



## ANÁLISE LINEAR ESTÁTICA E DINÂMICA NA AVALIAÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

### Linear Static and Dynamic analysis for assessment of progressive collapse of reinforced concrete structures

Alves, Juliana Cunha (1) (P); Matias, Bergson da Silva (2); Parente Junior, Evandro (3)

(1) Mestranda, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza - CE, Brasil.

(2) Mestre, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza - CE, Brasil.

(3) Professor, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza - CE, Brasil.

Email para Correspondência: julianacunhalves@gmail.com; (P) Apresentadora

**Resumo:** O colapso progressivo de uma estrutura ocorre a partir da propagação de um dano localizado para uma parte maior da estrutura. Este trabalho estuda a utilização da análise linear estática e linear dinâmica na verificação da resistência de estruturas de concreto armado ao colapso progressivo utilizando a Razão Demanda-Capacidade (*Demand-Capacity Ratio - DCR*) e o método do Caminho Alternativo de Carga (*Alternate Load Path*). A metodologia proposta foi aplicada em uma estrutura de concreto armado dimensionada pela NBR 6118:2014 com o objetivo de avaliar o comportamento estático e dinâmico da estrutura submetida ao colapso progressivo. Os resultados obtidos mostraram que a estrutura dimensionada pela NBR 6118:2014 não é capaz de resistir à perda de um elemento estrutural, sendo suscetível ao colapso progressivo e devendo ser redimensionada.

*Palavras chaves:* Colapso progressivo; Caminho Alternativo de Carga; Análise estrutural.

**Abstract:** The progressive collapse of a structure occurs due to the propagation of a local damage to a larger part of the structure. This work studies the use of linear static and dynamic analysis in the verification of the resistance of reinforced concrete structures to the progressive collapse based on the Demand-Capacity Ratio (DCR) and the Alternate Load Path methodologies. The proposed methodology was applied in a regular reinforced concrete structure, designed by NBR 6118:2014, aiming the assessment of the static and dynamic behavior of the structure. The results showed that the structure designed by NBR 6118:2014 was not able to resist a removal column and should be resized.

**Keywords:** *Progressive Collapse; Alternate Load Path; Structural analysis.*

## 1 INTRODUÇÃO

De acordo com o *General Services Administration* – GSA (2013), o colapso progressivo é definido como a extensão de um dano localizado de forma desproporcional a magnitude do evento inicial. O colapso progressivo é caracterizado pela propagação de um dano localizado para uma parte maior da estrutura.

O fenômeno pode ser iniciado a partir da perda de um ou mais elementos estruturais, em que a estrutura apresenta uma redistribuição de cargas para os demais elementos resistentes, podendo haver ou não a falha desses elementos quando submetidos a este carregamento excepcional. Uma vez que ocorre a falha destes elementos sobrecarregados, ocorre uma nova redistribuição de cargas.

Apesar da baixa taxa de ocorrência de falha por colapso progressivo, suas consequências podem ser catastróficas. Ademais, com o crescimento de atentados terroristas ao redor do mundo, há uma necessidade de prevenção do colapso de estruturas. Desta forma, busca-se por métodos de análise que representem satisfatoriamente o fenômeno e que possam auxiliar na sua prevenção.

A preocupação com o colapso progressivo tornou-se maior com o colapso parcial do edifício *Ronan Point*, em 1968, na Inglaterra, em que quatro pessoas vieram a óbito e outras 17 ficaram feridas. Segundo o *National Institute of Standards and Technology* – NIST (2007), uma explosão de gás no 18º andar levou ao colapso parcial da estrutura.



Figura 1 – Edifício Ronan Point após o colapso

Fonte: NIST (2007)

Além do colapso do edifício *Ronan Point*, outros acidentes foram registrados e são conhecidos pela quantidade de vítimas geradas. No Brasil, o edifício Liberdade, de 21 andares, entrou em colapso após a perda de um de seus pilares no 9º andar, durante uma reforma no ano de 2012. Além da ruína do edifício, o colapso se propagou para duas



construções vizinhas, atingindo o edifício Colombo, de 10 andares, e um sobrado. O acidente resultou no óbito de 22 pessoas (OLIVEIRA, 2015).

## 2 PREVENÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO

As causas de uma ruína por colapso progressivo podem ser avaliadas de várias formas. As medidas preventivas dependerão do tipo de edificação e do seu nível de exposição a eventos excepcionais, como atentados terroristas por exemplo.

O NIST (2007) classifica em três estágios a probabilidade de ocorrência do colapso progressivo em uma estrutura. O primeiro deles é a probabilidade de ocorrência de um evento excepcional como uma explosão, um acidente ou um erro de projeto. O segundo, uma vez que houve a ocorrência de um evento excepcional, é a probabilidade da falha de um elemento estrutural afetado por este evento. Por último, a probabilidade de falha generalizada da estrutura, caso esta não seja capaz de redistribuir os esforços, levando ao seu colapso parcial ou total.

