 1. De um modo geral, é mais desfavorável considerar um dano em uma seção transversal de um pilar no térreo.

Etapa 2 – Verificar os elementos estruturais que estão com o valor de DCR acima do limite do critério de aceitação, de acordo com as equações 3 e 4. Se o valor de DCR for maior do que o valor limite, o elemento estrutural é considerado rompido e deve ser redimensionado.



4. Armaduras para Proteção contra o Colapso Progressivo

Quando acontece um dano em um dos pilares, a seção transversal mais crítica na viga é nos apoios da viga. A figura 1 mostra o diagrama de momentos antes e depois do dano no pilar interno. Na seção S1, após um dano no pilar interno, houve um aumento do momento negativo. Na seção S2, houve uma inversão do sinal do momento, sendo que a parte tracionada que era em cima, ficou na parte de baixo.

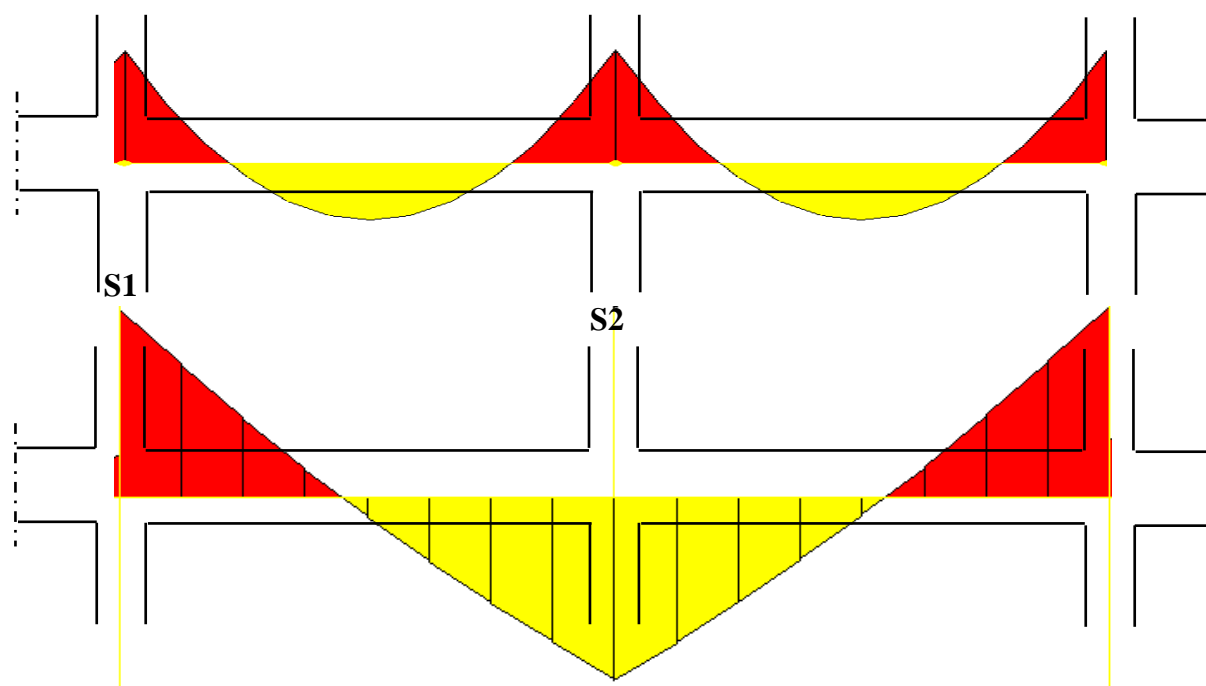


Figura 1 – Diagrama de Momentos Fletores na Viga antes e depois do Dano

Assim sendo, é preciso ter sempre armaduras contínuas e bem ancoradas tanto na parte superior como na parte inferior da viga nas seções transversais dos apoios para garantir a ductilidade local e a proteção contra o colapso progressivo. Conforme mostrado na figura 2, esta armadura complementa as armaduras da viga.

