

하부 철근 유무에 따른 포스트 텐션 플랫 플레이트 골조의 내진성능 평가

Seismic Performance of Post Tensioned Flat Plate Structures according to Slab Bottom Reinforcement

한상환¹⁾ · 황보진²⁾ · 유종혁³⁾ · 박영미⁴⁾

Han, Sang-Whan · Hwang-Bo, Jin · Ryu, Jong-Hyuk · Park, Young-Mi

국문 요약 >> 본 연구에서는 슬래브 하부철근이 포스트 텐션(PT) 플랫 플레이트 골조의 내진성능에 미치는 영향을 평가하였다. 이를 위하여 슬래브-기둥 접합부에 슬래브 하부철근이 있는 경우와 없는 경우의 3층, 9층 골조를 중력하중만 고려하여 설계하였다. 본 연구에서는 대상 건물을 비선형 정적 푸쉬오버 해석하여 기둥을 관통하는 슬래브 하부철근 유무에 따른 전체 구조시스템 거동을 평가하였다. 본 연구에서 사용한 접합부 모델은 뿔립 전단과 파괴메커니즘을 예측할 수 있도록 본 연구자들에 의하여 기존 연구에서 제안된 것이다. 본 연구 결과에 따르면 슬래브 하부철근은 PT 플랫 플레이트 골조의 내진성능에 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다. 특히 슬래브 하부철근이 있는 PT 플랫 플레이트 골조는 슬래브 하부철근이 없는 골조에 비하여 최대 강도와 변형 능력이 크게 향상되었다.

주요어 포스트 텐션 플랫 플레이트, 슬래브 하부철근, 푸쉬오버 해석, 최대 강도, 변형 능력

ABSTRACT >> This study evaluates the seismic performance of post-tensioned flat plate structures with or without slab bottom reinforcement. For this purpose, 3 and 9 story frames were designed only considering gravity loads. This study conducts a nonlinear static pushover analysis. This study was an analytical model that is able to represent punching shear failure and fracture mechanism. The analytical results showed that the seismic performance of a post-tension flat plate is strongly influenced by the existence of slab bottom reinforcement through column. By placing slab bottom reinforcement in a PT flat plate frame, lateral strength and max drift capacity are significantly increased.

Key words post tension flat plate, slab bottom reinforcement through column, static pushover analysis, lateral strength, max drift capacity

1. 서론

최근에 층고 절감과 거푸집 조기 탈형으로 인한 경제적 효과와 더욱 넓은 공간의 확보를 위하여 포스트 텐션(PT) 플랫 플레이트 구조가 많이 사용되고 있다. 플랫 플레이트 골조는 중간모멘트 골조나 보통모멘트 골조로 설계하여 단독으로 지진하중을 저항하도록 설계하기도 하지만 횡력 저항시스템인 모멘트저항 골조나 전단벽과 함께 사용하기도 한다. PT 플랫 플레이트 골조의 경우 철근콘크리트 플랫 플

레이트 골조와는 다르게 기둥을 관통하는 슬래브 하부철근에 대한 요구사항이 명확히 명시되어 있지 않다.^{(1),(2)}

지진발생시 포스트 텐션 플랫 플레이트 골조의 접합부에는 모멘트 역전으로 정모멘트가 발생할 수 있다. 이러한 경우 접합부의 취성적인 파괴가 예측되며, 이는 전체 골조 시스템의 갑작스런 붕괴로 이어질 수 있다.

본 연구에서는 슬래브 하부철근을 변수로 하여 중력하중만으로 설계한 PT 플랫 플레이트 골조의 내진성능을 평가하고자 한다. 한국과 같은 중약진 지역에서 대부분의 중저층 골조는 내진설계가 되어 있지 않으며⁽³⁾, 또한 강진지역에서도 일반적으로 횡력 저항시스템과 함께 중력에 대하여 설계한 PT 플랫 플레이트를 사용하는 것이 일반적이다. 본 연구를 위하여 중력하중으로 설계된 3층, 9층 PT 플랫 플레이트 골조를 설계한다. 내진성능평가를 위한 접합부 해석 모델은 이전 연구⁽⁴⁾에서 개발한 모델을 사용한다. 본 연구에서

¹⁾ 정희원·한양대학교 건축공학과 교수
(대표저자: swan@hanyang.ac.kr)

²⁾ 한양대학교 대학원 석사과정

³⁾ 한양대학교 대학원 석사과정

⁴⁾ 정희원·한양대학교 대학원 박사과정

본 논문에 대한 토의를 2008년 10월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2008. 4. 15 / 수정일 1차 : 2008. 5. 26, 2차 : 2008. 6. 26, 3차 : 2008. 7.24 / 게재확정일 : 2008. 7. 24)

는 비선형 정적 푸쉬오버 해석을 수행한다.

