

중력하중에 대하여 설계된 RC 골조의 내진 저항력 추정식의 유도

Derivation of Estimating Formulas for Seismic Strength of RC Frames Designed to Gravity Loads

이 영 욱*
Lee, Young Wook

국문요약

중력하중에 대하여서만 설계되고 내진에 대하여 설계되지 않은 6층 미만의 RC 골조를 대상으로 내진 저항력에 대한 추정식을 유도하였다. 추정식의 산정을 위하여 기둥 소성 힌지 붕괴기구와 보 소성 힌지 붕괴기구의 2가지 경우를 가정하여 이론식을 유도하였으며, 이를 4층 및 3층 건물의 push-over 해석과 비교하였다. 연구 결과로, 중력 하중에 대하여서만 설계된 구조물의 내진 저항력은 bay 수의 증가와 크게 관계가 없으며 저층일수록 증가하는 기존의 연구 결과와 잘 일치함을 알 수 있었다. 설계시 기둥의 철근 강도와 철근비가 증가할수록 내진 저항력이 증가함을 알 수 있었다. 또한 스패의 길이보다는 기둥 춤의 크기가 내진 저항력에 더 많은 영향을 미침을 알 수 있었다.

주요어 : 비내진 설계, RC 골조, 내진 저항력, push-over 해석

ABSTRACT

The seismic design regulations have not been applied to the low-rised buildings which are less than 6 stories in Korea. For these buildings which are designed only for gravity loads, theoretical formulas which can estimate the seismic strength of building are derived. The column hinge sway and beam hinge sway mechanism are assumed for the formulars. For the comparisons with the formulas, the results of push-over analyses of 3 and 4 storied buildings are used. It can be shown that the estimating formulas correspond well with the push-over analyses. And the seismic strength of building has a little relations with the number of bay and becomes larger as the building becomes lower. Also, as the ratio and strength of reinforcing steel increase, the seismic strength of building is increased.

Key words : designed to gravity loads, RC fame, seismic strength, push-over analysis

1. 서 론

1.1 연구배경 및 목적

국내의 경우 6층 미만의 일반 건물에는 아직까지 내진설계가 적용되지 않는 실정이다.⁽¹⁾ 내진설계의 기본 개념은 예상되는 지진에 대해 인명의 안전과 재산에 피해가 없이 건축물이 그 기능을 유지하도록 하는 것이다. 일반적인 내진 설계시 탄성 지진하중을 반응수정계수(response modification factor) R로 나누어 사용하고 있다. 즉, 그림 1에서 구조물의 탄성설계하중 C_{eu} 를 R로 나누어 내진설계하중 C_w 로 사용하고 있다. 구조물의 내진 저항력시의 밀면전단력 계수 C_y 는 최소한 내진 설계수준 C_w 이상이어야 하며 항복 후에는 R 값에 부응하는 연성거동이 요구된다.

내진설계가 수행되지 않은 구조물이 탄성 응답을 따르는 경우에 횡저항력의 크기가 C_{eu} 를 초과하면 안전하다 할 수 있다. 만일, 내력이 C_{eu} 를 초과하지 못하는 경우라면, 구조물에 항복이 발생할 수 있다. 그러나 내진 설계되지 않은 저층 건물에 항복이 발생할 경우의 연성 거동은 내진 설계된 건물과 같은 수준의 연성도를 확보하지는 못할 것이다.

국내외에서 비내진 설계된 구조물의 내진 성능에 대한 연

구가 활발히 수행되었었다. Bracci등⁽¹⁰⁾은 축소 모형실험에서 내진 저항능력이 0.3g를 초과함을 보여 주었다. 국내의 경우에서도 비내진 설계된 3층 건물의 진동대 축소 모형 실험⁽⁹⁾에서 잠재적으로 보유하고 있는 지진 내력이 상당한 크기임을 보여 주었다. 그러나 이와 같은 자료는 제한된 결과이므로 일반적인 경우에도 적용할 수 있을지 의문이 생긴다. 즉, 건물의 Bay수, 층고와 스패 길이, 단면 크기 등에 따라 C_y 의 값이 다른 결과를 나타낼 수도 있기 때문이다.

따라서 본 연구에서는 수직하중으로 설계된 구조물의 항복 강도에 대한 이론식을 유도하여 개괄적인 항복 강도의 특성을 고찰하고자 한다. 유도된 수식의 적합성을 확인하기 위하여 push-over 해석과 비교하고자 한다.

1.2 연구범위 및 가정

그림 1에서 C_s 는 구조물에 항복이 처음 발생할 때에 해당 하는 하중이며, 이후부터 강성이 점차 감소하면서 구조물에 경화현상이 발생하면서 강도가 조금씩 증가한다. 본 연구에서는 각 부재의 항복 후 강성의 경화 현상이 없다고 가정한다. 이러한 경우에는 붕괴기구가 형성된 이후에 더 이상 내력이 증가하지 않는다. 즉, 그림 1에서와 같이 구조물에 항복기구가 형성되어 더 이상 내력이 증가하지 않는다. 본 연구에서는 이 때의 값을 내진 저항력의 밀면전단계수 C_y 로 설정하였다. 이러한 설정에 따라 2장의 이론식과 3, 4장의

* 정회원 · 군산대학교 건축공학과, 조교수(대표저자 : leeyu@ks.kunsan.ac.kr)
본 논문에 대한 토의를 2002년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2002. 4. 8 / 심사종료일 : 2002. 6. 4)

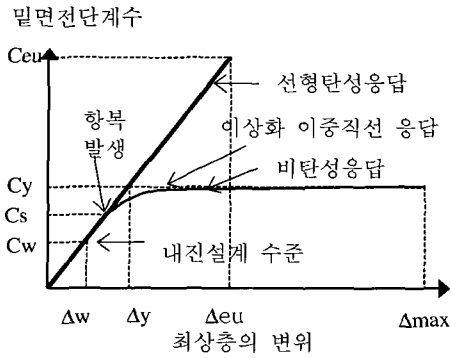


그림 1 일반적인 구조물의 거동

push-over 해석의 내력값을 산정하였다.

그림 1에서 C_y 의 크기에 영향을 미치는 요소로는 재료의 초과 강도와 설계의 최소 단면과 최소 철근비, 소요 단면과 철근 개수의 올림, 동적 거동 효과 등이 있다. 재료의 초과 강도가 20%, 동적 효과 및 항복의 경화비에 따른 강도 상승을 20%라 하면 설계치에 비하여 $1.2 \times 1.2 = 1.44$ 배의 내력 증가가 있을 것이다. 본 연구에서는 이러한 많은 항목 중 설계 시 포함되는 안전을만을 고려하고자 한다. 설계시의 안전을 이란 강도감소계수와 하중계수 외에 철근 개수의 올림과 최소 철근비, 단면의 최소 크기 등에서 부가적으로 발생하는 것을 말한다.