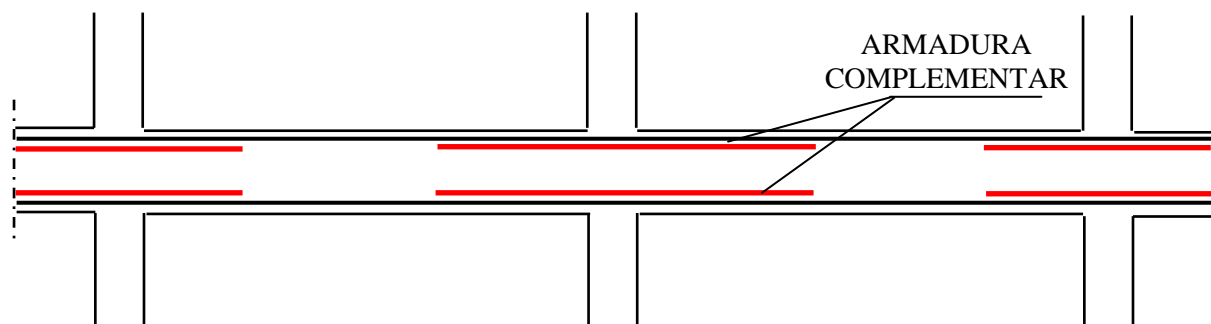


Figura 2 – Armadura Complementar de Proteção contra o Colapso Progressivo



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21,22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



Esta armadura de proteção pode ser inicialmente estimada, por exemplo, para um braço de alavanca igual a $z = 0,9d$ entre as resultantes dos esforços de compressão no concreto e de tração nas armaduras, sendo d a altura útil da viga. Considerando o diagrama retangular de tensões de compressão no concreto, a posição da linha neutra será então $x = 0,25d$. Assim, o momento fletor de cálculo M_d para uma viga com seção retangular ($b \times h$) será:

$$M_d = 0,153.bd^2 f_{cd} \quad (5)$$

A área da armadura A_s estimada, que deve ser colocada em baixo e em cima dos apoios, fica:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} \quad (6)$$

5. Capacidade Máxima das Vigas e dos Pilares

Para o cálculo da capacidade máxima em serviço das vigas, é preciso determinar o momento fletor resistente último que a seção transversal pode resistir com as armaduras dimensionadas. Considerando o diagrama de tensões retangular no concreto e as resistências dos materiais em serviço, conforme recomendado pelo GSA(2003), a posição x da linha neutra pode ser obtida:

$$x = \frac{A_s f_{yk}}{0,68.b.f_{ck}} \quad (7)$$

Desta maneira, o momento fletor resistente último M_u da seção transversal vale:

$$M_u = A_s \cdot f_{yk} (d - 0,4x) \quad (8)$$

Se os pilares tiverem um índice de rigidez pequeno e submetidos a um esforço quase centrado, o esforço normal máximo resistente N_u pode ser estimado:

$$1,4\gamma \cdot N_u = 0,85 f_{cd} \cdot A_C + A_s \sigma_s \quad (9)$$

A_C área da seção transversal do pilar

A_s área total das armaduras do pilar

$\gamma = 1 + 6/h$ coeficiente dado pela norma NB1(1978) (h -lado menor da seção transversal)

σ_s tensão no aço para uma deformação específica de 2mm/m

6. Estrutura Analisada

A estrutura analisada neste trabalho foi uma edificação com 12 pavimentos, 36m de altura e pé direito de 3m. O concreto utilizado foi o C40 e o aço CA-50. As vigas foram projetadas com 15cm x 60cm, os pilares com 30cm x 50cm e as lajes com espessura de 12cm. Também foram colocados pilares parede com 12cm x 300cm, conforme planta de fôrmas na figura 3. Nos pavimentos da estrutura atuam, além do peso próprio, uma sobrecarga de 2,0 kN/m², um revestimento de 0,5 kN/m² e um carregamento das paredes sobre as lajes igual a 1,0 kN/m².