Pode-se trabalhar na prevenção do fenômeno em cada um dos três estágios citados anteriormente. No primeiro, havendo uma intensificação da segurança no entorno da estrutura, com o objetivo de reduzir a probabilidade de ocorrência de eventos que possam causar falha estrutural. Esta medida, no entanto, pode apresentar altos custos sem que haja a garantia de que a probabilidade de ocorrência seja pequena o suficiente. Uma outra abordagem seria a garantia de que a estrutura apresente a capacidade de resistir a perda de um ou mais elementos estruturais, mantendo sua integridade e segurança para os usuários. Esta última abordagem é utilizada por órgãos reguladores que tratam da prevenção do colapso progressivo.

Com o objetivo de garantir a redistribuição de cargas após a perda de um elemento estrutural, as estruturas devem ser dimensionadas apresentando resistência, redundância e ductilidade (LARANJEIRAS, 2010). Alguns órgãos reguladores utilizam destes aspectos para regulamentar o dimensionamento de estruturas considerando a resistência ao colapso progressivo.

O Departamento de Defesa, responsável por edifícios militares dos EUA, publicou em 2005 um guia intitulado *Unified Facilities Criteria (UFC): Design of Structures to Resist Progressive Collapse*, que fornece requisitos necessários para reduzir o potencial de colapso progressivo para edificações já existentes e novas edificações. No ano de 2009 foi publicada sua versão mais atual.

No Brasil, a NBR 6118:2014 apresenta uma seção em que há a recomendação de uma armadura de colapso progressivo na região acima dos pilares em lajes lisas. Há, também, recomendações para a integridade das estruturas assim como a ductilidade de alguns elementos, porém, sem maiores especificações para o fenômeno do colapso progressivo. De forma semelhante, o Eurocode 2 (CEN, 2004), propõe um sistema de “amarração” da estrutura de forma a prevenir a ocorrência do colapso progressivo, aumentando a ductilidade da estrutura.



Oliveira *et al.* (2014) apresentam um estudo de pórticos dimensionados com os requisitos mínimos de acordo com a NBR 6118:2014 e o com o Eurocode. Os autores estudam, a partir da utilização de uma análise não linear dinâmica, a susceptibilidade da estrutura ao colapso progressivo. Apesar de nenhuma das estruturas desenvolverem o fenômeno, o pórtico dimensionado de acordo com o Eurocode apresentou menores deslocamentos e maiores ductilidade e robustez.

## 2.1 Método do Caminho Alternativo de Carga

O Método do Caminho Alternativo de Carga (MCAC) consiste no dimensionamento da estrutura de forma que, após a falha de um elemento estrutural, os esforços possam ser redistribuídos. Ou seja, a estrutura deve apresentar caminhos alternativos que possibilitem a configuração de esforços e que garantam a sua estabilidade.

No MCAC, a falha de um elemento estrutural é simulada através da remoção de um elemento estrutural, como um pilar por exemplo. Esta remoção é feita sem a consideração do evento que causaria esta falha, ou seja, trata-se de uma abordagem independente do evento. Esta abordagem é utilizada pelas normas da *American Society of Civil Engineers - ASCE* (2010), do *GSA* (2013) e do *DoD* (2009). Mohamed (2006) afirma que a retirada de apenas um elemento estrutural pelo MCAC não é adequada. Segundo o autor, uma abordagem mais realista deveria considerar a retirada de mais de um elemento estrutural.

Na utilização do MCAC, análise estática linear e não-linear, assim como análise dinâmica linear e não-linear, podem ser utilizadas. As devidas condições de contorno e carregamento para cada tipo de análise devem ser utilizadas de forma a representar bem o fenômeno. Deve-se ressaltar que a confiabilidade dos resultados é função do tipo de análise adotada. Modelos estáticos, mesmo com a utilização de fatores de amplificação dinâmica, trazem resultados menos realistas por desconsiderarem a ação dinâmica que a estrutura sofre durante a perda de um elemento estrutural.

## 3 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estática é o caminho mais simples e computacionalmente mais econômico para o projeto de edifícios. No caso do colapso progressivo, se tratando de um fenômeno de comportamento dinâmico, a desconsideração de efeitos inerciais pode levar a respostas distantes da realidade. Isto se dá, pois, a perda de um ou mais elementos estruturais é quase sempre instantânea, ocorrendo em um pequeno intervalo de tempo. Na prática, utiliza-se a análise estática, a consideração dos efeitos dinâmicos pode ser feita a partir da utilização de Fatores de Amplificação Dinâmica (FAD).

Outro importante aspecto em uma análise estrutural é a consideração dos efeitos não lineares. A perda repentina de um elemento estrutural gera grandes deslocamentos que variam em função do tempo e, conseqüentemente, mudanças dos estados tensão na estrutura durante a análise. O comportamento do material é dependente do histórico de deformações/tensões. Portanto, a consideração da não linearidade física é necessária. A



NBR 6118:2014 considera estes efeitos de forma simplificada, reduzindo a rigidez das vigas e das colunas e adotando modelos constitutivos elásticos.

Neste trabalho, são comparadas uma análise linear estática e uma análise linear dinâmica para a avaliação do colapso progressivo de uma estrutura de concreto armado utilizando o guia GSA nas versões de 2003 e 2013. O guia do ano de 2003 apresenta quatro possibilidades de análise: linear estática e dinâmica e não linear estática e dinâmica. Contudo, o guia do ano de 2013 não contempla mais a possibilidade de utilização de uma análise linear dinâmica.