본 연구의 범위 및 가정은 다음과 같다.

- 1) 수직하중에 대하여 설계된 저층 RC 골조이며 1방향 슬래브만을 연구의 범위로 한다.
- 2) 구조물은 강도설계법으로 설계되었다고 가정한다.
- 3) 평면형태는 정형이며 사용 용도는 사무실로 가정하였다.
- 4) Push-over 해석시 수직하중은 고정하중만 작용하는 경우만 고려한다.
- 5) 구조물의 해석은 2차원을 가정한다.
- 6) 휨에 의한 소성 힌지의 발생으로 구조물에 붕괴기구가 발생함을 가정한다.
- 7) 실제로 구조물에 발생하는 휨 소성힌지에 의한 붕괴기구는 무수히 많으나, 본 연구에서는 기둥 힌지 붕괴기구와 보 힌지 붕괴기구 2가지 경우만을 사용하여 내력 추정식을 산정한다.

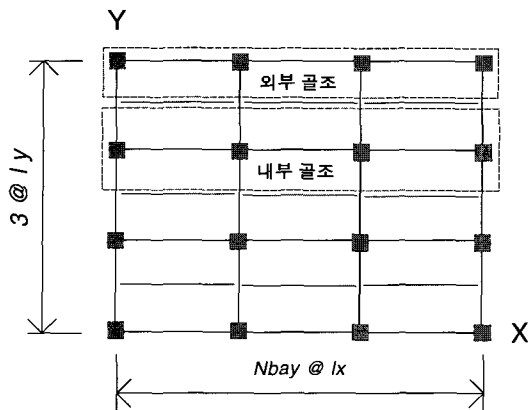


그림 2 모델의 평면

2. 이론식에 의한 추정

이론식을 유도하기 위하여 수직하중에 대한 정의를 먼저 내린 후, 붕괴기구에 따른 내력을 건물 자중의 항으로 표현하고자 하였다.

2.1 수직하중

그림 2와 같은 구조물 평면에 작용하는 등분포 고정하중을 ω_{DL} 그리고 등분포 활하중을 ω_{LL} 이라 하면, 등분포 계수하중은 다음과 같다.

$$\omega_u = 1.4 \omega_{DL} + 1.7 \omega_{LL} = (1.4 + 1.7 \beta r) \omega_{DL} \quad (1)$$

단, $\beta = \omega_{LL} / \omega_{DL}$

r : 활하중 감소계수

그림 3과 같은 내부골조의 전체 중량을 다음과 같이 표시하자.

$$W = (N_{bay} - 1)P_{g,I} + 2P_{g,E} \quad (2)$$

단, $P_{g,I}$: 고정하중에 의하여 내부기둥의 1층에 작용하는 축력

$P_{g,E}$: 고정하중에 의하여 외부기둥의 1층에 작용하는 축력

N_{bay} : bay의 수

슬래브의 고정 하중만에 의하여 1개의 내부 기둥에 작용하는 축력은 다음과 같이 표시 될 수 있다.

$$P_{g,I} = \omega_{DL} \times l_x \times l_y \times N_{st} \quad (3)$$

단, N_{st} : 건물의 층수

외부 기둥에 작용하는 축력은 슬래브에 작용하는 분포 하중과 벽체의 하중(W)으로 구분될 수 있다. 따라서 고정하중만에 의하여 외부 기둥에 작용하는 축력은 다음과 같이 표시된다.

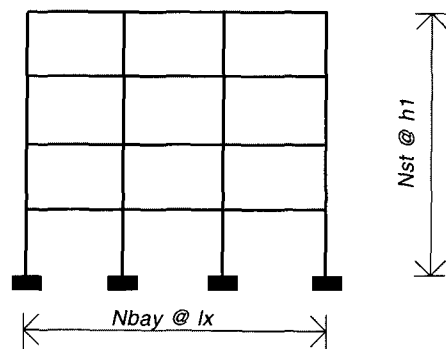


그림 3 내부 골조의 입면

$$P_{g,E} = w_{DL} \frac{l_x l_y}{2} N_{bay} N_{st} + W' = 0.5 P_{g,I} + W' \quad (4)$$

또한 α 를 내부기둥에 대한 외부기둥에 작용하는 고정하중의 비율이라 하자 즉,

$$P_{g,E} = \alpha P_{g,I} \quad (5)$$

그러면, 외부기둥에 작용하는 벽체 하중은 다음과 같이 표시된다.

$$W' = (\alpha - 0.5) P_{g,I} \quad (6)$$

또한, 식 (2)에 식 (5)를 대입하면 전체 고정하중은 다음과 같이 표시된다.

$$W = (2\alpha + N_{bay} - 1) P_{g,I} \quad (7)$$

2.2 붕괴기구

RC 골조의 붕괴 기구는 다음의 3가지로 구분된다. 첫 번째는 그림 4와 같이 기둥에 소성 힌지가 발생하는 경우이고, 둘째는 그림 5와 같이 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.

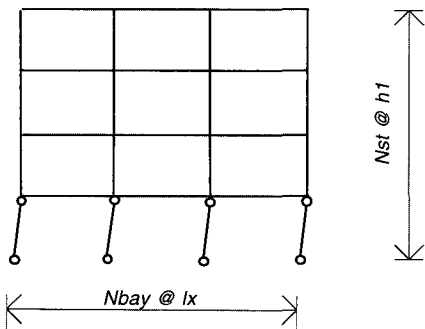


그림 4 기둥 힌지 붕괴기구

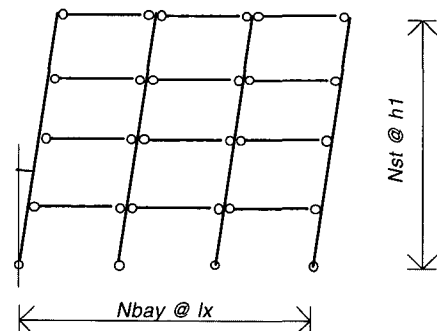


그림 5 보 힌지 붕괴기구

2.2.1 기둥 힌지 붕괴기구

기둥에 소성힌지가 발생하는 경우에 어느 층이든 기둥의

상부에 소성힌지가 발생하면 수평 붕괴기구가 형성된다. 본 연구에서는 그림 4와 같이 1층 기둥에 소성힌지가 발생하는 것으로 가정하였다.

