

국내 비내진 설계된 RC 골조의 내진 저항성능

Estimation of Seismic Capacity of RC Frames Designed to Gravity Loads in Korea

이 영 욱*

Lee, Young Wook

ABSTRACT

The seismic design regulations have not been applied to low-rised buildings which are less than 6 stories. To evaluate the seismic strength of the low-rised building which is designed only for gravity, a theoretical and numerical analysis are performed. In theoretical analysis, column hinge sway mechanism is assumed. For the numerical, push-over analysis is executed for 3 and 4 storied buildings. From the evaluations, the minimum base shear is found to be 0.1 g

1. 서론

1.1 연구배경 및 목적

국내 건물에 내진 설계가 적용된 시점이 1988년이므로, 그 이전의 건물에는 내진설계가 적용되지 않았다. 그러나 6층 미만의 일반 건물에는 아직까지 내진설계가 적용되지 않는 실정⁽¹⁾이다. 국내 저층 건물의 내진 저항 성능에 대한 연구가 일부 진행되었으나 아직도 많은 보완 연구가 필요하다고 판단된다.

구조물의 항복하중은 내진설계 및 보강설계를 위한 주요 데이터이다. 지진하중에 의하여 구조물에 항복이 발생하면 연성을 충분히 확보할 수 있는 철근 상세가 필요하게 된다. 일반적으로 구조물의 최대 층간 변위비에서 건물의 붕괴를 방지하려면 충분한 횡보강 철근 및 적절한 내진 상세가 필요하다. 그러나 국내의 저층 RC 골조는 그러하지 않으므로 충분한 연성능력을 확보하기 어려울 것이다.

본 연구에서는 국내의 내진설계되지 않은 (즉, 수직하중에 의하여 설계된) RC 골조의 내진 저항성능을 이론적으로 추정하고자 한다. 특히 지진하중에 의한 구조물의 항복 밀면전단력을 계산하고자 한다.

1.2 연구범위

내진 저항성능은 저항할 수 있는 힘과 변형 능력의 두가지가 있으나, 본 연구에서는 저항 하중만을

* 정회원, 군산대학교 건축공학과 조교수

주로 다루고, 설계상에서 발생하는 내진 저항능력만을 다룬다. 즉, 재료의 안전율이나 시공상의 안전율은 본 연구의 범위에서 제외한다. 본 연구는 이론적인 값을 유도하고 이를 수치해석과 비교하고자 한다. 수치해석에는 4층과 3층 골조를 2차원 push-over 해석을 사용하였다.

2. 이론식의 의한 추정

2.1 붕괴기구의 가정

RC 골조의 붕괴 기구는 다음의 3가지로 구분된다. 첫 번째는 기둥에 소성 힌지가 발생하는 경우이고, 둘째는 보에 소성 힌지가 발생하는 경우이다. 기둥에 소성 힌지가 발생하는 경우는 바람직하지 않으며, 보에 소성 힌지가 발생하도록 붕괴기구를 유도하는 것이 바람직하다. 세 번째는 앞의 두 경우가 혼합된 경우로 기둥과 보에 소성 힌지가 동시에 발생하는 경우이다. 이는 국내 저층 RC 골조에 대부분 발생가능한 붕괴구이다.

일반적으로 구조물에 붕괴기구가 형성되는 과정을 고찰하면, 기둥에 소성힌지가 먼저 발생하여 보로 힌지가 이동한다. 붕괴기구에 따라 구조물의 항복후 거동은 다르지만, 항복하중은 거의 근사하게 나타난다. 즉, 건물에서 보의 강도 변화에 따라 소성힌지의 분포가 다르게 발생하여 붕괴기구가 변화되지만, 붕괴기구의 차이에 따른 골조의 저항 하중능력은 크게 차이가 나지 않는다.

