

약지진동 지역의 저층 RC 골조의 초과강도

Over-Strength of Low-Rise RC Frame in Low Seismic Zone

이 영 욱*
Lee, Young Wook

국문요약

현행 내진설계 기준과는 달리 내진설계기준연구(II)에서는 6층 미만의 건물도 내진설계를 적용하도록 제안하고 있다. 이 제안서가 향후 내진설계 기준의 근간이 된다면, 저층 건물에 대하여서도 내진설계가 수행되어야 할 것으로 예상된다. 지진의 세기로 구분할 때 국내는 약지진동 지역으로 구분되며, 이와 같은 지역에서의 저층 건물의 초과강도 계수 Ω 는 매우 크다고 기존의 연구자들이 보고하고 있다. 따라서 본 연구에서는 국내 4층 RC 모멘트 연성 골조의 경우에 Ω 를 고찰하고자, 스패너 경간(bay)을 변화시키면서 모델을 설계하고, 이를 2차원 push-over 해석하였다. 수치해석 결과, 경간의 수 또는 스패너 길이가 증가함에 따라 Ω 의 값이 증가하는 추세를 보였다. 이는 내진설계시 우발 비틀림 모멘트를 고려함으로써, 스패너 길이 또는 경간 수의 증가에 비하여 외부기둥의 설계 강도 증가율이 크기 때문이다. 또한 외부 기둥의 강도증가는 강기둥-약보 모델에 근접한 붕괴기구를 형성하므로, Ω 의 증가에 영향을 미치는 것으로 고찰되었다.

주요어 : 초과강도, 약지진동 지역, 저층 RC 골조, push-over 해석

ABSTRACT

The seismic over-strength factor Ω is evaluated for 4-story reinforced concrete buildings in Korea, which has low seismic intensity. For this study, the seismic load suggested in 'Aseismic guideline research - phase II' (in Korea) is used. When 3D study-models are designed, span length and bay number are varied and accidental torsional moment is considered. And the models are analyzed by push-over analysis, in which external and internal frame are connected by rigid-link. As a result of numerical experiments, Ω is increased as the bay number or span length is increased. Because, by the including of accidental torsional moment in designing process, the increased ratio of strength of external columns is larger than the increased ratio of span length or bay number. And this makes the failure mode of model closer to strong-column and weak-beam mechanism.

Key words : over-strength, low seismic zone, low-rise RC frame, push-over analysis

1. 서 론

1.1 연구 배경

현행 내진설계의 기본 개념은 예상되는 지진에 대해 인명의 안전과 재산에 피해없이 건축물이 그 기능을 유지하도록 하는 것이다. 내진설계시 탄성 지진하중을 반응수정계수 (response

modification factor) R로 나누어 하중을 저감하는 것은 이러한 개념을 적용하는 것이다. 이 반응수정계수는 연성계수(ductility reduction factor) R_d 와 초과강도 계수(over-strength factor) Ω 의 곱으로 표시될 수 있다.⁽¹⁾ R_d 는 탄성 지진력의 크기를 구조물의 항복하중 크기로 저감시키는 계수이며, Ω 는 기준에 따라 설계된 구조물이 잠재적으로 보유하고 있는 초과강도를 나타낸다. 일반적인 구조물의 거동을 그림 1⁽²⁾과 같이 가정하면 반응수정계수와 Ω 는 다음 식과 같이 정리된다.

* 정희원 · 군산대학교 건축공학과 조교수

본 논문에 대한 토의를 9월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

$$R = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \frac{C_y}{C_w} = R_\mu \Omega \quad (1)$$

$$\Omega = \frac{C_y}{C_w} \quad (2)$$

여기서, C_y 는 구조물의 최대 변위시 밀면전단력(base shear) 계수이고, C_w 는 하중 계수를 곱하지 않은 설계 밀면전단력 계수이다. C_s (그림 1 참조)는 구조물에 최초로 심각한 항복이 발생하여 비선형 거동이 시작되는 시점이다.

Miranda와 Bertero⁽⁴⁾의 멕시코 저층 건물에 대한 연구 결과와, Jain⁽²⁾의 연구 결과들을 참고하면 Ω 에 대한 값은 설계기준과 지진구역별 및 지진의 세기에 따라 차이가 있으나, 일반적으로 2~5의 범위 안에 있다. Uang⁽¹⁾과 Jain⁽²⁾ 등의 수치해석 연구결과는 건물의 층수가 낮을수록, 지진의 위험도가 낮은 지역일수록 Ω 가 크다고 보고하고 있다. 국내의 경우, 비내진 설계된 3층 건물의 실험⁽⁶⁾에서도 잠재적으로 보유하고 있는 지진 내력이 상당한 크기임을 보고하고 있다.

현행 국내의 내진 기준에 따르면 6층 미만의 건물은 내진설계의 적용 대상이 아니다. 그러나 1997년에 제안된 내진설계기준 연구(II)⁽⁹⁾에서는 6층 미만의 건물도 적용 대상으로 제안하고 있다. 이 제안서는 성능에 근거한 내진설계의 내용을 기술하고 있다. 이 제안서의 내용이 기준으로 수용된다면, 내진설계 방법이

변화할 뿐 아니라 적용대상도 6층 미만의 저층 건물을 포함하게 될 것이므로 이에 대한 국내의 연구도 수반되어야 할 것으로 판단된다. 따라서 본 연구는 향후의 내진기준이 6층 미만의 건물도 포함한다는 가정하에, 국내 저층 건물의 초과강도를 고찰하고자 한다.