1) 기둥 단면의 저항성능

① 내부기둥의 경우

1층 기둥에 작용하는 수직 계수하중 P_{ul} 은

$$P_{ul} = (1.4 + 1.7 r\beta) P_{g,I} \quad (8)$$

단, 1.4는 고정하중에 대한 하중계수이며 1.7은 활하중에 대한 것이다. 기둥 설계시 1층의 축하중 내력을 P_{nl} 이라 하면 설계시 다음 조건을 만족시켜야 한다.

$$\phi P_{nl} \geq P_{ul} \quad (9)$$

직사각형 기둥의 경우, $\phi P_{nl} = 0.8 P_0$ 이므로, 식 (8)을 식 (9)에 대입하여 $P_{g,I}$ 에 대하여 정리하면

$$P_{g,I} \leq \frac{0.8\phi}{1.4 + 1.7 r\beta} P_0 = C_1 P_0 \quad (10)$$

이 된다. 식 (10)의 C_1 은 기둥단면의 최대 축하중 능력에 대한 고정하중의 비를 의미한다.

그림 6의 기둥의 P-M 관계곡선에서와 같이 수직하중에 대응하는 공칭 휨 모멘트 값이 존재한다. 구조물에 지진하중이 작용할 때, 활하중을 제외한 고정하중만이 수직하중으로 작용하는 것으로 가정하였다. 횡력이 작용한 연성 모멘트 골조의 비선형 해석에서는 내부 기둥은 축력의 변화가 작다. 외부의 기둥이라 할지라도 소성 힌지의 발생으로 하중이 재분배되므로 축하중이 크게 변화하지 않는다. 따라서 본 연구에서는 활하중 작용한 후에도 기둥의 축하중이 불변한다고 가정하여, 기둥의 휨 저항모멘트를 계산하였다.

기둥에서 그림 6와 같이 고정하중에 의한 수직 축하중 P_g 가 작용하는 경우에 P-M 상관곡선과 만나는 B점에서 공칭 휨 모멘트의 값을 M_g 라 하면 다음과 같은 관계식으로 표현할 수 있다.

$$M_g / bh^2 = C_2 P_g / bh \quad (11)$$

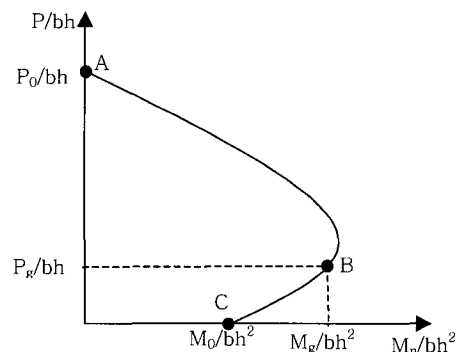


그림 6 기둥의 P-M 상관곡선

내부기둥의 경우에 대한 축력과 휨모멘트 $P_{g,I}$, $M_{g,I}$ 를 윗 식에 대입하고 정리하면 다음과 같이 된다.

$$M_{g,I} = C_2 P_{g,I} h_I \quad (12)$$

단, C_2 : 기둥의 휨 저항성능계수
 h_I : 내부기둥의 폭

일반적으로 국내 저층의 건물에서, 그림 7에 나타난 기둥 단면의 $\gamma=0.65\sim0.75$ 라 가정하자. 활하중에 대한 고정하중비 $\beta=0.25\sim0.5$ 이고 활하중 감소계수 $r=0.6\sim1.0$ 이라 가정하면, $r\beta$ 의 값의 분포는 0.15~0.5 이다. 또한 저층 건물의 경우, 철근비는 1~2%라고 가정하였다. 그림 8은 $r\beta$ 의 값이 0.15에서부터 0.5 까지 변화할 때의 C_2 값을 나타낸 것이다. 단, 콘크리트의 강도는 20MPa, 철근은 400MPa 이고, $\gamma=0.65$ 일 때이다. 철근비가 2%인 경우에 C_2 가 0.53~0.73의 분포를 보이고 있다. 철근비에 상관없이 $r\beta$ 의 증가에 따라 C_2 의 값이 증가함을 볼 수 있다.

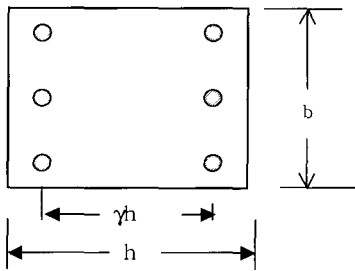


그림 7 기둥에서의 γ

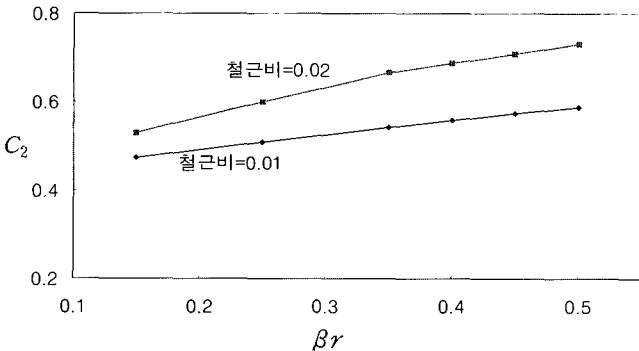


그림 8 $r\beta$ 값의 변화에 따른 C_2 의 분포(단, $f_{ck}=20$, $f_y=400$ MPa)

표 1은 $r=0.65$, $\beta=0.25$ 일 때, 철근비, 콘크리트와 철근의 강도별 C_2 의 값이다. 표에서 철근 강도와 철근비의 증가에 따라 C_2 가 증가함을 볼 수 있다. 철근비가 1%에서 2%로 증

표 1 내부기둥의 휨 저항계 C_2 의 값

	Steel ratio =0.01			Steel ratio =0.02		
	$f_{ck}=20$	$f_{ck}=25$	$f_{ck}=30$	$f_{ck}=20$	$f_{ck}=25$	$f_{ck}=30$
$f_y=250$	0.429	0.412	0.400	0.501	0.475	0.456
$f_y=350$	0.461	0.439	0.424	0.529	0.512	0.492
$f_y=400$	0.474	0.450	0.433	0.530	0.514	0.499

(f_{ck} , f_y 의 단위는 MPa)

가함에 따라 C_2 의 값은 10%이상의 증가가 있다. 콘크리트의 강도의 증가는 C_2 의 감소를 초래하는데, 이는 콘크리트 강도의 증가는 단면을 감소시키므로 저항 모멘트의 크기를 도리어 감소시키기 때문이다. 그러나, 전반적인 값의 분포는 큰 차이가 없음을 알 수 있다.