이러한 사실에 기초하여 본 연구에서는 1층 기둥에 소성힌지가 발생하는 경우를 붕괴기구로 가정하였다. 내부와 외부 기둥의 저항능력에 차이가 있지만, 문제를 단순화하기 위하여 내부기둥과 외부기둥의 내력 특성이 동일하다고 가정하였다. 그러면 1층 기둥의 소성힌지 발생은 구조체의 붕괴기구로 간주될 수 있다. 그림 1에서 기둥의 모멘트 저항성능을 M_n , 1층의 층고를 h_1 이라 하면, 골조의 밀면전단력 V_n 은 다음 식과 같다.

$$V_n = 2M_n/h_1 \quad (1)$$

2.2 수직하중

수직하중은 활하중(LL)과 고정하중(DL)으로 구분된다. 고정하중에 대한 활하중의 비를 β , 활하중의 감소계수를 r 로 표시하면 다음과 같다.

$$LL = \beta r DL \quad (2)$$

건물이 N층이고 기둥에 하중을 전달하는 면적을 A_c 라 하면 1층의 기둥에 작용하는 수직 작용하중 P_{s1} 은

$$P_{s1} = (DL + LL)A_c = DL(1 + \beta r)A_c N = (1 + \beta r)W_g \quad (3)$$

이고 수직 계수하중 P_{u1} 은

$$P_{u1} = (1.4 + 1.7\beta r)W_g \quad (4)$$

단, 1.4는 고정하중에 대한 하중계수이며 1.7은 활하중에 대한 것이다. $W_g = DL(A_c N)$ 으로서 1층의 기둥에 작용하는 고정하중을 의미한다.

기둥설계시 1층의 축하중 내력을 P_m 이라 하면

$$\phi P_{nl} \geq P_{nl} \quad (5)$$

이 되고 직사각형 기둥의 경우에 (4)식을 (5)식에 대입하여 W_g 에 대하여 정리하면

$$W_g \leq 0.8\phi / (1.4 + 1.7\beta r) P_0 = C_1 P_0 \quad (6)$$

이 된다. C_1 은 기둥단면의 최대 축하중 능력에 대한 고정하중의 비를 나타낸다.

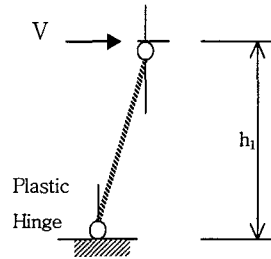


그림 1. 1층 기둥의 붕괴기구

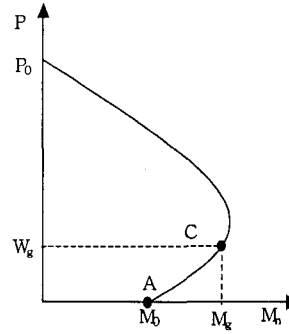


그림 2. 기둥의 P-M 관계곡선

2.2 기둥 단면의 저항성능

그림 2의 기둥의 P-M 관계곡선에서와 같이 수직하중에 대응하는 공칭 휨모멘트 값이 있다. 구조물에 지진하중이 작용할 때 고정하중은 불변하므로, 본 연구에서 활하중을 제외한 고정하중만이 수직하중으로 작용하는 것으로 가정하였다. 물론, 수평 지진력에 의하여 기둥의 축력이 변화한다. 연성모멘트 골조의 비선형 해석에서는 내부 기둥은 외부 기둥보다는 축력의 변화가 작다. 외부의 기둥이라 할지라도 소성 힌지의 발생으로 하중이 재분배되고 축하중의 변화가 크게 나타나지 않는다.

본 연구에서는 그림 2와 같이 고정하중에 의한 수직 축하중 W_g 가 기둥에 일정하게 작용한다고 가정하였다. 이 때의 공칭 휨 모멘트를 M_g 라 하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_g = C_2 W_g h_c \quad (7)$$

단, C_2 =상수이고, h_c 는 기둥의 높이이다.