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

Realização:



COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Foram feitas várias análises da estrutura, aumentando a rigidez de algumas vigas para atenuar os efeitos do colapso progressivo, como por exemplo, vigas de transmissão de cargas no contorno do último pavimento ou vigas de transição no contorno do primeiro pavimento. No entanto, foi constatado que quando se aumenta a rigidez destas vigas, o momento fletor aumenta muito. Por este motivo, todas as vigas foram projetadas com as mesmas dimensões.

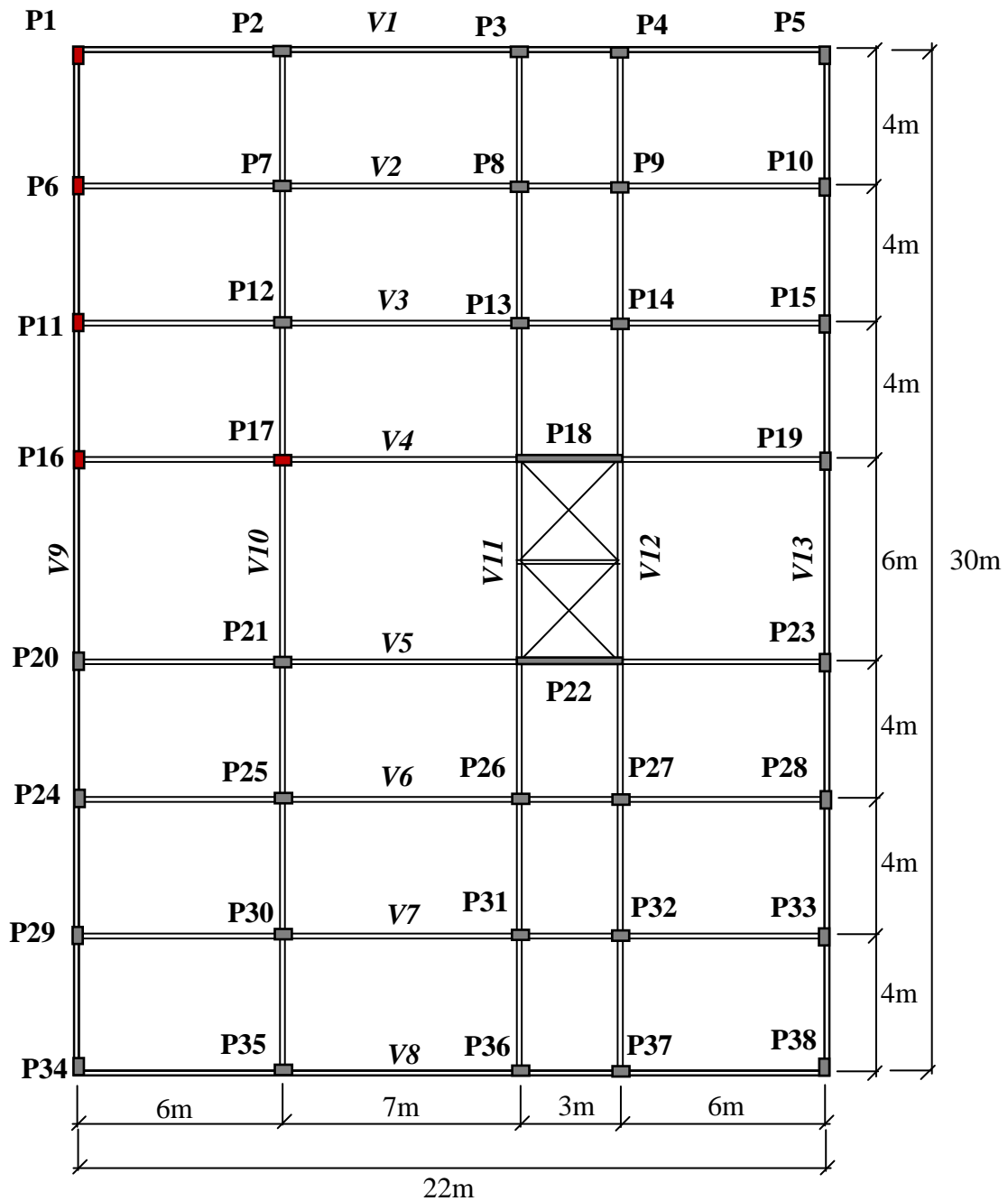


Figura 3 – Planta de Fôrmas do Pavimento da Estrutura Analisada



A estrutura foi analisada pelo programa SAP 2000 (2009) e foi modelada com um modelo tridimensional, sendo que as lajes foram modeladas com elementos finitos de casca 50cm x 50cm, as vigas e os pilares com elementos lineares e os pilares parede com elementos finitos de casca. Esta modelagem está mostrada na figura 4.