### 3.1 General Services Administration – GSA 2003 e 2013

O guia *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects* (GSA:2013) é utilizado para a avaliação e o dimensionamento de edifícios federais dos EUA considerando a resistência ao colapso progressivo. É aplicável tanto para novas estruturas quanto para estruturas já existentes. O guia GSA:2013 substitui a versão GSA:2003, cujas mudanças serão apresentadas posteriormente.

A aplicabilidade do guia do GSA:2013 é dada em função do número de pavimentos da estrutura e do seu *Facility Security Level* (FSL), o qual classifica o nível de segurança da estrutura em relação a sua ocupação. Diferentemente, o GSA:2003 classifica a estrutura em atípica quando há a presença de irregularidades geométricas ou de rigidez da estrutura. Essas classificações direcionam para o tipo de análise a ser utilizada.

#### 3.1.1 Procedimento Linear Estático

O Procedimento Linear Estático (PLE) apresenta limitações para a sua utilização. Primeiramente, este procedimento é recomendado apenas para estruturas de até 10 pavimentos. Ademais, para estruturas que apresentam irregularidades, é necessário verificar a Razão Demanda-Capacidade (*Demand Capacity Ratio*) ou DCR, devendo ser menor que 2,0. Uma vez que estes critérios são satisfeitos, o PLE pode ser utilizado. Caso contrário, deve-se utilizar o Procedimento Não Linear Estático (PNE).

As ações na estrutura são classificadas em “ações controladas por deformação” e “ações controladas por força”. As ações controladas por deformação são aquelas em que a falha do elemento se dá após grandes deslocamentos, como flexão em vigas. Para as ações controladas por força, a falha do elemento se dá por ruptura frágil, como o caso de elementos submetidos a forças normais e cortantes.

Para o cálculo do DCR dos elementos, de acordo com seu tipo de falha, utiliza-se as expressões

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{\phi \times Q_{CE}} \quad (1)$$

onde  $Q_{UD}$  é o valor do esforço último para ações controladas por deformação,  $\phi$  é o fator de redução do material da estrutura e  $Q_{CE}$  é o valor da resistência última do elemento e

$$DCR = \frac{Q_{UF}}{\phi \times Q_{CL}} \quad (2)$$

onde  $Q_{UF}$  é o valor do esforço último para ações controladas por força,  $\phi$  é o fator de redução do material da estrutura e  $Q_{CL}$  é o valor da resistência última do elemento. Desta forma, dois modelos estruturais devem ser utilizados para cada caso de carregamento.

Para ações controladas por deformação, as combinações de carga nas áreas acima do pilar a ser removido são dadas por

$$G_{LD} = \Omega_{LD} [1.2 D + (0.5 L \text{ ou } 0.2 S)] \quad (3)$$

onde  $G_{UD}$  é o carregamento majorado para ações controladas por deformação,  $\Omega_{LD}$  o fator de majoração para esforços controlados por deformação,  $D$  é a carga permanente (*Dead Load*) da estrutura,  $L$  é a carga variável (*Live Load*) e  $S$  é a carga de neve (*Snow*).

Para o modelo de esforços controlados por força, as combinações de carga nas áreas acima do pilar removido são dadas por

$$G_{LF} = \Omega_{LF} [1.2 D + (0.5 L \text{ ou } 0.2 S)] \quad (4)$$

onde  $G_{LF}$  é o carregamento majorado para ações controladas por força e  $\Omega_{LF}$  é o fator de majoração para esforços controlados por força.

Nas demais áreas da estrutura, as combinações de carga são dadas por

$$G = 1.2 D + (0.5 L \text{ ou } 0.2 S) \quad (5)$$

onde  $G$  é o carregamento a ser aplicado nas demais áreas da estrutura.

Os valores dos coeficientes de majoração das cargas são determinados utilizando as tabelas do guia GSA e são obtidos em função do coeficiente de demanda  $m$  do elemento. O coeficiente de demanda é definido como um modificador que garante uma medida de capacidade de ductilidade de um elemento associado ao seu modo de deformação plástica (ASCE, 2006). Em outras palavras, em uma análise linear, o coeficiente de demanda indica quantas vezes o valor da resistência última de um elemento pode ser aumentado para que a resposta seja compatível com a de uma análise não linear.

Após a determinação do DCR de todos os elementos da estrutura, comparam-se com os valores limites.

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{\phi \times Q_{CE}} \leq m \quad (6)$$

$$DCR = \frac{Q_{UF}}{\phi \times Q_{CL}} \leq 1 \quad (7)$$

A Eq. (6) representa o critério de aceitação de DCR para elementos de falha controladas por deformação e a Eq. (7) para elementos de falha controladas por força. Uma vez que estes critérios são atendidos, a estrutura apresenta segurança quanto ao colapso progressivo, caso contrário, deverá ser redimensionada.

### 3.1.2 Procedimento Linear Dinâmico

O GSA:2013 não apresenta um Procedimento Linear Dinâmico (PLD) como uma de suas metodologias aplicáveis de análise. No GSA:2003, a utilização de uma análise linear apresenta a possibilidade de uma abordagem linear e dinâmica. De forma semelhante, o GSA:2013 permite a utilização de análises não lineares estáticas e dinâmicas.