2.3 항복시의 밀면전단력

앞의 수식(1)의 M_n 은 식 (7)의 1층 기둥의 저항능력과 동일하므로 다음과 같은 수식이 유도된다.

$$V_n = 2 \frac{M_n}{h_1} = 2 C_2 \left(\frac{h_c}{h_1} \right) W_g = C_3 W_g \quad (8)$$

따라서 식(7)과 같이 고정하중에 의한 축하중 W_g 작용시의 휨 강도 M_g 를 알 수 있다면, 식 (8)과 같은 밀면 전단력이 계산된다. 계수 C_3 는 구조물에 작용하는 등가하중의 지진력과 비교할 수 있는 값이 된다.

일반적으로 국내 저층의 건물에서, 그림 3에 나타난 기둥단면의 $\gamma = 0.65 \sim 0.75$ 이고, 활하중에 대한

고정하중비 $\beta=0.25\sim 0.5$ 이다. 식(8)의 $2C_2$ 의 최소값은 $\gamma=0.65, \beta=0.25, r=0.6$, 일 때이며, 표 1에 그 결과를 정리하였다. 저층 건물의 경우, 기둥의 철근비가 2%이하인 경우가 대부분이므로 철근비 1과 2%인 경우에 대하여 정리하였다. 표 1에서 보면 철근 강도와 철근비의 증가에 따라 저항능력이 증가함을 볼 수 있으나, 전반적인 값의 분포는 큰 차이가 없음을 알 수 있다.

표 1 항복 저항능력계수 $2C_2$ 의 값

	steel ratio =0.01			steel ratio =0.02		
	$f_{ck}=20$	$f_{ck}=25$	$f_{ck}=30$	$f_{ck}=20$	$f_{ck}=25$	$f_{ck}=30$
$f_y=250$	0.859	0.824	0.800	1.001	0.950	0.912
$f_y=300$	0.891	0.852	0.824	1.046	0.991	0.950
$f_y=350$	0.921	0.878	0.848	1.059	1.025	0.985
$f_y=400$	0.949	0.901	0.867	1.061	1.027	0.999

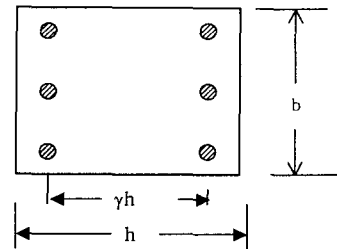


그림 3 γ 의 정의

(f_{ck}, f_y 의 단위는 MPa)

3. 수치해석 예제

3.1 4층 건물의 경우

기존의 연구⁽²⁾로부터 표2와 같은 밀면전단력의 값을 인용하였다. 콘크리트의 강도는 210 kgf/cm²(20.6 MPa), 철근의 강도는 4,000kgf/cm²(392 MPa)를 사용하였다. 사용된 프로그램은 DRAIN-2DX이며, 2 component Beam Element를 사용하였으며, 항복후의 hardening ratio=0.03으로이다. 1층에서의 층고는 4.0m이며, 1층 기둥의 평균 철근비는 1.7%~1.9%이다. 표 2에서 밀면 전단력의 값은 0.1 ~0.11 사이에 분포함을 알 수 있다. 지붕층 최대변위비는 구조물의 강성이 작아져서 해석이 중단된 점의 변위비이다. 6가지 경우 중 3가지 경우에 지붕층의 최대변위비가 1.0%를 초과하지 못함을 알 수 있다.

표 2. Push-over에 의한 밀면전단력 (4층 건물)

Bay 수	Span(m)	고정하중 중 류*	밀면전단력 (g)	최대지붕층 변위비(%)	1층 기둥의 평균 철근비 (%)	1층 기둥의 평균 폭 (cm)
3	6	(1)	0.100	0.61	1.7	33.75
3	7	(1)	0.100	0.65	1.9	33.75
3	8	(1)	0.111	2.08	1.5	38.75
3	8	(2)	0.105	2.33	1.7	38.75
4	6	(1)	0.101	0.79	1.6	34.5
4	6	(2)	0.099	1.97	1.9	34.5

* 고정하중(자중 포함) (1) DL=720 kgf/m², $\beta=0.33$ (2) DL=820 kgf/m², $\beta=0.29$

3.2 3층 건물의 경우

3층 3bay의 건물(그림 7)에 대한 2차원 push-over 해석을 수행하였다. 1층의 층고는 3.3m이고, span 길이는 7.5m, 콘크리트의 강도는 210 kgf/cm²(20.6 MPa), 철근의 강도는 4,000kgf/cm²(392 MPa)

를 사용하였다. 기준층의 설계하중 $DL = 450kg/m^2$, $LL = 300kg/m^2$ 을 사용하였으며, 설계된 구조 모델은 표 3과 같다.

