

전단강도 감소효과를 고려한 Pushover 해석

Pushover Analysis Considering Effects of Degradation of Shear Strength

이영욱*

Lee, Young-Wook

ABSTRACT

Nonseismic designed RC frame have a possibility of shear failure because of deficiencies of reinforcing details. To model the shear failure in numerical analysis, shear strength degradation models which include Moehle's and ATC 40 are compared and applied to push-over analysis. For numerical analysis, three storied building frame is selected and designed according to Korean Concrete Design Code(2003). From the numerical analysis, it is pointed out that there may be great difference in lateral drift capacity if a different shear strength model is used. And the capacity can be severely underestimated if the restraining model of plastic rotation of ATC 40 is used, compared to the use of shear spring for shear degradation.

1. 서론

성능에 근거한 내진성능의 평가를 위하여 ATC와 FEMA에서는 비탄성 해석에 의한 Pushover 해석을 일반적인 방법으로 요구하고 있다. ATC 40(1)의 Pushover 해석을 고찰하면 철근콘크리트 골조 부재에서의 경우 휨과 전단 등의 파괴유형에 따라 항복 이후의 강도유지와 강도감소, 최종 파괴되는 변형도의 값을 다르게 규정하고 있다. 즉, 전단파괴의 경우는 항복 후에 강도가 즉시 저하되나, 휨 파괴의 경우는 소성변형을 고려하고 있음을 알 수 있다.

이러한 휨과 전단파괴 거동의 차이는 내진설계 상세의 확보 유무에 따른 것이다. 중력하중에 대하여 설계된 골조 건물에서 횡보강이 충분하지 않은 철근상세는 구조물의 횡저항 능력이 현저하게 감소하게 되는 원인을 제공한다. 국내의 경우 콘크리트 설계기준은 중간모멘트 골조에는 내진상세를 적용하고 있으나, 비내진 설계의 대상이었던 6층 미만의 건물은 내진상세를 확보하지 않았기 때문에 전단 파괴의 가능성을 배제할 수 없다. 즉, 중력하중에 대하여 설계된 - 또는 비내진 설계된 - 건물의 경우는 전단파괴의 가능성을 포함한 해석이 반드시 필요하다. 본 연구에서는 기둥과 보 부재의 전단 파괴의 가능성을 고려한 해석 모델링 방법과 모델링에 따른 Pushover 해석 결과를 비교하고자 한다.

2. 전단강도 감소 모델

ATC 40(또는 FEMA 273)기둥에 대한 전단강도 식은 다음과 같다. 낮은 연성도가 요구되는 지역에서 $k=1$, 중간과 높은 연성도가 요구되는 지역에서의 $k=0$ 이다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = 0.29(k + \frac{P}{14A_g})\sqrt{f_c}bd \quad (2)$$

ATC 40에서 콘크리트 요소 변형 능력은 두 가지 형태로 구분된다. 그 중 Type I은 그림 1과 같이 기둥과 보에 적용할 수 있는 모델이며, 변수 a와 b는 항복 후에 거동을 나타내는 변위에 관련된 값이

*정회원, 군산대학교 건축공학과 교수

며, 보에 대하여서는 ATC 40의 표 9-6에, 기둥에 대하여서는 ATC 40의 표 9-7에 정의되어 있듯이, 전단파괴에 의한 항복 후에는 즉시 강도감소가 하도록 정의되어 있다.