O GSA:2013 recomenda a utilização de uma análise linear guia para edificações de pequeno e médio porte, apresentando no máximo 10 andares e configuração regular em planta. As combinações de carga da estrutura, para a abordagem linear dinâmica, são dadas por

$$Q_{LD} = D + 0,25L \quad (8)$$

onde  $Q_{LD}$  é o carregamento da estrutura para uma abordagem linear dinâmica.

Apesar de ser uma abordagem linear, o PLD apresenta diferenças consideráveis em relação ao PLE. Uma delas é a forma de remoção do pilar. No PLD, a remoção do pilar é feita em função do tempo. O GSA:2003 recomenda que a remoção do pilar tenha duração não maior que 1/10 do período fundamental da estrutura. Além disto, somente o elemento vertical, o pilar, deverá ser removido.

O critério para a consideração da falha do elemento estrutural, de forma semelhante ao GSA:2013, também é dado pelo DCR:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \leq 2,0 \quad (9)$$

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \leq 1,5 \quad (10)$$

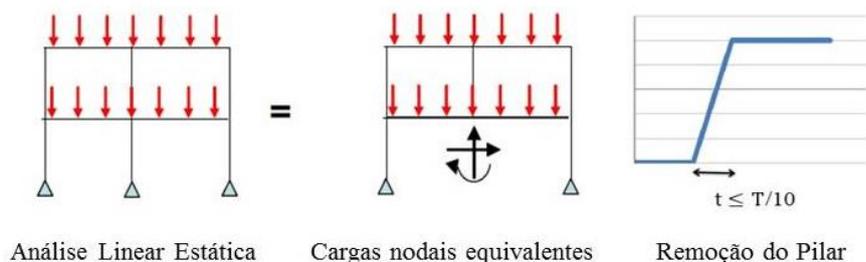
Nas Eq. (9) e (10),  $Q_{UD}$  é a ação atuante e  $Q_{CE}$  é a resistência última do elemento estrutural. O critério apresentado na Eq. (9) é referente a edificações regulares e o critério da Eq. (10) é referente a edificações com estrutura atípica. É válido observar que o GSA:2003 não apresenta uma diferenciação de falha dos elementos estruturais por deformação ou força como em sua versão de 2013.

O procedimento de remoção de cada pilar é similar em ambas as versões do guia. O principal parâmetro a ser observado é o tempo de remoção do pilar. É recomendado que o tempo de remoção do pilar seja menor do que 10% do período fundamental da estrutura na configuração sem o pilar.

O procedimento se inicia com uma análise estática da estrutura com todos os seus elementos estruturais. A partir do equilíbrio estático, os esforços nodais no ponto de remoção do pilar são determinados. Em seguida a estrutura é novamente modelada, no entanto, sem o pilar a ser removido, mas com suas cargas nodais equivalentes aplicadas. Utilizando uma função rampa, as forças nodais são reduzidas a zero a partir da aplicação de cargas nodais de mesmo módulo e sentido oposto no ponto de remoção do pilar (Figura 2).

Com relação aos efeitos de amortecimento estrutural, o guia não apresenta recomendações acerca de qual taxa de amortecimento deve ser utilizada. No entanto, a

utilização de grandes taxas de amortecimento pode ser desfavorável à segurança. Considerou-se uma taxa de amortecimento de 1%, baseado nos trabalhos de McKAY (2008) e MASHHADI *et al.* (2017).



**Figura 2 - Remoção do Pilar**

Fonte: Adaptado de Mckay (2012)

## 4 APLICAÇÃO

Realizou-se o dimensionamento de uma estrutura regular em concreto armado de acordo com a recomendações da NBR 6118:2014. Optou-se por uma estrutura de geometria regular e dimensões menores com o objetivo de representar de forma mais geral a aplicação do método de avaliação do colapso progressivo. Uma estrutura mais complexa, que apresente irregularidades, possui mais especificidades. Assim, as análises resultariam em respostas mais singulares.

O PLE e o PLD foram aplicados na estrutura com o objetivo de avaliar o potencial de colapso progressivo, por meio da abordagem do Método do Caminho Alternativo de Carga. A estrutura foi analisada utilizando o programa comercial SAP2000 (Computers and Structures, 2009).