설계된 3층 건물을 RUAUMOKO⁽⁵⁾를 이용하여 비선형 해석을 수행하였으며, 보와 기둥의 휨과 전단의 비선형 거동을 위하여 3 component spring model을 사용하였다. 회전 스프링의, 휨 모멘트 저항 능력은 모멘트-곡률 관계^{(6),(7)}로부터 유도하였다. 전단 스프링 모델은 소성힌지가 발생하여 연성도가 증가함에 따라 그림 4와 같이 전단강도가 감소하는 모델⁽⁸⁾을 사용하였다.

그림 5는 해석결과로, 항복시의 밀면전단력은 0.12g이다. 그림에서 변위비 1.5% 이전에 항복이 발생함을 알 수 있다. 변위비가 1.7%시에 여러 부분에서 전단파괴가 발생하였다. 즉, 그림 6과 같이, 건물에 소성힌지가 발생하여 붕괴기구가 형성되기 전에 전단파괴가 먼저 발생함을 알 수 있다.

표 3 3층 건물 기둥의 크기, 배근

기둥 위치	Size	Main-Bar	Hoop	P _{DL} (kN)
3층 외부	300x300	4-D22	D10@300	92.1
2층 외부	300x300	4-D22	D10@300	221.5
1층 외부	300x300	4-D22	D10@300	349.9
3층 내부	300x300	4-D22	D10@300	187.2
2층 내부	300x300	4-D22	D10@300	363.6
1층 내부	300x300	6-D22	D10@300	542.9

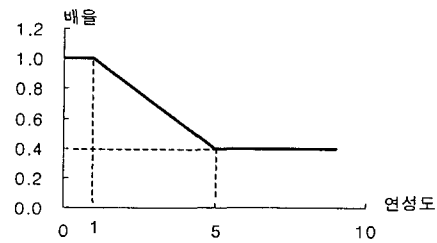


그림 4 휨 연성도에 따른 전단강도비

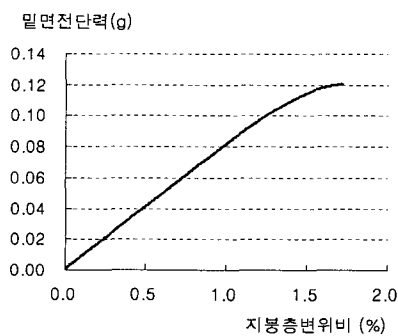


그림 5 3층 건물의 거동

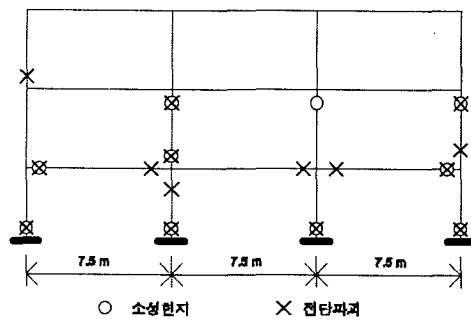


그림 6 3층 건물의 파괴 형태

3.3 이론치와 수치해석값의 비교

표 1의 값에 1층의 층고에 대한 기둥 폭의 비 h_c/h_1 를 곱하면 항복시의 밀면전단력을 추정할 수 있다. 4층 건물의 수치해석에서, 1층 기둥의 평균 폭은 35cm 이고 층고는 4m이므로 $h_c/h_1 \approx 1/11$ 이라고 볼 수 있다. 그리고 평균 철근비는 1.7%이다. 표 2 에서 철근비 1%와 2%의 값으로부터 1.7%의 값을 직선 보간 하면 1.027 이다. 이 값에 1/11을 곱하면 0.0093 g의 값을 얻을 수 있다. Psub-over 해석 결과인 표 2에서는 항복 밀면전단력의 값이 0.0099 ~ 0.0111 의 값의 분포를 가지고 있다. 이론에 의한 최소값의 추정은 해석의 값과 잘 일치함을 알 수 있다.