1.2 연구 범위와 목적

본 연구에서는 국내 저층 건물 중 정형적인 4층 건물의 초과강도에 대하여 고찰하고자 한다. 여기서, 정형적이란 건물의 평면이 좌우, 상하 대칭의 형태(그림 2 참조)를 의미한다.

본 연구에서 초과강도를 계산하기 위하여서는 건물의 지진하중 설정 및 설계, 비탄성 해석이 수행되어야 한다. 이중에서 설계 지진하중은 내진설계기준연구(II)를 따르는 것을 가정한다. 앞에서 언급한 바와 같이 4층 건물은 국내 현행 내진설계 기준의 적용 대상은 아니나 '내진설계기준연구(II)⁽⁹⁾에서는 대상이 되기 때문이다.

그러나 내진설계기준연구(II)에서는 건물의 설계 방법에 대하여 구체적인 방법을 제시하지 않았으므로 설계 방법에 대하여 많은 이견이 있을 수 있다. 본 연구에서는 RC 건물에 대하여 현재 사용되고 있는 '강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조설계기준'을 적용한다고 가정하였다. 이 가정에 대한 근거는 다음과 같다. 내진설계기준연구(II)에서 정의하는 지진하중의 크기(내진 II 등급, 붕괴방지수준의 경우)

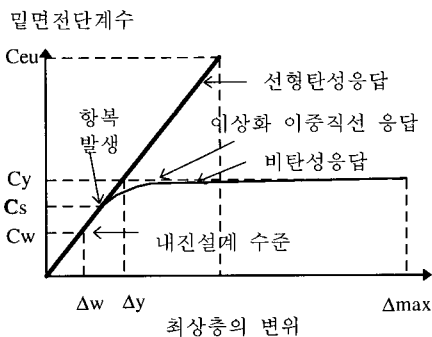


그림 1 일반적인 구조물의 거동

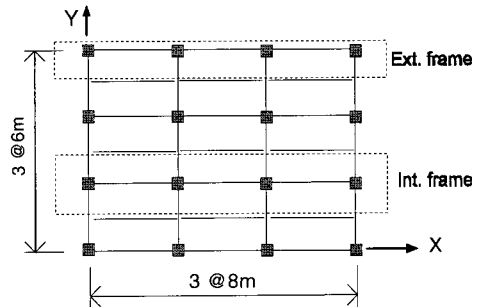


그림 2 설계 건물의 평면 (436 Model의 경우)

는 현행 지진하중의 크기와 동일한 수준으로 '50년 동안 초과할 확률 10%'의 값을 근거로 하고 있다. 따라서 현행 기준과 내진설계기준 연구(II)가 지진하중의 수준을 동일하게 설정하고 있으므로 철근 콘크리트의 구조 설계방법이 크게 변화하지 않을 것이라고 예측할 수 있다. 또한, 동일 수준의 지진하중에 대하여 설계 방법이 변화하여도, 최종 설계 결과물의 차이는 크게 없을 것으로 예측된다.

따라서 본 연구에서 국내 4층 RC 모멘트 연성 골조의 Ω 를 검토하고자, 설계 지진하중은 내진설계기준연구(II)에서 제시한 값을 사용하고, '강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조설계기준'을 모델 설계에 적용하였다.

Ω 에 영향을 미치는 요소로는 구조 재료의 초과 강도 및 설계의 관행, 정적과 동적 거동의 차이, 항복후 강성비 등이 있으나, 본 연구에서는 건물 설계과정의 영향만을 고려하였다. 또한 건물의 스패 길이와 경간(bay)의 수의 변화가 Ω 에 미치는 영향을 주로 고찰하고자 하였다.

2. 구조모델 설계와 push-over 해석

2.1 구조모델 설계

저층 건물 모델로 4층을 대상으로 하였으며, X축 방향의 경간 수와 스패의 길이를 변화시키면서 4층 RC 골조를 설계하였다. 단, Y축 방향은 3경간이고 스패의 길이는 6m로 고정하였다. 설계된 구조 모델의 종류는 표 1과 같다. 각 지진구역별로 3차원 등가정적 해석을 통하여 모델을 설계하였으며, 표 1의 해석방향 X 또는 Y는 push-over 해석 방향을 나타낸다. 설계 지진하중은 '내진설계기준연구(II)' 제안에 따랐으며, 사용한 지진구역계수는 표 2와 같다. 단, 본 연구의 4층 RC 모멘트 연성골조의 경우, 지진하중의 밑면전단력을 계산하기 위한 R의 값은 4.5를 사용하였으며, '강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조설계기준'을 본 연구의 모델 설계에 적용하였다. 사용 조건 및 가정 사항은 다음과 같다.