② 외부기둥의 경우

외부기둥의 철근비가 내부기둥과 동일하다고 가정한다면, 그림 6은 동일하게 적용된다. 즉 P_0/bh 는 재료의 정수로만 표현되므로 동일하다. 내부기둥에 대한 식 (12)와 같이, 외부기둥의 저항 모멘트를 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$M_{g,E} = C_3 P_{g,E} h_E \quad (13)$$

단, h_E 는 외부기둥의 춤이다. 또한 식 (5)를 식 (13)에 대입하면

$$M_{g,E} = C_3 (\alpha P_{g,I}) (\zeta h_I) = \alpha \zeta C_3 P_{g,I} h_I = C_4 P_{g,I} h_I \quad (14)$$

단, $\zeta = h_E/h_I$

C_3 는 C_2 의 경우와 같이 $r\beta$ 에 비례하고 철근의 강도에 비례함을 그림 9에서 볼 수 있다. 그림 10에서 C_4 는 α 에 비례함을 보여주고 있다.

2) 내진 저항력 C_y

구조물의 bay수가 N_{bay} 인 구조물에 붕괴 기구 발생할 때의 외부 일은

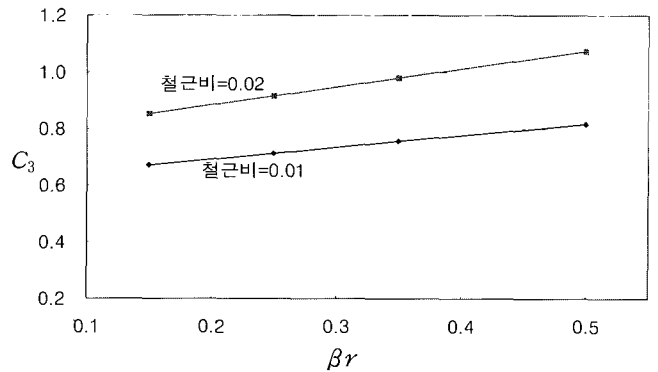


그림 9 $r\beta$ 의 변화에 따른 C_3 의 분포(단, $f_{ck}=20$, $f_y=400$ MPa)

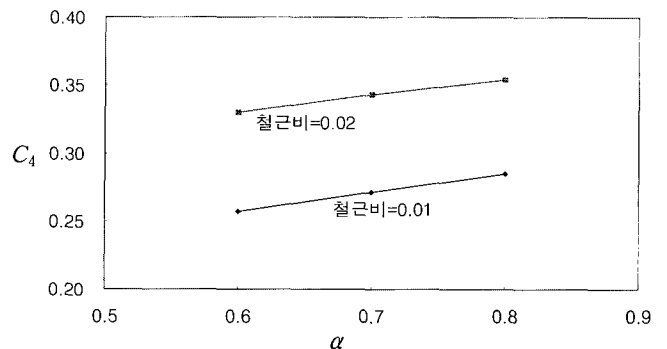


그림 10 α 의 변화에 따른 C_4 의 분포(단, $f_{ck}=20$, $f_y=400$ MPa)

$$W_e = V_E(h_1 \theta) \quad (15)$$

이고, 기둥에 의하여 발생한 내부 일은 내부의 기둥과 2개의 외부 기둥의 일의 합이다. 즉,

$$W_i = (2\theta)[M_{g,I}(N_{bay} - 1) + 2(M_{g,E})] \quad (16)$$

앞의 식 (12)와 식 (14)를 위 식에 대입하면

$$W_i = (2\theta)[(N_{bay} - 1)C_2 + 2C_4]P_{g,I}h_I \quad (17)$$

이 된다. 따라서 붕괴기구를 형성하는 수평력은 다음과 같다.

$$V_E = 2[(N_{bay} - 1)C_2 + 2C_4] \frac{h_I}{h_1} P_{g,I} \quad (18)$$

또한, 식 (7)과 식 (18)에 의하여

$$V_E = 2 \frac{(N_{bay} - 1)C_2 + 2C_4}{2\alpha + N_{bay} - 1} \frac{h_I}{h_1} W = C_y W \quad (19)$$

2.2.2 보 힌지 붕괴기구

1) 내부의 일

구조물의 항복 후의 붕괴기구를 그림 5와 같이 가정하면, 그때의 내부에서 발산된 에너지는

$$W_i = W_{i,b} + W_{i,c} \quad (20)$$

이다. 한 층에서 보의 항복에 의한 내부 일은

$$\begin{aligned} W_{i,b(1)} &= \sum M_{n,i} \theta_i \\ &= [M_{n,E}^P + M_{n,I}^N + M_{n,I}^P + \dots + M_{n,E}^N] \theta \\ &= [K_{1,E} M_{n,E}^N + M_{n,I}^N + K_{1,I} M_{n,I}^N + \dots + M_{n,E}^N] \theta \\ &= [(K_{1,E} + 1) M_{n,E}^N + (K_{1,I} + 1) M_{n,I}^N (N_{bay} - 1)] \theta \\ &= M_{n,I}^N [(K_{1,E} + 1) K_2 + (K_{1,I} + 1) (N_{bay} - 1)] \theta \quad (21) \end{aligned}$$

층 높이에 따라 보에 동일한 모멘트가 발생한다고 가정하면, 골조 전층의 보의 항복에 따른 내부 일

$$W_{i,b} = M_{n,I}^N [(K_{1,E} + 1) K_2 + (K_{1,I} + 1) (N_{bay} - 1)] \theta N_{st} \quad (22)$$

ACI의 간편식에 따라 내부 스패인 3개이상의 경우, 보에 작용하는 하중의 유효 폭을 B 라 하면 내단부의 하중 모멘트는

$$M_{u,I}^N = \alpha(\omega_u B) l_{nx}^2 \approx 0.1 \omega_u B l_{nx}^2 \quad (23)$$

이다. $B = l_y/2$, $l_{nx} \approx l_x$ 라 가정하면

$$\begin{aligned} M_{u,I}^N &= 0.05(1.4 + 1.7 \beta r) \omega_{DL} l_y l_x^2 \\ &= (0.07 + 0.085 \beta r) \omega_{DL} l_y l_x^2 \quad (24) \end{aligned}$$

다시, 식 (24)를 식 (22)에 대입하면

$$W_{i,b} = (0.07 + 0.085 \beta r) l_x [(K_{1,E} + 1) K_2 + (K_{1,I} + 1) (N_{bay} - 1)] P_{g,I} \theta \quad (25)$$

그림 5에서 기둥에 발생하는 소성 힌지에 의한 에너지는 그림 4의 기둥 힌지 붕괴기구에 의한 에너지의 절반이므로 식 (17)로부터

$$W_{i,c} = [(N_{bay} - 1) C_2 + 2C_4] P_{g,I} h_I \theta \quad (26)$$

2) 외부의 일

외부 하중에 의한 일은 다음과 같이 표시된다.