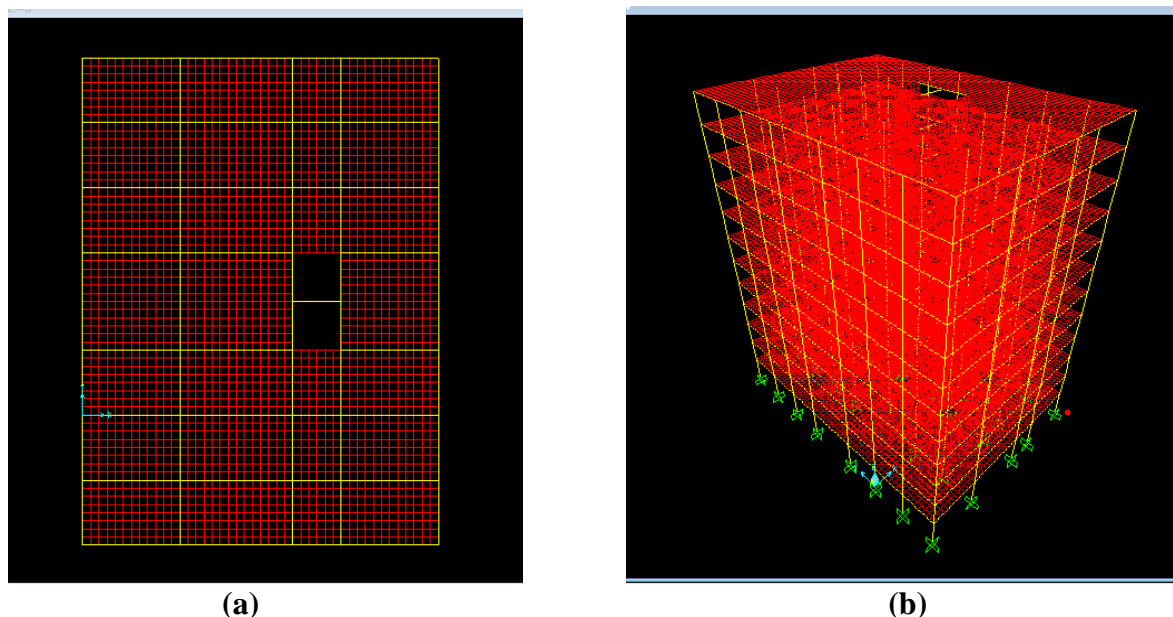


Figura 4 – Modelagem do pavimento (a) e da estrutura tridimensional (b)

6.1 Casos Estudados

Inicialmente, a estrutura foi analisada sem qualquer dano. Depois, foram estudados vários casos com danos no andar térreo nos pilares da fachada maior (P1, P6, P11 e P16) e um pilar interno (P17), pilares mostrados na figura 3. Os diagramas de momentos fletores para a combinação *COMB(GSA)* estão mostrados nas figuras 5 a 7. Foi constatado que os maiores momentos aconteceram nas vigas dos primeiros andares. O momento máximo positivo nestas vigas ocorreu na seção transversal onde foi retirado o pilar e o momento máximo negativo na seção sobre um dos pilares vizinhos. Os esforços normais máximos nos pilares aconteceram sempre nos pilares próximos ao que foi retirado. Na tabela 1 estão apresentados os momentos máximos positivos e negativos nas vigas do primeiro andar e também os esforços máximos nos pilares para vários casos para esta combinação *COMB(GSA)*.