- (1) 자중이 포함된 고정하중 및 적재하중은 다음과 같다.
 - 고정하중 (자중포함)
 - 기준층 : 720 kg/m^2 , 지붕층 : 750 kg/m^2
 - 적재하중
 - 기준층 : 250 kg/m^2 , 지붕층 : 200 kg/m^2
- (2) 건물의 기준층 높이는 3.5m, 1층의 높이는 4m로 가정하였다.
- (3) 동일 층의 수평거동은 강체거동을 한다고 가정하였다.
- (4) P- Δ 거동 및 지진하중의 우발편심을 고려하였다.
- (5) 철근 및 콘크리트 재료 강도는 4000, 210kg/cm²을 사용하였고, '강도설계법에 따른 철근콘크리트 기준'에 따라 부재를 설계하였다.
- (6) 기둥의 단면은 철근비 3% 이하의 범위에서 정방형 300, 350, 400, 450mm 중 최소 단면을 선택하였다. 보의 크기는 스패 길이가 6m 일 때 300×500, 7m 일 때 300×550, 8m 일 때 300×600의 단면을 모든 층에 일률적으로 적용하였다.

설계된 구조 모델 중 지진구역 I에 대하여 1층 기둥의 크기와 배근을 표 3에 정리하였다.

표 1 구조모델 및 초과강도 계수

| 층수 | Bay | Span | 지진구역 계수 | 해석 방향 | 최대변위시밑면 전단력(O)(g) | 초과강도비 Ω |
|----|-----|------|------------|----------|----------------------|-------------------|
| 4 | 3 | 6 | I | X | 0.132 | 2.28 |
| | | | II | X | 0.120 | 3.25 |
| | 3 | 7 | I | X | 0.150 | 2.60 |
| | | | II | X | 0.119 | 3.24 |
| | 3 | 8 | I | X | 0.154 | 2.66 |
| | | | II | X | 0.137 | 3.73 |
| | 4 | 6 | I | X | 0.149 | 2.57 |
| | | | II | X | 0.130 | 3.54 |
| 4 | 3 | 6 | I | Y | 0.138 | 2.39 |
| | 3 | 7 | I | Y | 0.160 | 2.77 |
| | 3 | 8 | I | Y | 0.158 | 2.72 |

표 2 지진구역계수

| 지진구역 | I | II |
|---------|------|------|
| 구역계수(g) | 0.11 | 0.07 |

표 3 모델의 1층 기둥의 단면 크기 및 배근

| model | location | Int. frame | | | Ext. frame | | |
|-------|----------|------------|--------|---|------------|--------|---|
| | | col. size | re-bar | ① | col. size | re-bar | ① |
| 436-I | ext. | 350×350 | D22- 6 | 5 | 350×350 | D22-6 | 3 |
| | int. | 400×400 | D22- 8 | 1 | 350×350 | D22-6 | 4 |
| 437-I | ext. | 400×400 | D22- 8 | 5 | 400×400 | D22-8 | 4 |
| | int. | 400×400 | D22-12 | 1 | 400×400 | D22-8 | 3 |
| 438-I | ext. | 400×400 | D22- 8 | 5 | 400×400 | D22-8 | 4 |
| | int. | 450×450 | D22-12 | 1 | 400×400 | D22-8 | 3 |
| 446-I | ext. | 400×400 | D22- 8 | 5 | 400×400 | D22-8 | 4 |
| | int. | 400×400 | D22- 8 | 1 | 400×400 | D22-4 | 3 |

① Governing design load case

1=1.4 D.L+1.7 L.L

2=0.75(1.4 D.L+1.7 L.L+1.87 Ex) 3=0.9 D.L+1.43 Ex

4=0.75(1.4 D.L+1.7 L.L+1.87 Ey) 5=0.9 D.L+1.43 Ey

where, Ex is X directional and Ey is Y directional earthquake load.

표 3의 모델 중 436-I은 4층-3경간-6m 스패이고 지진구역 I에 위치하는 건물을 의미한다. 표에서 정방형 기둥의 크기 및 배근은 X 또는 Y 해석 방향과 상관없이 동일하기 때문에 생략하였다. 또한 표 3의 'Int. frame'과 'Ext. frame'은 그림 2에 점선으로 표시된 2차원 골조를 나타낸다. 설계시 지배적인 하중조합을 표시하였는데, 내부기둥의 지배적인 하중조합은 수직하중임을 알 수 있으며, 외부 기둥은 횡력이 포함된 하중조합이 지배하중임을 알 수 있다. 표 3에서 스패이 증가할수록 기둥의 크기와 배근량이 증가함을 알 수 있다. 스패이 동일하게 6m이고 경간이 3(436-I Model)에서 4로(446-I Model) 증가하는 경우, 내부 기둥의 크기와 배근은 동일하나 외부에 위치한 기둥의 크기와 배근은 증가함을 볼 수 있다. 내부기둥의 설계하중은 지진구역 I과 II에 상관없이 수직하중이 지배하중이므로 동일한 크기와 배근으로 설계됨을 관찰할 수 있다.