$$W_E = V_E C h \theta \quad (27)$$

단, C 는 횡하중의 분포에 따른 상수이며, V_E 는 지진에 의한 밀면전단력이다. 층높이에 따라 횡하중의 분포가 직선적으로 변화한다고 가정하면

$$W_E = V_E \left(\frac{2}{3} h \right) \theta = \frac{2}{3} V_E N_{st} h_1 \theta \quad (28)$$

단, $h =$ 건물의 총 높이 $= N_{st} h_1$

3) 내진저항력 계수 C_y

$W_e = W_i$ 이므로, 식 (7), (25), (26), (28)에 의하여

$$V_E = \frac{3}{2N_{st}} (A_1 + A_2) \frac{W}{2\alpha + N_{bay} - 1} = C_y W \quad (29-1)$$

$$\begin{aligned} \text{단, } A_1 &= (0.07 + 0.085 \beta r) \frac{l_x}{h_1} [(K_{1,E} + 1) K_2 \\ &\quad + (K_{1,I} + 1) (N_{bay} - 1)] \quad (29-2) \end{aligned}$$

$$A_2 = [(N_{bay} - 1) C_2 + 2C_4] \frac{h_I}{h_1} \quad (29-3)$$

2.2.3 보-기둥 힌지 붕괴기구

실제로 예상되는 붕괴기구는 보와 기둥에 전반적으로 소성 힌지가 분포하는 보-기둥 힌지 붕괴기구일 것이다. 일반적으로 외측보의 외단부에 소성 힌지가 먼저 발생한다. 특히, 외단부 중 부모멘트로 설계되었으나 수평하중에 의하여 정모멘트를 받는 보의 부분이 가장 먼저 항복할 것이다. 그 후, 다른 보와 기둥에 소성힌지가 추가적으로 발생하여 붕괴기구를 형성하게 될 것이다. 기둥과 보의 접합부에서 양측 보의 모멘트 저항능력의 합이 상하 기둥의 합보다 클 경우에는 기둥에 소성 힌지가 발생할 것이다. 이와 같이 기둥과 보의 저항능력의 상대적인 차이에 따라서 소성힌지가 발생할 것이다.

수많은 보-기둥 힌지 붕괴기구가 예상되나, 이러한 경우

를 모두를 포함한 이론식의 유도는 불가능하다. 따라서 본 연구에서는 소성힌지에 의하여 발산되는 일의 양은 보 힌지 붕괴기구와 비교하여 크게 차이가 없다고 가정하므로, 보-기둥 힌지의 붕괴기구에 따른 내진 저항력의 이론식 유도를 제외한다.

3. 내진 저항력 C_y 의 분포

3.1 계수들에 대한 가정

제 2장에서 유도된 결과들을 이용하여 내진 저항력 C_y 를 구하기 위하여 수식에 나오는 계수들의 범위를 다음과 같이 가정하였다.

- 1) 기둥의 춤에 대한 철근간 거리 $\gamma=0.65\sim0.75$
- 2) 고정 등분포하중에 대한 활 등분포하중의 비 $\beta=0.25\sim0.5$
- 3) 활하중 감소계수 $r=1.0$
- 4) 기둥의 철근비 1~2%
- 5) 콘크리트의 강도 $f_{ck}=20\text{Mpa}$,
- 6) 철근의 강도 $f_y=250\sim400\text{Mpa}$
- 7) 외부기둥의 고정하중/내부기둥의 고정하중 $\alpha=0.6\sim0.8$
- 8) 외부기둥의 춤/내부기둥의 춤 $\zeta=0.6\sim0.8$
- 9) $K_{1,E}=0.7\sim1.0$, $K_{1,I}=0.35\sim0.55$
- 10) $K_2=0.35\sim0.55$
- 11) 스패의 길이/1층의 층고= $l_x/h_1=1.5\sim2.5$
- 12) 기둥의 춤/1층의 층고= $h_l/h_1=0.08\sim0.12$

앞에서 유도된 식 (19)와 식 (29)에서 위의 항들은 모두 C_y 와 비례함을 알 수 있다. 위에서 콘크리트의 강도를 고정한 이유는 표 1에서 보듯이 C_2 에 큰 영향을 미치지 않기 때문이다. 또 $r=1.0$ 으로 고정한 이유는 일반적으로 저층 구조물을 설계할 때 활하중 감소계수를 사용하지 않기 때문이다.

또한 식 (19)와 식 (29)에서 C_y 를 계산하기 위하여서는 C_2 와 C_4 의 값을 알아야 하므로, 철근과 콘크리트의 강도 및 α , β 의 값에 따라 최소와 최대 분포를 계산한 결과는 다음과 같다.

$$C_2=0.479\sim0.802(f_y=250\text{MPa}, \text{철근비 } 1\% \text{인 경우}) \quad (30)$$

$$C_4=0.235\sim0.632(f_y=400\text{MPa}, \text{철근비 } 2\% \text{인 경우}) \quad (31)$$

3.2 붕괴기구별 내진 저항력

3.2.1 기둥 힌지 붕괴기구의 경우

3.1절에서 가정한 계수들의 범위를 사용하여, 기둥에 소성힌지가 발생하는 경우 식 (19)의 C_y 의 최대값과 최소값을 나타낸 결과는 그림 11와 같다. 기둥에 소성힌지가 발생하는 경우의 C_y 는 bay의 수에 관계없이 일정함을 볼 수 있다. C_y 의 최소값은 0.07 정도이며, 최대값은 0.19이다. 식 (19)에서

C_y 는 건물의 높이와 무관하므로 그림 11에는 건물의 높이가 표시되어 있지 않다. 따라서 기둥 힌지 붕괴기구가 발생하는 경우의 C_y 는 건물의 층고 또는 bay와 상관없이 값이 일정함을 알 수 있다.

3.2.2 보 힌지 붕괴기구의 경우

3.1 절에서 가정한 계수들의 범위를 사용하여, 보 힌지 붕괴기구의 식 (29)에서 bay의 증가에 따른 C_y 의 값을 그림 12에 나타내었다. 그림에서 보듯이 bay의 증가는 C_y 에 크게 영향을 크게 미치지 않는다. 그러나 건물의 층수에 반비례하므로 저층에서는 매우 큰 값을 나타내고 있다.

3.3 최대 및 최소값의 분포

그림 11과 12에서 기둥 또는 보 힌지 붕괴기구에 따른 두 개의 내진 저항력에서 작은 값이 내진 저항력이 될 것이다. 표 2는 두 붕괴기구를 비교하여 작은 값을 층수와 bay 별로 표시한 것이다. 그림 13은 최대와 최소치를 2bay와 4bay인 경우에 대하여 나타낸 그림이다.