Tabela 1 – Momentos Máximos nas Vigas (kNm) e Esforços Máximos nos Pilares (kN)

Casos	Mmax(+)	Mmax(-)	Nmax
Viga V9 sem o P1	+203	-249	2.918 (P6)
Viga V9 sem o P6	+246	-259	2.946 (P11)
Viga V9 sem o P11	+266	-277	3.413 (P16)
Viga V9 sem o P16	+329	-367	3.428 (P11)
Viga V10 sem o P17	+462	-524	6.270 (P21)
Viga V4 sem o P17	+200	-319	3.260 (P16)

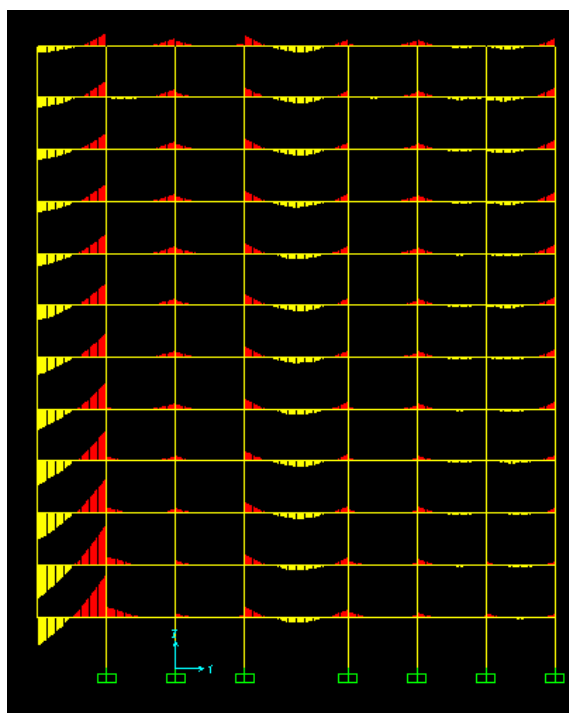


VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

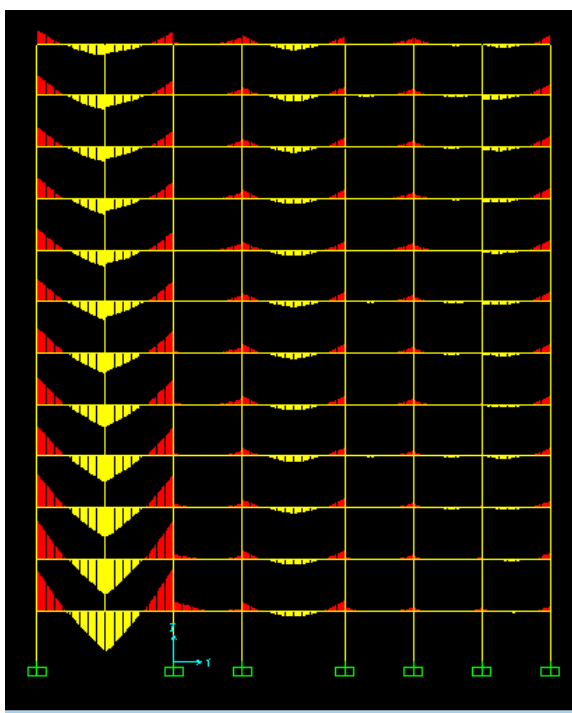
21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:

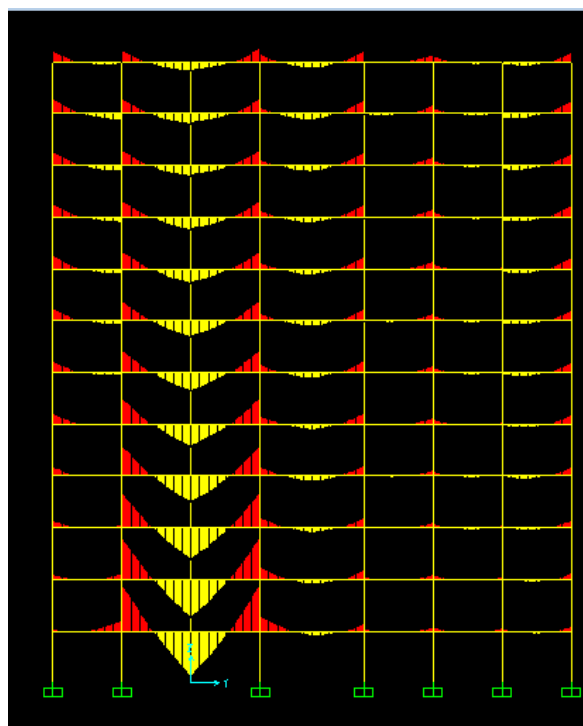


(a)

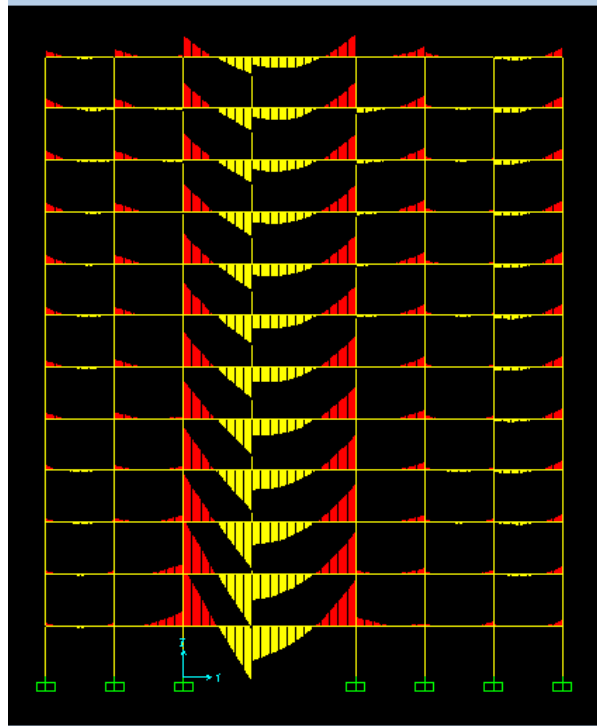


(b)

Figura 5 – Diagrama de Momentos na fachada maior sem o P1 (a) e sem o P6 (b)



(a)



(b)

Figura 6 – Diagrama de Momentos na fachada maior sem o P11 (a) e sem o P16 (b)