2.2 Push-over 해석

일반적으로 슬래브는 골조 건물에서 수평방향 거동에 대하여 일체성을 제공하므로 그림 3과 같이 내부와 외부 골조를 rigid link로 연결하여 해석하였다. 사용한 프로그램은 DRAIN-2DX⁽⁷⁾이며 해석 조건 및 가정은 다음과 같다.

- (1) P-Δ영향을 고려하였다.
- (2) 기둥과 보 요소는 양단부에 휨에 의한 소성힌지가 발생하는 모델을 사용하였다. 이는 기둥 또는 보에 전단파괴나 기둥-보 접합부의 파괴가 발생하지 않음을 가정한 것이다. 즉, 휨에 의한 소성힌지의 발생만으로 건물의 내력 저감을 고려한 것이다.
- (3) '강도설계법에 따른 철근콘크리트 구조설계기준'에 따라 부재의 내력을 산정하였다. 단, 보의 단면성능은 T형보로 가정하여 계산하였다.
- (4) 모든 해석시 수직하중은 고정하중만을 고려하였다. 각 층에 작용하는 지진하중의 수직 분포는 직선적으로 변화함을 가정하였다.
- (5) 모든 부재의 항복후 강성비는 초기강성의 5%로 가정하였다.

내진기준에서는 층간 변위비 제한을 사용하나, 일반적으로 지붕층의 이력거동은 건물의 전체의 거동을 잘 반영하므로 본 연구에서는 건물의 높이에 대한 지붕층의 변위비를 사용하였다.

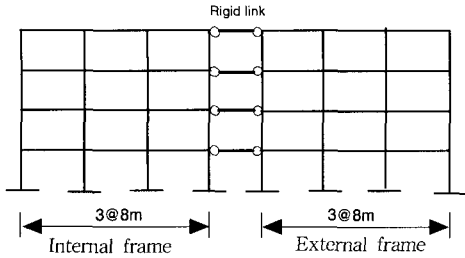


그림 3 Push-over 해석 모델

일반적으로 내부 기둥의 설계 지배하중은 수직력이나 외부기둥은 수평력을 포함한 하중 조합이 지배하중이다. 따라서 수직하중에 의하여 설계된 내부골조는 외부골조에 비하여 수평력에 대하여 높은 저항성능을 나타낼 것으로 예측된다.

그림 4는 438-I-X 모델의 내부골조와 외부골조를 각각 해석한 경우와 rigid-link로 연결한 경우를 비교한 것이다. 부재에 항복이 발생하기 전까지는 내부와 외부골조가 저항하는 밀면전단력 크기는 동일하나, 건물에 항복이 발생한 후에는 내부골조의 수평 저항 성능이 높음을 알 수 있다. 예상되는 바와 같이, rigid-link로 연결한 모델의 수평 저항 능력은 내부와 외부골조의 개별 저항 능력의 중간에 위치함을 알 수 있다. 따라서 건물을 내부 또는 외

부골조 별로 해석하는 것보다는 rigid-link로 연결한 모델을 이용하여 push-over 해석을 수행하는 것이 실제 건물의 거동을 파악하는데 더욱 적합하다고 할 수 있다.

그림 5는 각 모델을 X축 방향으로 push-over 해석한 경우, 밀면전단력과 지붕층 변위비의 관계를 나타낸 것이다. 모든 모델의 경우 지진 구역 I의 경우가 지진구역 II보다 밀면전단력이 크게 나타나고 있다. 또한 지붕층의 변위비 0.5% 이전에서 건물에 항복이 발생함을 알 수 있다.

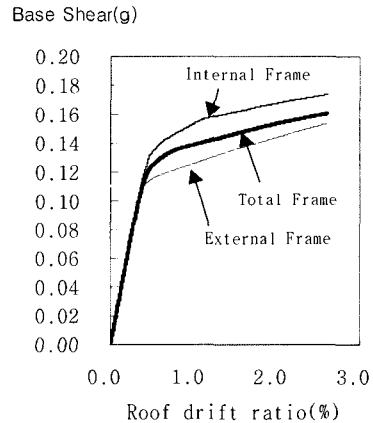


그림 4 내부, 외부, 연결골조의 거동이력(438-I-X)