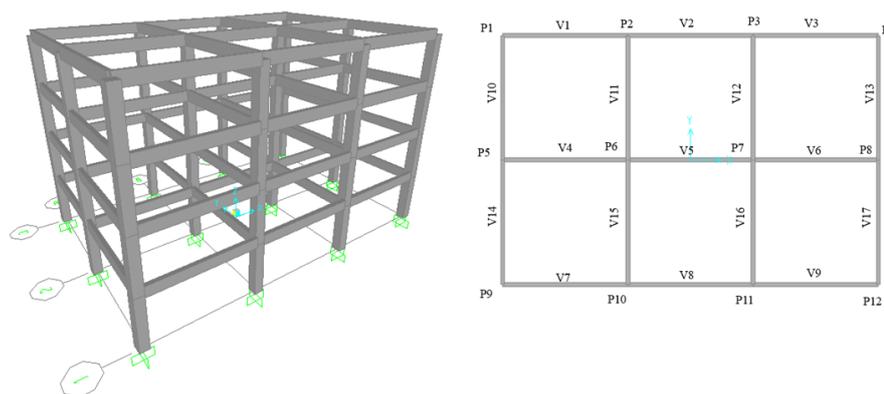
### 4.1 Descrição da estrutura

A estrutura analisada consiste em uma edificação em concreto armado com 4 pavimentos. Em sua direção longitudinal, a estrutura apresenta três vãos de 6,0m cada, e na sua direção transversal, apresenta dois vãos de 6,0m cada. O edifício possui pé-direito de 3,0m em todos os seus pavimentos, com altura total de 12,0m. A Figura 3 apresenta o modelo da estrutura e a sua vista superior.

Esta estrutura foi analisada por Matias (2016), onde o autor utilizou o PLE para verificar a resistência da estrutura. Alves (2017) utilizou o PLD para a verificação de resistência desta estrutura ao colapso progressivo.

A resistência do concreto considerada foi de 25 MPa e o aço utilizado para as armaduras foi o CA50. O módulo de elasticidade do material adotado foi o módulo de elasticidade secante, calculado de acordo com as recomendações da NBR 6118:2014. Demais parâmetros, como os coeficientes de redução da resistência dos materiais também foram de acordo com a norma brasileira. A Tabela 1 apresenta os detalhes de

dimensionamento das seções da estrutura determinado de acordo com a norma brasileira, respeitando o Estado Limite Último e o Estado Limite de Serviço. Também se considerou a ação do vento, conforme a NBR 6123:1988.



**Figura 3 - Modelo tridimensional e vista superior da estrutura**

Fonte: Autores

**Tabela 1 - Detalhes das seções da estrutura**

Posição	Dimensões		Armadura superior	Armadura inferior
	Altura (cm)	Base (cm)		
Viga – meio do vão	50	20	2 $\phi$ 16	3 $\phi$ 12,5
Viga – apoio	50	20	4 $\phi$ 16	3 $\phi$ 12,5
Pilar	40	40	2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 16

As cargas consideradas na estrutura foram o peso próprio das lajes e das vigas, um carregamento linear de parede ao longo das vigas e uma carga acidental de 0,50kN/m<sup>2</sup> para o forro e 1,5kN/m<sup>2</sup> para os demais pavimentos. Para cada caso de análise, foi feita a combinação de carga respectiva sugerida pelos GSA:2003 e GSA:2013, como apresentado nos Itens 3.1.1 e 3.1.2.

## 4.2 Análise da estrutura

A estrutura foi analisada via Método dos Elementos Finitos através de um modelo de pórticos espaciais, modelado com as dimensões e seções apresentadas no item 4.1. Foram utilizados os elementos de pórtico padrão do SAP2000, com comprimento de 1,5m.

A rigidez a torção das barras não foi considerada, e a rigidez à flexão das vigas foi reduzida pela metade, considerando o efeito da perda de rigidez da estrutura devido à fissuração. Esta consideração é sugerida pela norma ASCE 41/06. Para os pilares, o módulo de elasticidade secante foi considerado integralmente.

Os casos de remoção de pilar foram determinados de acordo com o GSA:2013. Considerou-se quatro casos de remoção de um pilar: um pilar central (P7), um pilar próximo ao centro do menor lado da estrutura (P8), um pilar próximo ao centro do maior lado (P11) e um pilar de canto (P12). Foram feitas análises para cada caso de remoção de pilar e avaliados os seus DCR's.

### 4.3 Cálculo da Relação Demanda-Capacidade – DCR

A avaliação do potencial de colapso progressivo da estrutura se iniciou a partir da determinação dos DCR's de todos os seus elementos. Para isto, determinou-se a resistência das seções de cada elemento, cujo valor é calculado de acordo com o ACI 318 e é apresentado na Tabela 2. Uma vez que as vigas apresentam o mesmo detalhamento de seção transversal, os momentos resistentes ( $M_r$ ), para momento positivo e negativo, são iguais para todas as vigas.

**Tabela 2 - Momento Resistente**

Viga	As (cm <sup>2</sup> )		d (cm)		a (cm)		M <sub>r</sub> (kNm)	
	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
V01 a V17	8,04	3,68	45,57	45,57	9,46	4,33	164,22	80,22

A análise da estrutura foi realizada para os quatro casos de remoção do pilar. A seguir, apresentam-se os esforços para a análise linear estática. A Tabela 3 apresenta os momentos solicitantes  $M_s$  dos elementos mais solicitados na estrutura para os quatro casos de remoção de pilar, os momentos resistentes  $M_r$ , os DCR e os coeficientes de demanda  $m$ .