그림 13에서 건물의 층고를 3.3m라고 가정할 때에 국내 기준⁽¹⁾의 설계하중의 값과 비교하였다. 그 결과, 3, 4층의 2bay 경우에는 C_y 의 최대값이 탄성설계하중($A=0.11$ 의 경우)을 초과하고 있음을 볼 수 있다. 또한 최소치의 분포는 내진 설계하중($A=0.11$, $I_E=1.0$, $R=4.5$ 인 경우)의 값보다 모든 경우에 작음을 볼 수 있다.

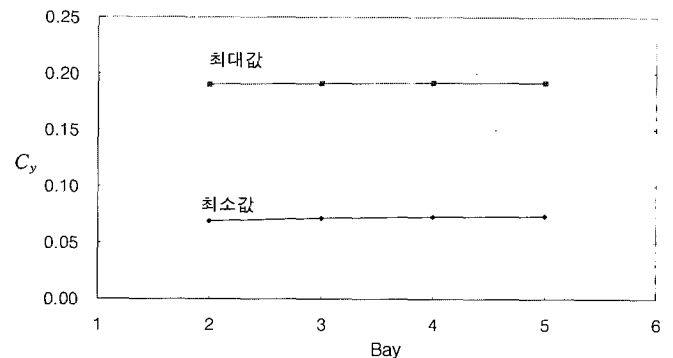


그림 11 기둥 힌지 붕괴기구 발생시의 밀면전단력 계수

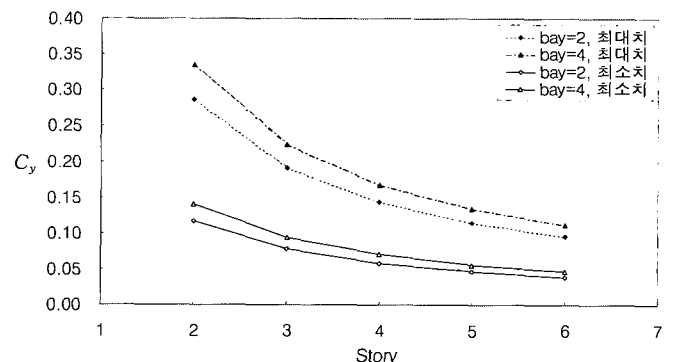


그림 12 보 힌지 붕괴기구 발생시의 밀면전단력 계수

표 2 내진 저항력 C_y 의 분포

층수	bay수		
	2	3	4
2	0.07~0.19	0.07~0.19	0.07~0.19
3	0.07~0.19	0.07~0.19	0.07~0.19
4	0.06~0.14	0.07~0.16	0.07~0.17
5	0.05~0.11	0.05~0.13	0.06~0.13
6	0.04~0.10	0.04~0.11	0.05~0.11

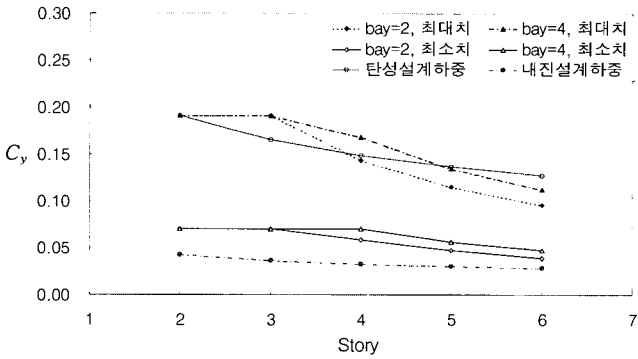


그림 13 붕괴기구 발생시의 밀면전단력 계수

4. 수치해석 예제

4.1 4층 건물의 경우

4.1.1 4층 모델의 개요

비내진 설계된 4층 구조물로서 기존의 연구결과⁽⁴⁾를 인용하였다. 콘크리트의 강도는 20.6MPa(210kgf/cm²), 철근의 강도는 392MPa(4,000kgf/cm²)이다. 사용된 프로그램은 DRAIN-2DX⁽⁹⁾이며, 2 component beam element를 사용하였으며, 항복후의 경화비는 0.03 이다. 1층의 층고는 4.0m 이고, 1층 기둥의 평균 철근비는 1.7%~1.9%(표 3참조) 이다.

표 3 4층 건물의 push-over 해석 결과

Case	Bay 수	Span (m)	고정하중 종류*	내진 저항력(g)	1층 기둥의 평균 철근비(%)	1층 기둥 폭(cm)
(1)	3	6	(1)	0.100	1.7	40
(2)	3	7	(1)	0.100	1.9	40
(3)	3	8	(1)	0.111	1.5	45
(4)	3	8	(2)	0.105	1.7	45
(5)	4	6	(1)	0.101	1.6	40
(6)	4	6	(2)	0.099	1.9	45

* 고정하중(자중 포함) (1) DL=7.06kN/m² ($\beta=0.33$) (2) DL=8.04kN/m² ($\beta=0.29$)

4.1.2 4층 건물 해석결과

건물을 push-over 해석시 경화비를 0.03 사용하였으나, 해석 결과⁽⁴⁾를 보면 최대 변위비 2.5%이하의 범위에서 구조물에 항복기구가 형성된 후 구조물의 내력의 증가가 거의 없으므로 이 값을 그대로 사용하였다. 내진 저항력 C_y 는 0.1~0.11 사

이에 분포함을 알 수 있었다. 이 결과는 표 2의 최소치 0.07과 최대치 0.16 사이에 있음을 알 수 있다.

식 (29)에서 스패의 길이와 1층 내부기둥의 층은 C_y 에 비례한다. Case (1)과 (2), (3)을 비교하면, 스패가 6m에서 7m로 증가하고 동일한 기둥 단면을 사용하는 경우 C_y 는 동일하게 0.1이나, 7m에서 8m로 증가하면서 기둥단면이 40cm에서 45cm로 증가하는 경우 C_y 가 0.111로 증가함을 볼 수 있다. 따라서 내진 저항력은 스패의 증가보다는 기둥 층의 증가가 더 큰 영향이 있음을 알 수 있다.

Case (1)과 (5)에서 보듯이, bay의 증가는 C_y 의 증가에 크게 영향을 미치지 못하였다. 이것은 그림 13의 결과와 동일하다. 그림 13에서 스패 수의 증가는 약간의 C_y 의 증가만을 가져올 뿐이다. 이것은 Jain⁽⁷⁾과 Uang⁽⁸⁾의 overstrength에 대한 연구 결과와 동일하다. Overstrength는 수직하중의 영향에 의하여 구조물의 횡 저항내력이 증가한 것이므로 스패 수의 증가에 큰 영향을 받지 않음을 알 수 있다.

Case (3)과 (4)에서 구조물의 고정하중이 증가에 따라 β 가 감소하면서 내진 저항력의 계수가 감소함을 볼 수 있다. 또한 Case (5)와 (6)도 동일한 경우이다. 이것은 그림 8과 9에서 β 가 증가하면 C_2 와 C_3 가 증가하며, C_2 와 C_3 의 증가하면 C_y 의 값이 증가하는 이론식과 일치한다.