3층의 경우 1층 기둥의 폭은 30cm이고 층고는 3.3m 이므로 $h_c/h_1 = 11$, 평균 철근비는 2.15 %이다. 표 1에서 철근비가 2.0%인 경우의 값 1.061을 사용하면 항복 밀면전단력은 $1.061/11 = 0.0096 g$ 이다. 그림 5와 같이 push-over 해석의 항복 밀면전단력은 0.12g 이므로, 표 1의 최소값의 추정은 적절함을 알 수 있다.

위의 결과를 종합하면, 표 1에서 구한 최소 항복 밀면전단력의 추정은 적절하다고 볼 수 있다. 내진 설계가 되지 않은 국내 저층 RC 골조의 콘크리트 강도가 25 MPa, 철근의 강도는 350 MPa라 가정한다면, 표 1에 따라 항복 밀면 전단력(또는 저항 전단력)의 최소값은 $1.025h_c/h_1 g$ 로 추정된다. $h_c/h_1 = 1/11 \sim 1/8$ 이라고 보면 최소 항복 밀면전단력은 0.1 g 정도로 추정된다. 이는 현행 구조설계^{(1),(3)}에서 규정하고 있는, 지진지역 I의 설계 지진력 0.11 g보다는 약간 작으며 지진구역 II의 0.07보다는 큰 값을 알 수 있다.

4. 결 론

국내 6층 미만의 저층 RC 골조에 대하여 1층의 기둥에 소성힌지가 발생하여 항복기구가 발생한다고 가정하고 기둥의 강도식을 사용하여 항복시의 밀면전단력을 유도하였다. 이 결과를 이용하여 최소 항복 밀면전단력을 구하고 이를 6개의 4층 건물과 1개의 3층 건물의 push-over 해석과 비교한 결과, 두 결과가 거의 유사하게 나타났다. 이에 따라, 국내 저층 RC 골조의 항복 밀면전단력의 최소값은 약 0.1 g로 추정되었다.

본 연구의 3.2절에서 3층 건물 모델에서 지붕층의 최대변위비가 1.7%일 때 전단에 의한 부재의 파괴가 발생하였다. 일반적으로 붕괴방지 수준의 층간 변위비 2.0% 또는 2.5%^{(3),(4)}에 도달하기 전에 전단파괴의 발생이 예상되므로 변형능력에 대한 추후 연구가 필요하다.

5. 참고문헌

1. 건축물의 구조기준 등에 관한 규칙, 건설교통부, 2000. 6
2. 이영욱, "국내 저층 철근콘크리트 골조의 초과강도," 한국지진공학회 추계학술발표대회, 제2권 2호, 1998. 9. 25. pp 28-35
3. 한국지진공학회, "내진설계기준연구(II)-내진설계성능기준과 경제성평가," 건설교통부, 1997
4. Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee, "Performance Based Seismic Engineering of Buildings - Part I," 1995
5. A. J. Carr, RUAUMOKO-Inelastic Dynamic Analysis, University of Canterbury, March, 2000
6. MJN, Priestly, "Displacement Based Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Moment Resisting Frames," Vol 2, Nov. 1995, Pacific Conference of Earthquake Engineering, 225-244
7. MJN, Priestly, "Brief Comments of the Elastic Flexibility of Reinforced Concrete Frames and Significance to Seismic Design," Vol.31 No.4, Dec. 2000, Bulletin of the NZSEE, 246-259
8. NZ NSEE(New Zealand National Society of Earthquake Engineering), The Assessment and Improvement of the Structural Performance of Earthquake Risk Buildings, 1996. 6. 4, Building Industry Authority