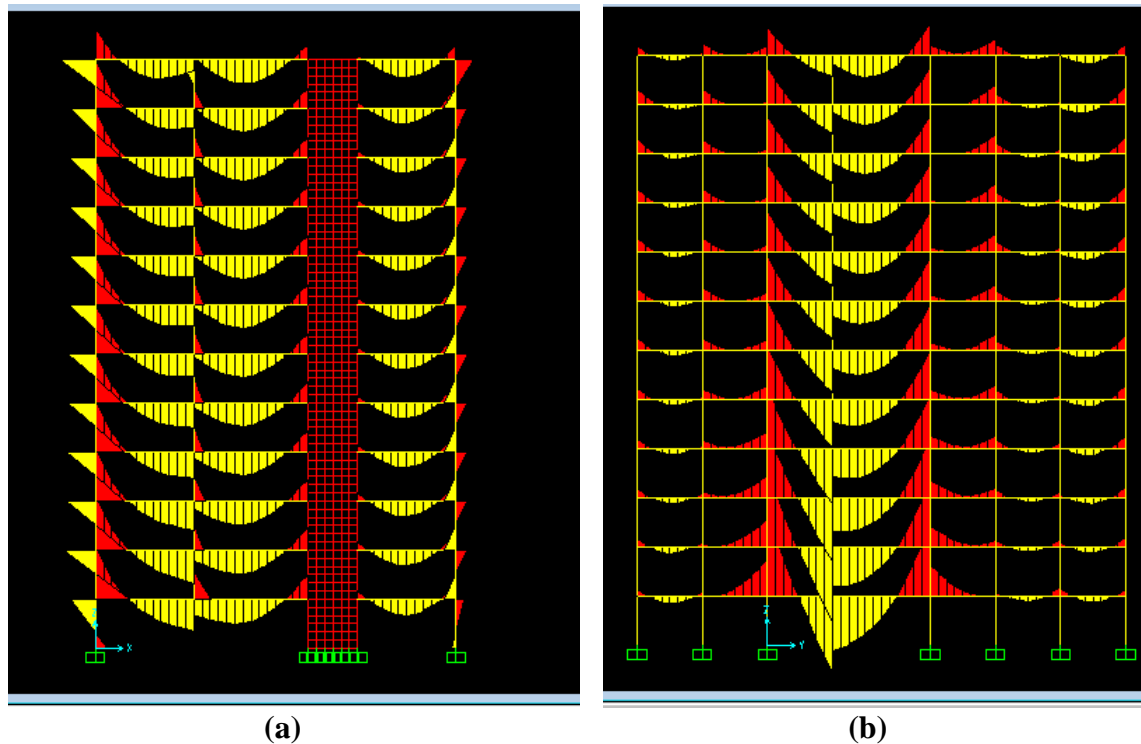


Figura 7– Diagrama de Momentos sem P17 na direção da V4 (a) e na direção da V10(b)

6.2 Armadura de Proteção contra o Colapso Progressivo nas Vigas

Nesta estrutura, foi prevista uma armadura de proteção contra o colapso progressivo em todos os apoios das vigas (15cmx60cm), em cima e em baixo, conforme figura 2. O momento de cálculo foi determinado pela equação 5:

$$M_d = 0,153 \cdot 0,15 \cdot 0,55^2 \cdot 40.000 / 1,4 = 198 \text{ kNm} \quad (10)$$

A área A_s total desta armadura fica então, conforme equação 6:

$$A_s = \frac{198}{0,9 \cdot 0,55 \cdot 50 / 1,15} = 9,2 \text{ cm}^2 \quad (11)$$

6.3 Momento Fletor Último Resistente nas Vigas (15cm x 60cm)

Considerando a área $A_s = 9,2 \text{ cm}^2$ da armadura de proteção contra o colapso progressivo, a linha neutra x pela equação 7 será:

$$x = \frac{9,2 \cdot 50}{0,68 \cdot 0,15 \cdot 40000} = 0,11 \text{ m} \quad (12)$$

O momento fletor resistente último M_u da viga, conforme equação 8 :

$$M_u = 9,2 \cdot 50 \cdot (0,55 - 0,4 \cdot 0,11) = 233 \text{ kNm} \quad (13)$$



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



6.4 Relação RDC para o Momento Fletor nas Vigas

A tabela 2 mostra as relações RDC para os momentos fletores máximos nas vigas. De acordo com estes valores, pode-se constatar que apenas a viga V10 sem o pilar P17 apresentou um valor de RDC maior do que 2,0 para o momento fletor máximo negativo.

Tabela 2 – Relação RDC para os Momentos Máximos nas Vigas

Casos	RDC para Mmax(+)	RDC para Mmax(-)
Viga V9 sem o P1	+203/233= 0,87	-249/ 233=1,07
Viga V9 sem o P6	+246/233=1,06	-259/233=1,11
Viga V9 sem o P11	+266/233= 1,14	-277/233=1,19
Viga V9 sem o P16	+329/233= 1,41	-367/233=1,57
Viga V10 sem o P17	+462/233= 1,98	-524/233= 2,25
Viga V4 sem o P17	+200/233=0,86	-319/233=1,37

Se na viga V10 a armadura contra o colapso progressivo fosse aumentada para $A_s = 12 \text{ cm}^2$, o momento fletor último seria igual a $M_u = 294 \text{ kNm}$ e a Relação Demanda-Capacidade seria igual a $RDC = 524/294 = 1,78 < 2,0$.

É importante observar que se não houvesse a armadura de proteção os valores de RDC seriam maiores do que o limite, o que poderia provocar um dano irreparável e provocar um colapso progressivo na estrutura.