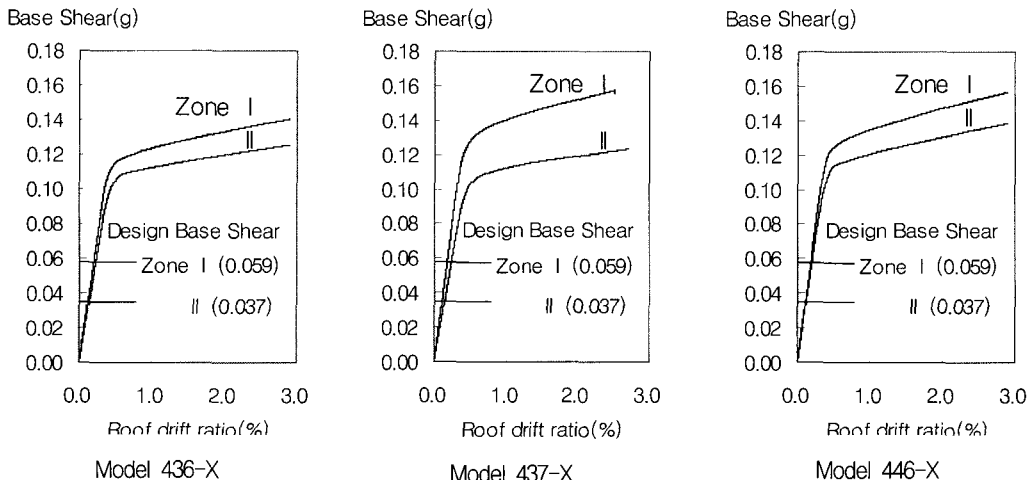


그림 5 지붕층 변위비에 대한 밀면전단력의 이력 곡선

3. 초과강도 계수 Ω

3.1 최대 변위비의 설정

Ω 의 값을 구하기 위하여서는 먼저 최대 변위비(그림 1의 Δ_{max})를 설정하여야 한다. 'Performance Based Seismic Engineering of Buildings'와 같이 기능성에 근거한 신 내진기준에서는 일반적으로 건물의 붕괴수준을 중간변위비 2.5%를 설정하나, 본 연구에서는 지붕층 변위비 2.0%의 값을 최대 변위비로 사용하기로 한다. 그림 5에서 보듯이 지붕층 변위비 2%의 밀면전단력은 2.5%의 값보다 약간 작으나 큰 차이가 없으므로 Ω 의 값에는 큰 영향을 미치지 않음을 알 수 있다.

지붕층 변위비에 대한 가정의 적정성을 살펴보고자 그림 6에서 소성힌지의 변화 과정을 나타내었다. 그림 6은 436-I-X 모델에 소성힌지가 발생하는 과정을 지붕층의 변위비 1.5%와 2%일 때를 비교한 것이다. 변위비가 1.5%인 경우 이미 1층 내부 및 외부의 기둥 상하 절점에 소성힌지가 발생하여 붕괴 기구(mechanism)를 형성하고 있다. 이와 같은 현상은 다른 건물에도 동일하게 나타나고 있다. 변위비가 2%가 되면 1층 상부 절점의 소성힌지 크기가 증가하고 1층 내부 골조 보에 소성힌지가 추가적

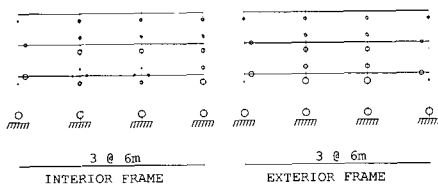
으로 발생함을 볼 수 있다. 또한, 그림 5의 건물의 항복 변위비를 참고하면 지붕층 변위비 2%는 소성힌지에 의하여 건물에 붕괴기구가 충분히 발생한 때임을 알 수 있다.

3.2 소성힌지 분포

그림 7은 지붕층 변위비 2%시의 소성힌지의 분포를 나타낸 것이다. 그림 6과 7에서 지붕층의 변위비 2%시 1층에서 3층까지 대부분 기둥의 상하 절점에 소성힌지가 발생함을 알 수 있다. 대부분 모델에서 외부골조에 소성힌지가 먼저 발생하고, 내부와 외부골조 모두 1층 기둥 하단부에 소성힌지가 크게 발생하고 있다. 1층 기둥의 상하부와 보의 양단부에 발생하는 소성힌지는 수평력에 대한 저항력의 상실을 의미하여 붕괴기구를 형성하는 주요 원인이 되므로 전체거동에 큰 영향을 미친다.

그림 7에서 437-I-X모델과 446-I-X모델은 내부와 외부 골조의 보에도 소성힌지가 발생하고 있다. 일반적으로 보와 기둥의 강도와 강성

Roof drift ratio = 1.5%



Roof drift ratio = 2.0%

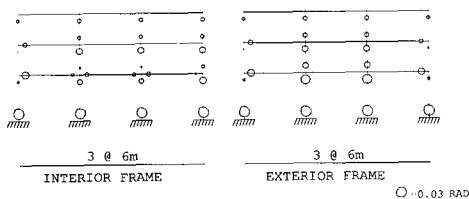
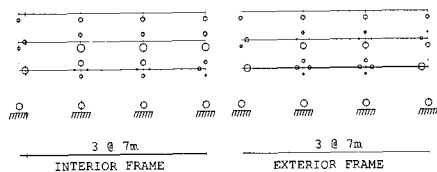
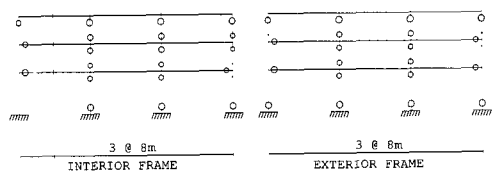


그림 6 지붕층 변위비에 따른 소성힌지 변화 (436-I-X 모델)

Model 437-I-X



Model 438-I-X



Model 446-I-X

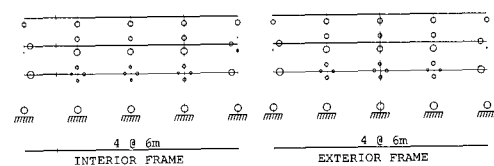


그림 7 지붕층 변위비 2%때의 소성힌지 분포

비에 따라 소성힌지의 분포가 다른 형태로 나타날 것으로 예측된다. 소성 힌지의 크기가 1층에서 가장 크게 나타나고 있으므로, 본 연구에서는 소성힌지의 분포에 미치는 영향을 고찰하고자 표 4와 같이 1층의 보에 대한 기둥의 휨 강도비를 계산하여 보았다.