비선형 정적 푸쉬오버 해석과 비선형 이력 해석을 통하여 얻은 결과를 토대로 기둥을 관통하는 슬래브 하부철근이 있는 경우와 없는 경우의 골조의 내진 성능을 비교하여 슬래브 하부철근이 전체 PT 플랫 플레이트 구조시스템에 미치는 영향을 평가한다.

2. 대상 골조

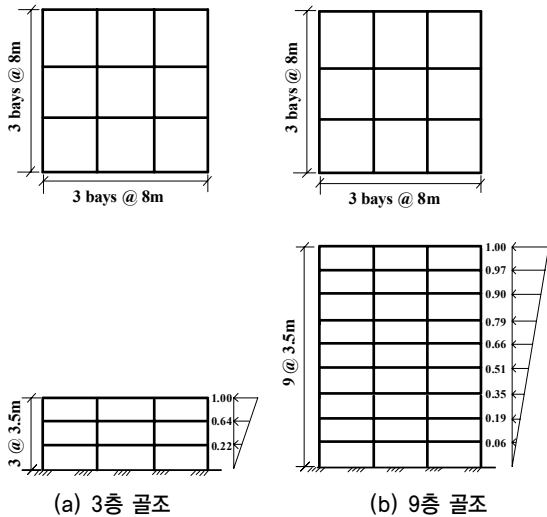
본 연구에서 내진성능 평가를 위한 대상 건물은 3층과 9층 PT 플랫 플레이트 골조이다. 설계는 중력하중만 고려하여 ACI 318-05⁽⁵⁾에 따라 수행하였다. 대상 골조는 그림 1에 보이는 것처럼 층고 3.5m, 경간 8m를 갖고, 양방향 3경간의 정방형 골조이다.

슬래브의 하중은 일반 주거 및 사무실 건물로서 고정하중은 자중(23.5kN/m³)과 마감 및 칸막이 하중을 고려해서 0.49KPa로, 적재하중은 1.96KPa를 사용하였다. 콘크리트 설계 압축 강도는 30MPa으로, 철근의 항복 강도는 400MPa로 가정하였다. 강선의 강도는 1890MPa로 가정하였으며 고정하중의 90%에 해당하는 긴장력을 작용시키는 것으로 가정하였다. 슬래브의 두께는 22cm로 정하였고, 기둥의 크기는 50cm×50cm로 하였다. 구조물의 설계를 위하여 상용 소프트웨어인 MIDAS-GenW⁽⁶⁾를 사용하였다.

기둥을 관통하는 하부 철근량은 ACI-ASCE 352⁽⁷⁾에서 철근콘크리트 플랫 플레이트를 대상으로 제안된 식 (1)을 이용하여 계산하였다.

$$A_{sm} = \frac{\alpha \omega_u l_1 l_2}{\phi f_y} \tag{1}$$

여기서, A_{sm} = 연속된 바닥 철근의 최소 요구 면적,



〈그림 1〉 해석 대상 골조의 평면도와 입면도

α = 접합부의 위치에 따라 결정되는 상수(단부: 1/3, 내부:1/2),

ω_u = 중력하중,

l_1, l_2 = 주축 방향의 기둥 중심간 간격

각 설계한 건물의 진동주기는 소프트웨어 MIDAS-GenW⁽⁶⁾을 이용하여 고유치 해석을 수행하였다. 각 대상건물의 기본 진동주기는 표 1에 정리되어 있다.