4.2 3층 건물의 경우

철근 강도의 영향을 파악하고자 3층의 건물을 국내의 규준에 따라 설계하고 이를 push-over 해석하였다.

4.2.1 3층 모델의 설계

3층 3bay의 사무실 건물로 각 층의 층고는 3.3m이고, span 길이는 7.5m로 가정하였다. 기준층의 설계하중으로 DL=4.4 kN/m², LL=2.94kN/m²을 사용하였다. 콘크리트의 강도는 20.6MPa(210kgf/cm²) 이고, 철근의 강도는 235Mpa(2,400kgf/cm²)와 392MPa(4,000kgf/cm²)의 2가지 경우로 구조 모델을 설계하였으며 그 결과는 표 4와 같다. 표의 부재 ID는 그림 14에 표시되어 있다. 3M은 철근의 강도가 235Mpa인 경우이고, 3H는 392Mpa인 경우이다.

4.2.2 3층 모델의 push-over 해석

설계된 3층 건물을 RUAUMOKO⁽⁶⁾를 이용하여 비선형 해석을 수행하였으며, 보와 기둥에 대하여 2 component model을 사용하였다. 부재의 휨강성은 전단면을 사용하였으며, 부재의 공칭하중을 항복하중으로 사용하였다. 부재의 공칭 하중 산정은 국내 설계기준^{(1),(2)}을, 항복후의 경화비는 0.1%를 사용하였다.

4.2.3 해석결과의 분석

그림 15는 push-over 해석 결과로, 내진 저항력 C_y 는 3M

표 4 3층 건물 보와 기둥 단면크기 및 배근

기둥 설계 : 모든 단면 300×300			3M ($f_y=235\text{Mpa}$)	3H ($f_y=392\text{Mpa}$)	보 설계 : 모든 단면 300×550			3M ($f_y=235\text{Mpa}$)	3H ($f_y=392\text{Mpa}$)		
기둥 ID	Hoop D10 -	$P_{DL}(kN)$	Main-bar	Main-bar	Beam ID	Stirrup D10-	Loc.	Top bar	Bottom bar	Top bar	Bottom bar
3Ce	@300	92.1	4-D22	4-D22	rGe	@250	ext.end	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22
2Ce	@300	221.5	4-D22	4-D22		@250	int.end	6-D22	2-D22	4-D22	2-D22
1Ce	@300	349.9	4-D22	4-D22	rGi	@250	both end	6-D22	2-D22	4-D22	2-D22
3Ci	@300	187.2	4-D22	4-D22	tGe	@250	ext.end	3-D22	2-D22	2-D22	2-D22
2Ci	@300	363.6	4-D22	4-D22		@200	int.end	6-D22	2-D22	4-D22	2-D22
1Ci	@300	542.9	6-D22	3-D22	tGi	@250	both end	6-D22	2-D22	4-D22	2-D22

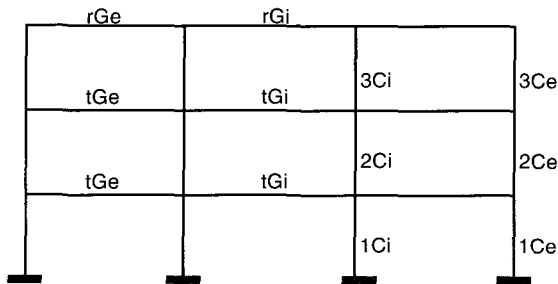


그림 14 3층 구조모델의 부재 ID

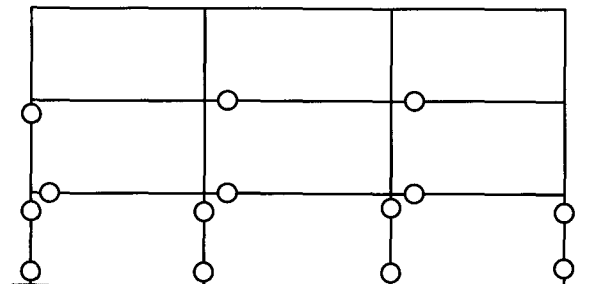


그림 16 3M 모델의 붕괴기구

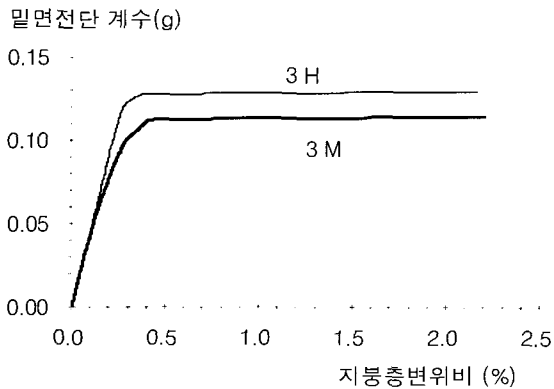


그림 15 3층 모델의 하중 범위 곡선

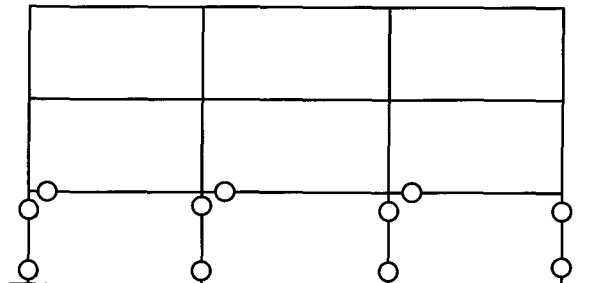


그림 17 3H 모델의 붕괴기구

5. 결론 및 추후 연구과제

현재 국내에서 중력하중에 대하여서만 설계되는 6층 미만의 RC 건물의 내진 능력을 산정하는 구조물의 추정식을 유도하였다. 휨에 의한 기둥과 보 힌지 붕괴 기구를 가정하여 내진 저항력 C_y 를 식 (19)와 식 (29)와 같이 유도하였다. 유도식을 4층 건물과 3층 건물의 push-over 해석 결과 및 기존 연구와 비교하였으며 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 1) 본 연구에서 유도된 이론식과 push-over 해석결과를 비교한 결과 다음과 같은 항목에서 동일함을 알 수 있었다.
 - ① 수직하중에 대하여 설계된 구조물의 수평내력은 bay 수의 증가와 크게 관계가 없으며, 저층일수록 값이 증가한다.
 - ② 구조물의 설계시 고정하중에 대한 적재하중의 비가 증가할수록 C_y 의 값이 증가한다.
 - ③ 기둥의 철근의 강도와 철근비가 증가할수록 C_y 값이 증가한다.
 - ④ 스패의 길이보다는 기둥 축의 크기가 C_y 의 증가에 더 영향을 많이 미친다.