**Tabela 3 - DCR - Procedimento Linear Estático**

Viga	Sit.	Posição da armadura	M <sub>s</sub> (kNm)	M <sub>r</sub> (kNm)	DCR	m-factor
5	P7	Inferior	2375,65	72,20	32,9	9
	P7	Superior	3842,16	147,80	26,0	9
8	P11	Inferior	2244,46	72,20	31,1	9
	P11	Superior	3115,89	147,80	21,1	9
12	P7	Inferior	2036,95	72,20	28,2	9
	P7	Superior	3976,72	147,80	26,9	9
17	P8	Inferior	2036,95	72,20	28,2	9
	P8	Superior	3104,17	147,80	21,0	9

A partir dos valores de DCR obtidos para o caso de uma análise linear estática, mostrados na Tabela 3, pode-se observar que a estrutura dimensionada pela NBR 6118:2014 apresenta potencial para o colapso progressivo. Os valores de DCR chegam a ser 3 vezes maiores do que os valores dos coeficientes de demanda  $m$ . Desta forma, a estrutura deve ser redimensionada nas seções onde os valores de DCR foram excedidos.

Para o PLD, a estrutura foi novamente analisada para os quatro casos de remoção de pilar. Esta etapa foi realizada conforme descrito no Item 3.1.2. Ainda, variou-se o

tempo de remoção do pilar com o objetivo de se verificar o comportamento da estrutura quando se varia este parâmetro.

**Tabela 4 - DCR - Procedimento Linear Dinâmico**

Tempo de remoção do pilar (s)			T/40			T/20		3T/40	
Viga	Sit.	Posição da armadura	$M_r$ (kNm)	$M_s$ (kNm)	DCR	$M_s$ (kNm)	DCR	$M_s$ (kNm)	DCR
5	P7	Sup.	72,20	576,21	7,98	574,42	7,96	559,94	7,76
	P7	Inf.	147,80	735,53	4,98	733,02	4,96	718,18	4,86
8	P11	Sup.	72,20	403,93	5,59	394,26	5,46	395,39	5,48
	P11	Inf.	147,80	470,97	3,19	461,83	3,12	463,03	3,13
12	P7	Sup.	72,20	546,45	7,57	545,22	7,55	530,94	7,35
	P7	Inf.	147,80	749,52	5,07	748,36	5,06	734,95	4,97
17	P8	Sup.	72,20	401,92	5,57	393,21	5,45	390,27	5,41
	P8	Inf.	147,80	481,66	3,26	473,48	3,20	470,72	3,18

A Tabela 4 apresenta os valores dos esforços encontrados para cada tempo de remoção de pilar considerado, assim como o respectivo valor de DCR. Para o PLD, o critério a ser verificado é de que os valores de DCR de todos os elementos sejam menores do que 2. A partir dos resultados mostrados, observa-se que a estrutura apresentou valores de DCR quase quatro vezes maiores do que o admissível, caso correspondente a remoção do pilar P7, situação de remoção de pilar mais crítica para ambas as análises realizadas.

Pode-se observar que, com a redução do tempo de remoção do pilar, o valor do DCR aumenta, comportamento esperado, uma vez que quanto menor o tempo de remoção do pilar, maior é impacto gerado na estrutura. Desta forma, também nesta abordagem, a estrutura deve ser redimensionada.

Para a análise dos pilares, a determinação do DCR utilizou o diagrama de Interação Força Normal-Momento Fletor apresentado em Wight e McGregor (2009).

A Figura 4 apresenta o diagrama de Interação Força Normal-Momento fletor do pilar P7 (caso mais crítico) para o PLE. A Figura 5 apresenta o diagrama de Interação Força Normal-Momento Fletor para o PLD. Nesta situação, foi analisada a relação força normal-momento fletor em função do tempo, dessa forma, cada “x” na figura representa um ponto de momento e força normal apresentado pelo pilar em determinado instante de tempo de análise. Para ambas as figuras, a curva laranja representa a curva de resistência da seção, já a curva azul representa a resistência da seção minorada pelo fator  $\phi$ .

O DCR, neste caso, foi definido como sendo a relação entre a distância da origem até o ponto de esforço normal e momento fletor obtido na análise e a menor distância da

origem até a curva de resistência da seção. Graficamente, pode-se afirmar que para ambas as abordagens o limite de resistência da seção foi ultrapassado.