일반적으로 휨에 의한 연성도가 증가할수록 전단내력이 감소하므로 이러한 영향을 고려하기 위하여, Priestley⁽²⁾는 전단강도의 감소를 연성도의 증가에 따라 정의하였다. 그러나 Priestley의 전단강도 감소 모델은 높은 연성도가 요구되는 지역의 횡보강 철근이 충분한 경우에 대한 모델이므로 낮은 연성도가 요구되는 지역에는 적합하지 못하다. Moehle⁽³⁾은 기둥의 ACI 318의 전단강도식이 연성도가 낮은 경우에 지나치게 보수적인 평가를 하고 있음을 고찰하고 다음의 평가식을 제안하였다. 여기서 a 는 최대모멘트에서 변곡점까지의 거리이다. k 는 강성감소를 정의하며 그림 2와 같이 연성도가 증가함에 따라 전단내력이 감소한다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (3)$$

$$V_c = k \left(\frac{0.5 \sqrt{f_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_c} A_g}} \right) A_g \quad (4)$$

$$V_s = k \frac{A_w f_y d}{s} \quad (5)$$

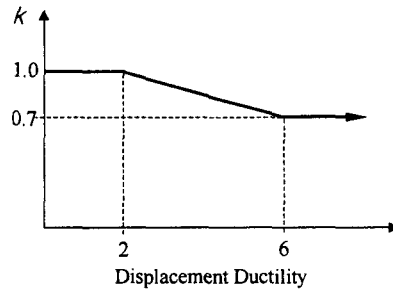
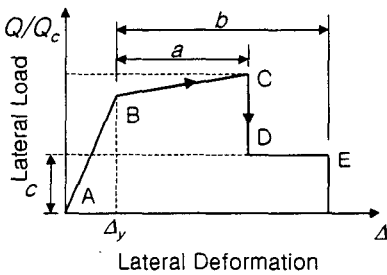


그림 1 부재의 일반 하중-변형 관계곡선 (ATC 40) 그림 2 연성도에 따른 전단강도 감소 (Moehle)

3. 수치해석 모델

전단파괴가 일어나지 않는 경우에는, 일반적으로 Giberson⁽⁴⁾의 일요소를 이용하여 모델을 표현할 수 있다. 부재의 탄성 강성은 내부의 탄성부재에 의하여 결정되고, 항복은 부재 단부의 스프링에서 발생한다. 본 연구에서 부재의 탄성 강성은 ATC 40의 유효강성을 따랐다. 또한 전단을 받는 경우에는 전단 면적에 콘크리트의 탄성계수에 0.4배한 값을 곱하여 사용하며 압축부재의 경우는 전단면이 유효하다.

보의 경우는 항복변위가 일정하므로 곡률 연성도를 일관성있게 계산할 수 있으나, 기둥은 축력에 따라 항복변위가 변동하므로 연성도의 값을 일관성있게 계산하기 어렵게 된다. 본 연구에서 기둥의 연성도를 계산하는 방법은 초기 축력하중에 대한 항복변위를 사용하였다.

전단파괴가 일어나는 경우는 다음의 두 가지 방법으로 모델링을 사용할 수 있다. 첫 번째 모델은 그림 1과 같이 휨 스프링의 항복 후 소성 변형 능력을 제한하는 방법으로 일요소 모델을 사용할 때 사용되는 방법이다. 모델링은 곡률 연성도에 따라 그림 3과 같이 연성도가 Duct1에 도달하면 강도가 감소하기 시작하고 Duct2에 도달하면 휨모멘트의 잔류강도비가 R_{duct} 가 되도록 한다.

또 다른 방법은 전단 스프링을 사용하여 전단내력이 직접 감소하도록 한다. 앞의 경우와 동일하게 그림 3을 적용하여 강도를 감소시키지만, 전단강도가 휨 곡률의 연성도에 따라 감소하도록 한다. 따라서 이 경우에는 항복전단력과 항복 경화계수, 강도저감이 시작되는 연성도와 최종 잔류 전단강도비 등이 입력 데이터로 필요하다.