6.5 Esforço Normal Último Resistente para os Pilares (30cm x 50cm)

Considerando que a percentagem de armadura nos pilares é de 2%, a área das armaduras será igual a:

$$A_s = 0,02 \cdot 30 \cdot 50 = 30 \text{ cm}^2 \quad (14)$$

Como o índice de esbeltez dos pilares foi menor do que o mínimo e os momentos nestes pilares foram relativamente pequenos, o esforço normal resistente último N_u foi estimado pela equação 9, considerando $\gamma = 1,4$:

$$1,4 \cdot 1,2 \cdot N_u = 0,85 \cdot (40.000 / 1,4) \cdot 0,3 \cdot 0,5 + 30 \cdot 10^{-4} \cdot 420.000 \quad (15)$$

$$N_u = 2.920 \text{ kN} \quad (16)$$

6.6 Relação RDC para o Esforço Normal Resistente Último nos Pilares

A tabela 3 mostra as relações RDC para os esforços normais máximos nos pilares mais críticos para a combinação COMB(GSA). De acordo com estes valores, pode-se observar que o pilar P21 tem um RDC >2,0 quando a viga V10 está sem o pilar P17.



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

Realização:



COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Tabela 3 – Relação *RDC* para os Esforços Normais Máximos nos Pilares

Casos	Pilar	<i>RDC</i>
Viga V9 sem o P1	P6	2.918/2.920= 0,99
Viga V9 sem o P6	P11	2.946/2.920= 1,01
Viga V9 sem o P11	P16	3.413/2.920=1,16
Viga V9 sem o P16	P11	3.428/2.920= 1,17
Viga V10 sem o P17	P21	6.270/2.920= 2,14
Viga V4 sem o P17	P16	3.260/2.920=1,12

Se a percentagem de armadura do pilar P21 fosse igual a 3%, o esforço normal último resistente seria $N_u = 3.293kN$ e a relação $RDC = 6.270/3.293 = 1,90 < 2,0$, evitando assim um possível colapso progressivo.

7. Conclusões

Foi feita uma análise de uma estrutura de uma edificação com 12 pavimentos para avaliar os efeitos do colapso progressivo. Esta estrutura foi modelada por um modelo tridimensional e foram estudados vários casos com a retirada de pilares no térreo para simular um dano. Nesta análise, foi utilizado o Método dos Caminhos Alternativos de Cargas e o critério da Relação Demanda-Capacidade (*RDC*). Foi constatado que é possível atenuar os efeitos do colapso progressivo se armaduras de proteção forem colocadas em baixo e em cima dos apoios das vigas. Quando houve um dano em um pilar interno, o valor da relação *RDC* para o momento na viga foi maior do que o limite e foi preciso aumentar a armadura de proteção. Nos pilares, foi prevista uma percentagem de armadura que pode evitar uma ruptura brusca.

Embora o risco de ruína de uma estrutura pelo colapso progressivo seja relativamente baixo e o custo da obra aumenta com estas armaduras de proteção, é importante que a estrutura seja projetada para preservar vidas. Por este motivo, a norma brasileira deveria introduzir recomendações de projeto para evitar este tipo de ruptura.

8. Referências

- ASCE Standard ASCE/SEI – 7-05 – Minimum Design Loads for Buildings and other Structures, American Society of Civil Engineers, 2005.
- BAÍA, R.O. D. – Análise de uma Edificação considerando o Colapso Progressivo, Projeto Final de Curso, Depto. Estruturas, Escola Politécnica, UFRJ, 2014.
- BALDRIDGE, S.M.; HUMAY, F.K. – Preventing Progressive Collapse in Concrete Buildings, Concrete International, nov.2003.
- DOD (Department of Defense), UFC 4-023-03–Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, July 2009.
- GSA (General Services Administration) –Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects, June 2003.
- LARANJEIRAS, A.C.R. – Colapso Progressivo dos Edifícios, ABECE, nº 96, ano 17, mar/abr 2013.
- NBR-6118- Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos, ABNT, 2007
- NB1-1978- Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, ABNT, 1978
- SAP 2000 – Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structure, 14.1.0, Computers and Structures, Inc., 2009.