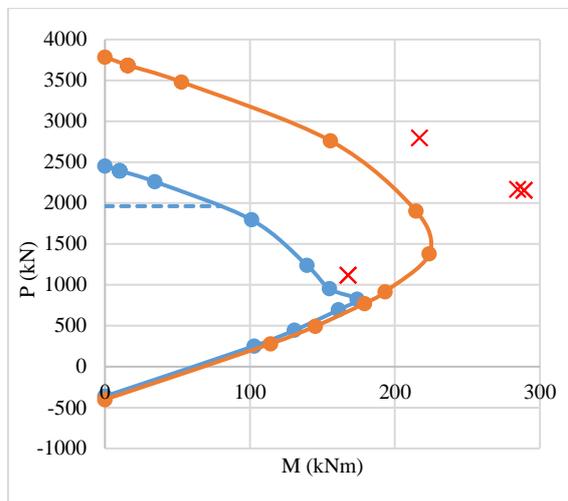


Figura 4 - Procedimento Linear Estático – P7

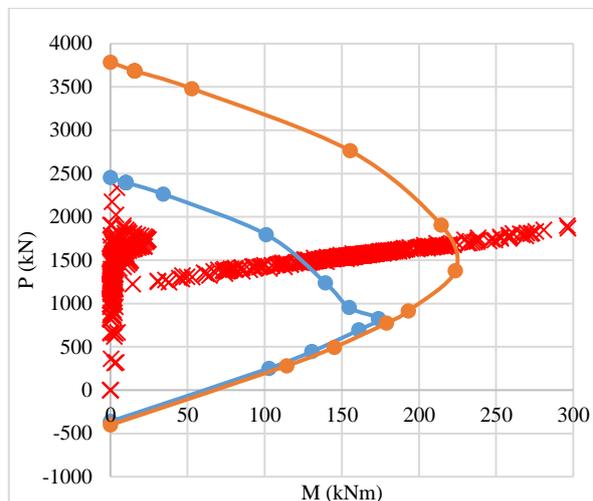


Figura 5 - Procedimento Linear Dinâmico - P7

Fonte: Autora (2018)

Fonte: Autora (2018)

Tabela 5 - Resumo DCR para os pilares - PLE e PLD

Pilar	Procedimento Linear Estático			Procedimento Linear Dinâmico		
	P (kN)	MS (kNm)	DCR	P (kN)	MS (kNm)	DCR
P7	1119,92	167,7	1,12	2883,81	2,36	1,2
P8	2156,81	289,08	1,96	7,59	301,46	5,0
P11	20156,51	270,32	1,97	2904,69	2,38	1,2
P12	2728,23	198,05	1,81	13,83	247,59	4,1

A Tabela 5 apresenta o maior valor de DCR encontrado para cada situação de remoção de pilar analisada em ambas as abordagens. Utilizando o PLE, o valor de DCR é aproximadamente o dobro do valor admissível. Já para o PLD, o valor do DCR chega a ser cinco vezes maior do que o DCR admissível, essa diferença representa a importância da utilização de uma análise dinâmica para uma situação como esta, em que o fenômeno apresenta comportamento intrinsecamente dinâmico.

#### 4.4 Redimensionamento da estrutura

Para o redimensionamento da estrutura, utilizou-se o critério de que a nova seção da estrutura fosse capaz de resistir ao colapso progressivo, ou seja, a estrutura redimensionada deveria apresentar valores de DCR admissíveis. Com esse objetivo, obtiveram-se novas dimensões para as seções de vigas e pilares, assim como houve um aumento na quantidade de armadura necessária. Em relação à geometria para o novo redimensionamento, a Tabela 6 apresenta as novas dimensões da estrutura para ambos os casos de análise. Percebe-se que as novas dimensões de vigas e pilares são bastante semelhantes.

**Tabela 6 - Dimensões da estrutura redimensionada - PLE e PLD**

	Dimensões		PLE		PLD	
	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)
<b>Viga</b>	50	20	60	20	60/70	20
<b>Pilar</b>	40	40	50	50	50	50

Em relação ao aumento de armadura nas seções transversais dos elementos, este foi bastante expressivo. Na Tabela 7, apresentam-se as áreas de aço necessárias para cada viga para ambos os modelos. A partir dos resultados, pode-se observar que o aumento de armadura chegou a ser cerca de 3,5 vezes a área de aço original da estrutura, oriunda do dimensionamento pela NBR 6118:2014, para o PLE.

No caso do aumento percentual de armadura para o PLD, o mesmo comportamento é observado. Há um aumento expressivo de armadura necessária. No caso mais crítico, o aumento de armadura chega a cerca de 4,5 vezes a área necessária para atender às recomendações de projeto.

**Tabela 7 – Resultado do redimensionamento das vigas PLE e PLD**

Viga	Pos. da Arm.	$A_{s,original}$ ( $cm^2$ )	$A_{s, PLE}$ ( $cm^2$ )	$\frac{A_{s, PLE}}{A_{s,original}}$	$A_{s,PLD}$ ( $cm^2$ )	$\frac{A_{s, PLD}}{A_{s,original}}$	$\frac{A_{s, PLD}}{A_{s,PLE}}$
<b>V1, V2, V3, V7, V8 e V9</b>	Inferior	3,68	12,96	252,17%	8,74	137,43%	48,33%
	Superior	8,04	18,75	133,21%	11,83	47,12%	58,52%
<b>V4, V5 e V6</b>	Inferior	3,68	12,96	252,17%	16,10	337,52%	-19,51%
	Superior	8,04	26,55	230,22%	18,75	133,18%	41,62%
<b>V10, V13, V14 e V17</b>	Inferior	3,68	11,9	223,37%	8,29	125,38%	43,48%
	Superior	8,04	18,75	133,21%	9,82	22,11%	90,99%
<b>V11, V12, V15 e V16</b>	Inferior	3,68	11,9	223,37%	16,10	337,52%	-26,09%
	Superior	8,04	27,69	244,40%	18,75	133,18%	47,70%
Aumento Percentual Total				166, 16%		131,17%	30,53%

Para os pilares, o comportamento foi o mesmo. Houve um aumento considerável das armaduras necessárias para se resistir ao colapso progressivo em ambas as abordagens. A Tabela 8 apresenta os resultados obtidos.