표 4는 X방향 해석모델 중 1층에서의 보에 대한 기둥의 휨 강도비를 나타낸 것으로, 기둥의 휨 강도는 균형상태(balanced strain condition) 시의 공칭 휨모멘트이고 보의 강도는 단부의 공칭 휨모멘트이다. 기둥의 휨강도는 축력의 크기에 따라 변화하므로 일정한 값으로 표현할 수 없다. 본 연구에서는 기둥과 보의 휨 강도비를 표시하고자, 기둥의 휨강도의 대표치로 균형상태시의 값을 사용하였다.

표 4에서 보에 대한 기둥의 휨강도비가 상대적으로 큰 437-I-X와 446-I-X 모델에, 그림 7에서 보듯이 소성힌지가 외부 골조의 보에도 발생하고 있다. 즉 보에 대한 기둥의 휨강도비가 커질수록 소성힌지가 기둥에서 보로 이동함을 알 수 있다.

3.3 경간 수와 초과강도

경간 수가 3인 모델(436-I-X, 그림 6)에 비하여 경간 수가 4인 모델(446-I-X, 그림 7)의 보에 소성 힌지가 더 크게 나타나고, 최대 변위

시 밀면전단력 계수가 크다(표 1). 표 4에서 보면 보의 휨강도는 일정하나 446-I-X 모델의 기둥 휨강도가 훨씬 크다. 경간 수의 증가로 건물의 전체 바닥면적이 커짐에 따라, 우발 편심에 의한 비틀림 모멘트가 증가하고 이에 따라 외부 기둥에 작용하는 설계 모멘트가 증가되었기 때문이다. 표 4에서 436-I-X과 446-I-X 모델을 비교하면, 설계 밀면 전단력은 1.33배 증가할 때 외부 골조 기둥의 휨강성은 1.49배 증가함을 알 수 있다. 또한, 보에 대한 기둥의 휨강도비가 0.96에서 1.31으로 변화함에 따라, 446-I-X 모델은 그림 7과 같이 보에도 소성힌지가 발생하는 강기둥-약보(strong column-weak beam) 모델에 근접한 붕괴기구를 형성하고 있다.

기존의 Uang⁽¹⁾과 Jain⁽²⁾의 수치해석 결과에 따르면 건물의 경간 수는 Ω 의 값에 영향을 주지 않는다고 보고하였다. 그러나 본 연구에서는 모델 설계시 우발 편심에 의한 비틀림 모멘트를 고려하였기 때문에, 표 1에서 보듯이 스패인 6m인 경우 경간수가 3(436-X 모델)에서 4(446-X 모델)로 증가함에 따라 Ω 가 지진구역 I에서는 13%, 지진구역 II에서는 9% 정도 증가(그림 5 참조)하였다. 따라서 약지진동지역에서 저층 건물을 3차원 설계시 우발 비틀림 모멘트를 고려하면, 경간이 증가함에 따라 외부기둥의 설계강도가 증가하고 붕괴기구가 강기둥-약보 거동에 근접하면서 건물의 Ω 는 상승할 것으로 판단된다.

표 4 보에 대한 기둥의 휨강도비(X방향 해석 모델, 1층의 경우)

| model | frame | column strength | | beam strength | | ① / ② | average | design base shear | |
|---------|-------|-----------------|-------|----------------|-------|-------|---------|-------------------|-------|
| | | ① mean (ton-m) | ratio | ② mean (ton-m) | ratio | | | force(ton) | ratio |
| 436-I-X | ext. | 16.0 | 1.00 | 16.7 | 1.00 | 0.96 | 0.96 | 55.7 | 1.00 |
| | int. | 21.1 | 1.32 | 21.9 | 1.31 | 0.96 | | | |
| 437-I-X | ext. | 26.1 | 1.63 | 18.8 | 1.13 | 1.39 | 1.27 | 65.0 | 1.17 |
| | int. | 28.4 | 1.78 | 24.6 | 1.47 | 1.15 | | | |
| 438-I-X | ext. | 26.1 | 1.63 | 27.4 | 1.64 | 0.95 | 0.97 | 74.2 | 1.33 |
| | int. | 32.7 | 2.04 | 33.2 | 1.98 | 0.98 | | | |
| 446-I-X | ext. | 23.8 | 1.49 | 16.7 | 1.00 | 1.43 | 1.31 | 74.2 | 1.33 |
| | int. | 26.1 | 1.63 | 21.9 | 1.31 | 1.19 | | | |

① Mean column strength=mean value of nominal moment capacity of column at balanced strain condition

② Mean beam strength=mean value of nominal moment capacity of beam at end of span

3.4 스패 길이와 초과강도

표 4에서 스패 길이가 6m(436-I-X 모델)에서 7m(437-I-X 모델)m, 8m(438-I-X)로 증가함에 따라 설계 밀면전단력의 증가율에 비하여 외부 기둥의 휨강도 증가율이 큰 것을 알 수 있다. 따라서 스패 길이의 증가율에 비하여, 건물의 강도의 증가율이 크므로 Ω 도 증가할 것으로 예측된다.