의 경우 0.11g, 3H의 경우는 0.13g을 정도를 나타내고 있다. 즉, 철근의 강도가 높은 재료를 사용한 경우의 C_y 의 값이 높게 계산되었다. 표 1에서 f_y 와 C_2 는 비례관계이고 식 (19)에서 C_y 는 C_2 에 비례하므로, f_y 와 C_y 의 관계가 비례하는 것과 일치한다. 또한, 표 2에 따르면 3층 3bay의 경우 내진 저항력의 최대치와 최소치의 범위가 0.07과 0.19g 이다. 3M의 C_y 값 0.11g와 3H 모델의 0.13g는 이론식에 따라 계산된 최대치와 최소치 사이 안에 있음을 알 수 있다.

각 모델에서 휨 붕괴기구가 발생할 때의 소성 힌지를 그림 16과 17에 표시하였다. 두가지 모두 1층 기둥의 기둥 힌지 붕괴기구가 나타났다. 3M 모델의 경우는 1층에 기둥에서 붕괴기구를 형성하기 전에 1층과 2층의 보에 소성힌지가 발생하였음을 볼 수 있다. 3H의 경우는 1층의 보에만 소성힌지가 발생하였다. 보의 소성힌지는 하중의 가력을 좌측에서 우측으로 하였기 때문에 정모멘트가 발생하는 단부에 먼저 소성힌지가 발생함을 볼 수 있다.

2) 본 추정식에 의하여 계산된 내진 저항력 C_y 의 범위는 3층과 4층 모델의 push-over 해석 결과와 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 또한 추정식의 최대값을 국내 기준의 탄성설계하중과 비교한 결과, 4층과 5층이고 2 bay인 건물의 경우만의 내진저항능력 값이 탄성설계하중보다 작게 나타났다.

본 연구는 비내진 설계된 RC 골조의 수평 저항 능력에 영향을 미치는 주요 인자들을 추정할 수 있는 이론식의 유도에 그 의의가 있다고 하겠다. 그러나 본 연구에서는 많은 가정을 사용하였기 때문에 실제의 상황을 잘 반영할 수는 없다. 따라서 결과에 대한 충분한 검증과 실제의 적용을 위하여서는 국내 및 국외의 실험 데이터와 비교 및 분석이 필요하며, 이론식에 사용된 상수들, 즉 단면크기와 철근 배근, 층고, 스패의 길이 등에 대한 실제 조사도 필요하다.

기호정리

- A : 지진하중의 지역계수
- C_{eu} : 탄성설계하중
- C_w : 내진설계하중
- C_y : 내진 저항력을 나타내는 밀면전단력 계수
- h_1 : 1개층의 층고
- h_E : 1층 외부기둥의 폭
- h_I : 1층 내부기둥의 폭
- I_E : 지진하중의 중요도 계수
- $K_1 = \frac{M_n^P}{M_n^N}$: 보 단부에서 공칭 부모멘트에 대한 공칭 정모멘트의 비
- $K_2 = \frac{M_{n,E}}{M_{n,I}}$: 보의 내측 단부의 공칭 (부)모멘트에 대한 외측 단부의 공칭 (부)모멘트의 비
- l_x : 건물의 x 방향 스패 길이
- l_{nx} : 건물의 x 방향 순 경간 길이
- $M_{g,E}$: 1층 외부기둥의 공칭 휨 모멘트
- $M_{g,I}$: 1층 내부기둥의 공칭 휨 모멘트
- $M_{n,E}^N$: 외측 보단부의 공칭 부모멘트
- $M_{n,E}^P$: 외부 보단부의 공칭 정모멘트
- $M_{n,I}^N$: 내부 보단부의 공칭 부모멘트
- $M_{n,I}^P$: 내부 보단부의 공칭 정모멘트
- N_{bay} : bay의 수
- N_{st} : 건물의 층수
- $P_{g,I}$: 고정하중에 의하여 내부 1층 기둥에 작용하는 축력
- $P_{g,E}$: 고정하중에 의하여 외부 1층 기둥에 작용하는 축력
- P_{nl} : 1층 기둥의 공칭 축하중 강도
- P_{ul} : 1층 기둥에 작용하는 수직 계수하중
- R : 지진하중의 반응수정계수(response modification factor)

- r : 활하중 감소계수
- W : 내부골조에서 전체의 중량
- W' : 외부 벽체의 자중
- W_e : 외력이 한 일
- W_i : 내력이 한 일
- $W_{i,b}$: 보에 소성힌지가 발생하여 내부에서 발산된 에너지
- $W_{i,c}$: 기둥에 소성힌지가 발생하여 내부에서 발산된 에너지
- α : 내부기둥에 대한 외부기둥에 작용하는 고정하중의 비
- $\beta = \omega_{LL}/\omega_{DL}$: 등분포 고정하중에 대한 등분포 활하중의 비
- γ : 기둥의 춤에 대한 상부와 하부 철근 중심간 거리의 비 (그림 7 참조)
- ϕ : 강도저감계수
- ω_{DL} : 등분포 고정하중
- ω_{LL} : 등분포 활하중
- ω_u : 등분포 계수하중
- $\zeta = h_E/h_I$: 내부기둥의 춤에 대한 외부기둥의 비

참고 문헌

1. 건축물의 구조기준 등에 관한 규칙, 건설교통부, 2000. 6.
2. 철근콘크리트 구조설계기준, 건설교통부, 1999.
3. 이한선, 우성우, 허윤섭, "비내진 상세를 가진 3층 철근 콘크리트 골조의 비탄성거동," 한국콘크리트학회 1998년 봄 학술발표회 논문집, 1998, pp. 427-432.
5. 이영욱, "국내 저층 철근콘크리트 골조의 초과강도," 한국지진공학회 추계학술발표대회, 제2권, 제2호, 1998. 9. 25, pp. 28-35.
5. Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee, "Performance based seismic engineering of buildings - Part I," 1995.
6. Carr, A. J., *RUAUMOKO-Inelastic Dynamic Analysis*, University of Canterbury, 2000. 3.
7. Jain, S. K. and Nalvin, R., "Seismic overstrength in reinforced concrete frame," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No 3, 1995, pp. 580-585.
8. Uang, C. M., "Establishing R and Cd factors for building seismic provisions," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No 1, 1991, pp. 19-28.
9. Prakash, V., Powell, G. H., and Campbell, S., "DRAIN-2DX," UCB/SEMM-93/17, Department of Civil Engineering, University of California, 1993.
10. Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., and Mander, J. B., "Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed for gravity loads : Performance of structural system," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 5, 1995, pp. 597-609.