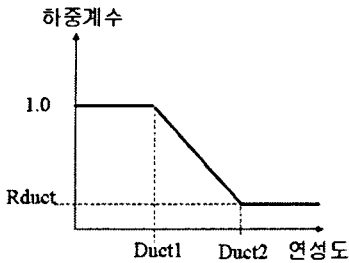


그림 3 강도감소 모델

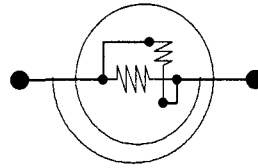


그림 4 삼요소 (3-Component spring) 모델

4. 해석 예제를 통한 비교 분석

4.1. 대상건물

수치 해석을 위하여 대상 건물을 먼저 선정하고 중력하중에 대하여 설계한 후, 이를 앞의 3장에 따라 수치해석 모델링하고 Ruaumoko⁽⁵⁾ 프로그램을 사용하고 적응적(adaptive) Push-over 해석을 수행하였다. 예제 대상건물은 3층이고 3경간의 건물의 내부 골조를 선택하였다. 건물 1층의 층고는 3.3m이고, 스패(span) 길이는 7.5m이다. 기준층의 설계하중으로 슬래브 자중을 포함하여 $DL = 450 \text{ kgf/m}^2$ (4.41 kN/m^2), $LL = 300 \text{ kgf/m}^2$ (2.94 kN/m^2), 외측 창문을 포함한 외벽의 자중은 700 kgf/m^2 (6.86 kN/m^2)으로 가정하였다. 이러한 수직하중에 대하여 콘크리트 구조설계기준에 따라 부재를 설계하였다. 사용한 콘크리트의 강도 $f_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$ (20.6 MPa)이고, 철근의 강도 $f_y = 2,400 \text{ kgf/cm}^2$ (235 MPa)이다. 설계된 기둥과 보의 배근결과는 표 1과 2와 같다.

4.2. 해석 및 분석

수치해석 모델은 다음 4가지 경우로 작성하였다. 첫 번째, 모델 A는 일요소 모델로 휨 스프링만을 사용하여 전단강도 감소가 없는 모델이고, 모델 B는 ATC40에 따라 전단파괴 발생시에 일요소의 휨 스프링만을 사용하여 휨 소성 변형을 직접 제한하는 모델이다. 모델 C는 ATC 40 전단강도 감소모델을 이용하여, 모델 D는 Moehle의 모델을 이용하여 전단스프링으로 모델링하는 방법이다.

Pushover 해석을 수행하여 밀면전단력에 대한 지붕층의 변위 관계곡선을 그림 5와 같이 얻었다. 그림 5 (a)와 같이 기둥 띠철근의 전단내력이 유효하지 않은 경우, 전단강도 감소 모델에 따라 최대내력과 최대 변위비에 많은 차이를 보여주고 있다. 모델 D의 저항내력을 100% 하였을 때 모델 B는 79%의 값을, 모델 C는 88%의 비율을 나타내었다. 그림 10의 (b)와 같이 기둥의 띠철근의 전단내력이 횡력 저항에 유효한 경우, 전단 스프링을 이용한 모델의 해석결과는 크게 차이가 없으나 모델 B는 모델 C와 D에 비하여 저항능력에 큰 차이가 있음을 알 수 있다.

5. 결론

비내진 설계된 철근콘크리트 골조를 비선형 해석할 때 전단강도의 감소효과를 비교하기 위하여, 전단강도 감소 모델을 이용하여 예제 건물을 설계하고 Pushover 해석을 수행하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 기둥 띠철근의 간격이 기둥의 유효층보다 크게 설계된 경우, 전단스프링에 Moehle의 제안식을 적용한 모델과 전단스프링에 ATC 40의 제안식을 적용한 모델 또는 ATC 40의 휨 소성변형 능력을 제한한 모델을 사용하여 산정된 횡방향 저항능력에는 큰 차이가 발생할 수 있다.
- 2) 기둥 띠철근의 간격이 유효층보다 작게 설계된 경우, 전단스프링에 Moehle의 제안식을 적용한