그림 7에서 내부 보에 발생하는 소성힌지를 고찰하면, 437-I-X 모델에는 발생하나 438-I-X 모델은 거의 발생하지 않는다. 표 4에서 437-I-X 모델의 보에 대한 기둥의 휨강성비가 더 크므로, 438-I-X 모델에 비하여 437-I-X 모델이 강기둥-약보 모델에 더 접근한다고 할 수 있다. 이러한 현상에 의하여 437-I-X 모델의 부재 강도는 더 작지만 강기둥-약보 붕괴기구에 더 접근하므로 최대 변위시 밀면전단력의 값이 438-I-X 모델과 거의 비슷하게 나타나고 있다.

3경간 건물의 경우 스패 길이의 증가와 Ω 의 관계를 그림 8에 도시하였다. 지진구역 I 과 II에 따라 형상은 다르지만 스패 길이의 증가에 따라 Ω 의 값이 증가하는 경향을 보이고 있다. 그림 8과 같이 스패의 길이가 증가함에 따라 Ω 가 비규칙적으로 증가하는 이유는, 앞에서 설명하였듯이 기둥의 상대적인 휨 강도비에 따른 붕괴기구의 차이 때문이다.

결과적으로, 스패 길이 또는 경간의 증가는 우발 비틀림 모멘트에 의하여 외부 기둥의 설

계 휨강도를 증가시키며, 이에 따라 보에 대한 기둥의 휨강도비의 증가는 수평 내력상 유리한 강기둥-약보 모델에 근접한 붕괴기구를 형성하게 되므로 밀면전단력의 값(즉, Ω)이 증가하는 것으로 판단된다.

3.5 해석 방향과 초과강도비

본 연구 모델은 3차원적으로 설계되었으므로, X축이나 Y축 해석모델에 사용되는 기둥의 강성 및 강도의 값은 동일하게 사용된다. 그림 2의 평면과 같이 1방향 슬래브가 되도록 보를 배치하였으므로 보의 경우 X 또는 Y 방향에 따라 단면의 크기는 같지만 철근 배근은 다르다. X축 방향 보에는 등분포 하중 그리고 Y축 방향의 보에는 중앙에 집중하중이 수직하중으로 작용하므로, 일반적으로 Y축 방향의 보의 설계강도가 크게 된다. 기둥의 내력이 동일한 경우 보의 강도가 증가한다면, 수평력에 대한 저항성능도 증가하고 이에 따라 Ω 의 값이 증가할 것으로 예측된다.

그림 9와 표 1에서 해석방향에 따른 Ω 의 값을 비교하여 보면 Y축 방향으로 해석한 결과가 X축 방향으로 해석한 결과보다 크게 나타나고 있으나 Ω 의 최대 증가비는 6% 정도이다. 따라서 그림 2와 같이 일방향 슬래브로 구성된 골조의 Ω 의 값을 구하기 위하여 X 또는 Y축 방향으로 골조를 해석하더라도 거의 동일한 결과를 얻을 수 있다고 판단된다. 이러한 결과는 정형의 건물을 2차원 push-over 해석

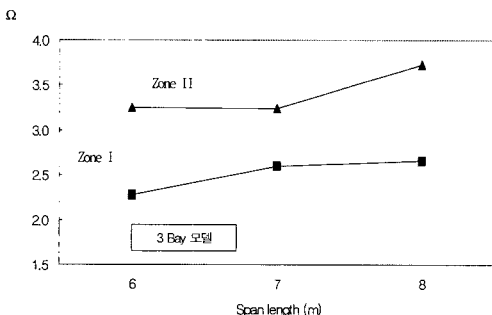


그림 8 스패 길이와 Ω

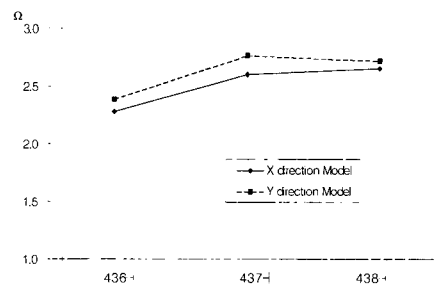


그림 9 push-over 해석 방향과 Ω

할 경우, 골조의 해석 방향에 관계없이 거의 동일한 Ω 값을 얻을 수 있음을 의미한다.

3.6 초과강도의 크기

표 1에서 각 모델의 X방향 해석 결과를 보면, Ω 의 값이 지진구역 I에서는 2.3~2.7(평균치=2.53), 지진구역 II에서는 3.2~3.7(평균치=3.44) 사이에 존재하고 있다. 이러한 값의 크기는 기존 연구자들의 결과들^{(1),(2),(4)}과 대체로 일치하고 있다.