**Tabela 8 – Resultado do redimensionamento dos pilares – PLE e PLD**

Pilares	$A_{s,original}$ ( $cm^2$ )	$A_{s,PLE}$ ( $cm^2$ )	$\frac{A_{s, PLE}}{A_{s,original}}$	$A_{s,PLD}$ ( $cm^2$ )	$\frac{A_{s, PLD}}{A_{s,original}}$	$\frac{A_{s, PLD}}{A_{s,PLE}}$
<b>P1, P4, P9 e P12</b>	8,04	19,63	144%	32,17	300%	39,0%
<b>P5 e P8</b>	8,04	32,17	300%	32,17	300%	0,0%
<b>P2, P3, P10 e P11</b>	8,04	32,17	300%	12,57	56%	-155,9%
<b>P6 e P7</b>	8,04	32,17	300%	32,17	300%	0,0%



A partir dos resultados apresentado na Tabelas 6, 7 e 8, verifica-se que a estrutura dimensionada pela NBR:2014 não apresenta a capacidade de resistir à perda repetida de um elemento estrutural. O aumento nas dimensões da seção e de armaduras expõe a falta de robustez e ductilidade da estrutura dimensionada pela norma brasileira. Este comportamento é esperado, uma vez que a norma não faz a consideração de cargas sísmicas ou de cargas de impacto.

Observou-se, também, que a utilização do PLD resultou em uma área de armadura menor do que a obtida via PLE. Este resultado pode indicar um conservadorismo dos coeficientes de majoração de carga. Também mostra que a utilização de um modelo mais robusto e próximo da realidade pode apresentar resultados mais precisos e econômicos.

## 5 CONCLUSÃO

A avaliação do potencial do colapso progressivo de uma estrutura se dá a partir da determinação da Razão Demanda-Capacidade (DCR) de seus elementos estruturais. Diferentes tipos de análises podem ser utilizadas para este fim, desde as mais complexas, que consideram os efeitos não lineares na estrutura, a modelos mais simplificados como a análise linear estática.

Neste trabalho, estudou-se a utilização de uma análise linear estática e uma análise linear dinâmica no estudo do colapso progressivo de uma estrutura de geometria regular dimensionada pela NBR 6118:2014. Os resultados obtidos indicaram que a estrutura dimensionada pela norma brasileira não apresenta robustez e ductilidade suficientes para suportar a perda de um elemento estrutural. O seu redimensionamento acarretou em um aumento de cerca de 3,5 vezes para a armadura no caso de uma análise estática e 4,5 vezes no caso de uma análise dinâmica linear, além de aumentos nas dimensões das seções dos elementos estruturais (maior consumo de concreto).

## AGRADECIMENTOS

Os autores são gratos ao Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento (CNPq) e a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo suporte financeiro a esta pesquisa.

## REFERÊNCIAS

- Alves, J. C. 2017. *Utilização da análise dinâmica linear no estudo do colapso progressivo de edifícios de concreto armado*. Monografia. Universidade Federal do Ceará.
- American Society of Civil Engineers (ASCE), 2006. ASCE/SEI 41-06 – *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Reston.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1988. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro.



Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 2014. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimento*. Rio de Janeiro.

Computers and Structures, 2009, INC. *SAP2000* (Versão 14). Structural Analysis Program.

Department of Defense (DoD), 2005. *Unified Facilities Criteria (UFC): Design of Structures to Resist Progressive Collapse*. Washington DC.

European Committee for Standardization (CEN), 2004. *Eurocode 2 - Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels.

General Services Administration (GSA), 2003. *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*. Washington DC.

General Services Administration (GSA), 2013. *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*. Washington DC.

LARANJEIRAS, A. C. R. 2010. *Colapso Progressivo dos Edifícios: Breve Introdução*. Rio de Janeiro.

Mashhadi, J.; Saffari, H., 2017. Modification of dynamic increase factor to assess progressive collapse potential of structures. *Elsevier Engineering Structures*, v. 138, p. 72 – 78.

Matias, B. S. M. 2016. *Estudo comparativo do colapso progressivo em estruturas de concreto armado*. Monografia. Universidade Federal do Ceará.

Mckay, A; Marchand, K; Diaz, M., 2012. Alternate Path Method in Progressive Collapse Analysis: Variation of Dynamic and Nonlinear Load Increase Factors. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*. ASCE, 2012.

National Institute Of Standards and Technology (NIST), 2007. *NISTIR 7396 - Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse Buildings*. Gaithersburg.

Oliveira, C. E. M.; Batelo, E. A. P.; Berke, P. Z.; Silveira, R. A. M.; Massart, T. J., 2014. Nonlinear analysis of the progressive collapse of reinforced concrete plane frames using a multi-layered beam formulation. *Ibracon Structures and Materials Journal*, v. 7, n. 5, pp.845 - 855.

Oliveira, C. E. M., 2015. *The influence of geometrically nonlinear effects on the progressive collapse of reinforced concrete structures*. 2015. 80 p. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Ouro Preto.

WHITE, J. K. MCGREGOR, J. G., 2009. *Reinforced concrete, mechanics and design*. 4. ed. Nova Jérσία: Pearson, 2009.