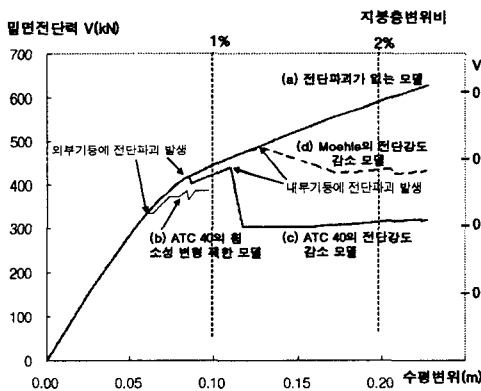
모델과 전단스프링에 ATC 40의 제한식을 적용한 모델을 사용하면 근사한 저항능력을 나타내나, 이 두 모델에 비하여 ATC 40의 휨 소성변형 능력을 제한한 모델을 사용하면 매우 작은 저항능력을 나타낼 수 있다.

표 3 기둥의 단면과 배근

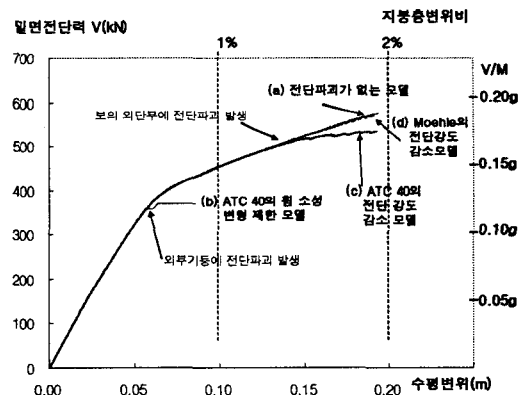
기 호	축력 = $DL+$ 0.5LL (kN)	경우 1 (정방향 기둥)			경우 2 (장방향 기둥)		
		단면 크기	주근	후프	단면 크기	주근	후프
3Ce	222.5	350x350	6-D22	D10@350	300x400	6-D22	D10@300
2Ce	443.9	350x350	4-D22	D10@350	300x400	4-D22	D10@300
1Ce	666.4	350x350	4-D22	D10@350	300x400	4-D22	D10@300
3Ci	394.9	350x350	4-D22	D10@350	300x400	4-D22	D10@300
2Ci	780.1	400x400	4-D22	D10@350	300x500	4-D22	D10@300
1Ci	1170.1	400x400	12-D22	D10@350	300x500	14-D22	D10@300

표 4 보(300x550)의 배근

부 재	위치	주근		후프
		상부근	하부근	
rGe	외단	2-D22	2-D22	D10@250
	중앙	2-D22	4-D22	D10@250
	내단	6-D22	2-D22	D10@250
rGi	양단	6-D22	2-D22	D10@250
	중앙	2-D22	2-D22	D10@250
tGe	외단	3-D22	2-D22	D10@250
	중앙	2-D22	4-D22	D10@250
	내단	6-D22	2-D22	D10@250
tGi	양단	6-D22	2-D22	D10@250
	중앙	2-D22	3-D22	D10@250



(a) 정방향 기둥으로 설계한 경우(Case 1)



(b) 장방향 기둥으로 설계한 경우(Case 2)

그림 5. 예제 건물의 밀면전단력 - 지붕층의 변형 능력곡선

참고문헌

1. ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, California Seismic Safety Commission, 1996
2. Priestley, MJN, "Displacement Based Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Moment Resisting Frames," Vol 2, Nov. 1995, Pacific Conference of Earthquake Engineering, 225-244
3. J.P. Moehle, K.J. Elwood, and H. Sezen, "Gravity Load Collapse of Building Frames During Earthquakes," ACI-SP197: S.M. Uzumeri Symposium - Behavior and Design of Concrete Structures for Seismic Performance, 2002, ACI
4. Giberson, M. F., "Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility," Journal of the Structural Division of ASCE, Vol 95, No ST2, Feb., 1969, pp 137 - 157
5. Carr. A.J., RUAUMOKO, Computer Program Library, Dept. of Civil Engineering University of Canterbury, New Zealand. 2001