본 연구에서는 '내진설계기준연구(II)'에서 제안한 지진하중을 사용하였다. 단주기 건물의 경우에, 사용한 지진하중은 현행 내진기준과 비교하여 약 50% 정도 크므로 설계 지진하중으로 현 내진기준의 값을 사용한다면 Ω 는 상승할 것으로 예측된다. 또한 본 연구에서 기둥의 과도 설계를 방지하기 위하여 기둥의 단면 크기를 정방형 300, 350, 400, 450mm 중 최소 크기를 선정하였으나 실무에서의 구조 설계 관행은 동일한 단면 크기로 기둥을 설계하므로, 실제 건물의 Ω 는 본 연구의 결과치 보다 높을 것이라고 예측된다.

4. 결 론

국내(약지진동 지역)의 4층 RC 모멘트 연성 골조의 Ω 를 분석하고자, 국내 관련 기준에 따라 스패와 경간을 변화시키면서 모델을 3차원 설계한 후, 각 모델을 2차원 push-over 해석하였다. 2차원 push-over 해석은 내부와 외부 골조를 rigid-link로 연결한 모델을 이용하여 수행하였다. 또한 Ω 의 값을 산출하기 위한 최대 변위비를 지붕층 변위비 2%로 가정하였다. 이러한 가정에 따라 분석된 Ω 에 대한 결과는 다음과 같다.

(1) 기존의 Uang⁽¹⁾과 Jain⁽²⁾의 수치해석 결과에서는 건물의 경간 수는 Ω 의 값에 영향을 주지 않는다고 보고하고 있으나, 본

연구에서는 건물의 경간이 증가함에 따라 Ω 도 증가하는 현상이 나타났다. 또한 스패의 길이가 증가함에 따라 Ω 도 증가하였다. 이러한 이유는 건물 모델의 설계시 우발 비틀림 모멘트를 고려함에 따라, 스패 길이 또는 경간 수가 증가하면 이들의 증가비보다 외부 기둥의 휨 강도 증가비가 더 크게 나타나기 때문이다. 또한 이러한 기둥의 휨 강도비 증가는 건물의 최대 변위시 강기동-약보에 근접한 붕괴기구를 형성하므로, Ω 의 값을 증가시키는 것으로 판단된다.

(2) 일방향 슬래브로 구성된 골조(그림 2)의 경우, 2차원 push-over 해석 방향을 다르게 하여 Ω 의 값을 비교하여 보았다. 집중하중이 작용하는 보를 포함하는 골조(Y축 방향 해석 모델)의 Ω 값이 등분포 하중이 작용하는 보를 포함하는 골조(X 방향 골조)의 값보다 크지만, 차이가 근소하므로 X 또는 Y축 방향으로 골조를 push-over 해석하여도 거의 동일한 Ω 값을 얻을 수 있다고 판단된다.

(3) 본 연구에서 최소치에 가깝도록 계산된 Ω 값의 크기는, 지진구역 I에서는 2.3~2.7(평균치=2.53), 지진구역 II에서는 3.2~3.7(평균치=3.44)로 나타났다. 이러한 값의 분포는 RC 모멘트 연성골조의 반응수정계수 $R=4.5$ 와 비교하여 상당한 큰 수준이므로 국내의 저층 건물의 반응수정계수 R 는 Ω 의 값을 고려하여 설정되어야 할 필요성을 나타내고 있다.

본 연구에서는 4층 RC 건물의 모델을 Y축 방향의 경간과 스패 길이는 고정하고 X축 방향의 경간 수를 3과 4 그리고 스패 길이를 6, 7, 8m로 변화시키면서 설계하였으므로, 모델의 다양성이 충분하지 않다고 판단된다. 추후, 현실성을 반영할 수 있는 다양한 건물 모델을 통하여 초과강도에 대한 충분한 검토가 요망된다.

참 고 문 헌

1. Uang, C. M., "Establishing R and Cd factors for building seismic provisions," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 1, 1991, pp. 19-28.
2. Jain, S. K. and Nalvin, R., "Seismic over-strength in reinforced concrete frame," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 3, 1995, pp. 580-585.
3. 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.
4. Miranda, E. and Bertero, V. V., "The Mexico earthquake of september 19, 1985-performance of low-rise buildings in Mexico city," *Earthquake Spectra*, 5(1), 1989, pp. 121-143.
5. Vision 2000 Committee, "Performance based seismic engineering of buildings-part I," Structural Engineers Association of California, 1995.
6. ACI 318-95, "Building code requirements for structural concrete and comments," *American Concrete Institute*, 1995, pp. 369.
7. Prakash, V., Powell, G. H., and Campbell, S., "DRAIN-2DX," *UCB/SEMM-93/17*, Department of Civil Engineering, University of California, 1993.
8. 이한선, 우성우, 허윤섭, "비내진 상세를 가진 3층 철근콘크리트 골조의 비탄성거동", 한국콘크리트학회 1998년 봄 학술발표회 논문집, 1998, pp. 427-432.
9. 한국지진공학회, 한국건설기술연구원, "내진 설계기준연구(II)-내진설계성능기준과 경제성평가", 건설교통부, 1997, pp. 493.