3. PT 플랫 플레이트 골조의 해석 모델

본 연구에서는 이전 연구⁽⁴⁾에서 개발한 접합부 모델을 이용하여 각 구조물을 2차원으로 모델링하였다. 해석은 OpenSees 프로그램⁽⁸⁾을 사용하였으며, $P-\delta$ 효과를 반영하였다. PT 플랫 플레이트 골조의 슬래브에 작용하는 중력하중은 집중하중으로 기둥에 직접 작용하는 것으로 가정하였다. 그림 2는 골조에서 접합부 부분만 떼어 확대하여 나타낸 것이다. 이 그림에 보이는 것처럼 기둥은 Fiber 모델을 이용하여 묘사하였다. 슬래브는 탄성 보 요소로 모델링하였다. 보의 두께(h)는 슬래브 두께와 동일한 것으로 하였고 Banchik⁽⁹⁾이 제안한 유효 보폭(b_e)을 사용하였다. 슬래브 보의 비탄성 거동은 슬래브의 단부에 설치한 접합부 스프링이 묘사하도록 하였다. 이 비탄성 스프링은 그림 3에도 나타난 것과 같이 다양한 접합부 파괴 메커니즘을 반영할 수 있도록 개발되었다.⁽⁴⁾ 접합부의 파괴 메커니즘은 슬래브 뚫림 전단 발생이 슬래브 철근 항복 전에 발생하는 취성적 파괴 (그림 3(a))와 슬래브 철근 항복 후에 뚫림 전단이 발생하는 연성적인 파괴 메커니즘이 있다. 이 연성적인 파괴 메커니즘에서는 최종 파괴가 휨 강도에 도달하여 휨 파괴 (그림 3(b))되는 것과 슬래브 철근 항복 후 휨 강도에 도달하기 전에 슬래브 뚫림 전단 강도나 한계 변형각(θ_u)에 도달하여 뚫림 전단으로 파괴 (그림 3(c))되는 것으로 나눌 수 있다.

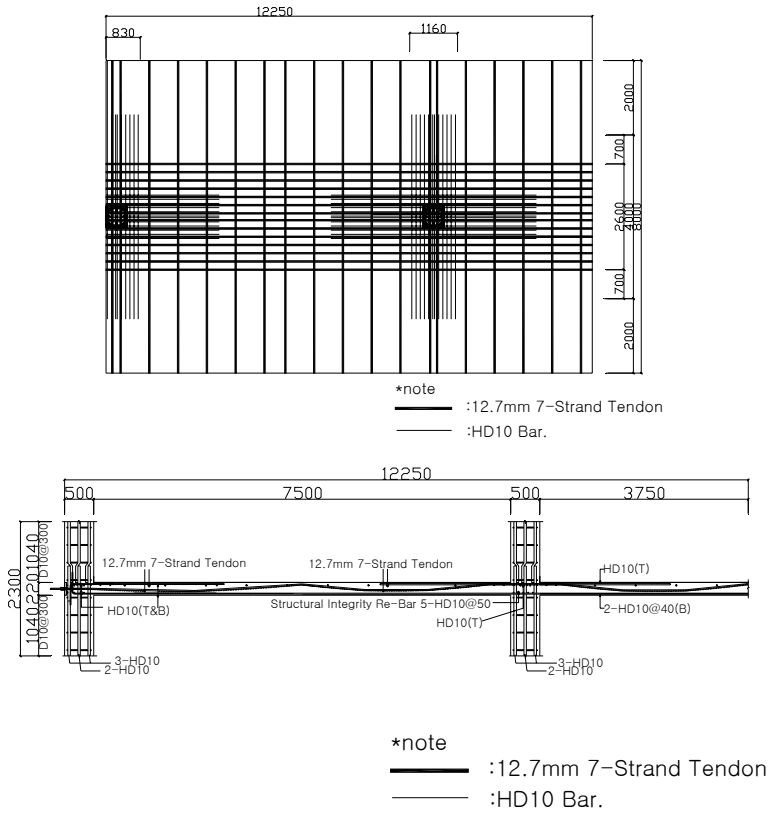
접합부를 모델링하기 위하여 요구되는 그림 3에 나타난 강도 및 변위 값은 기존 연구에서 제안한 식을 따라 결정할 수 있다. 각 식을 표 2에 정리하였다. 자세한 사항은 기존 연구⁽¹⁾에 잘 기술되어 있다.

4. 비선형 정적 해석

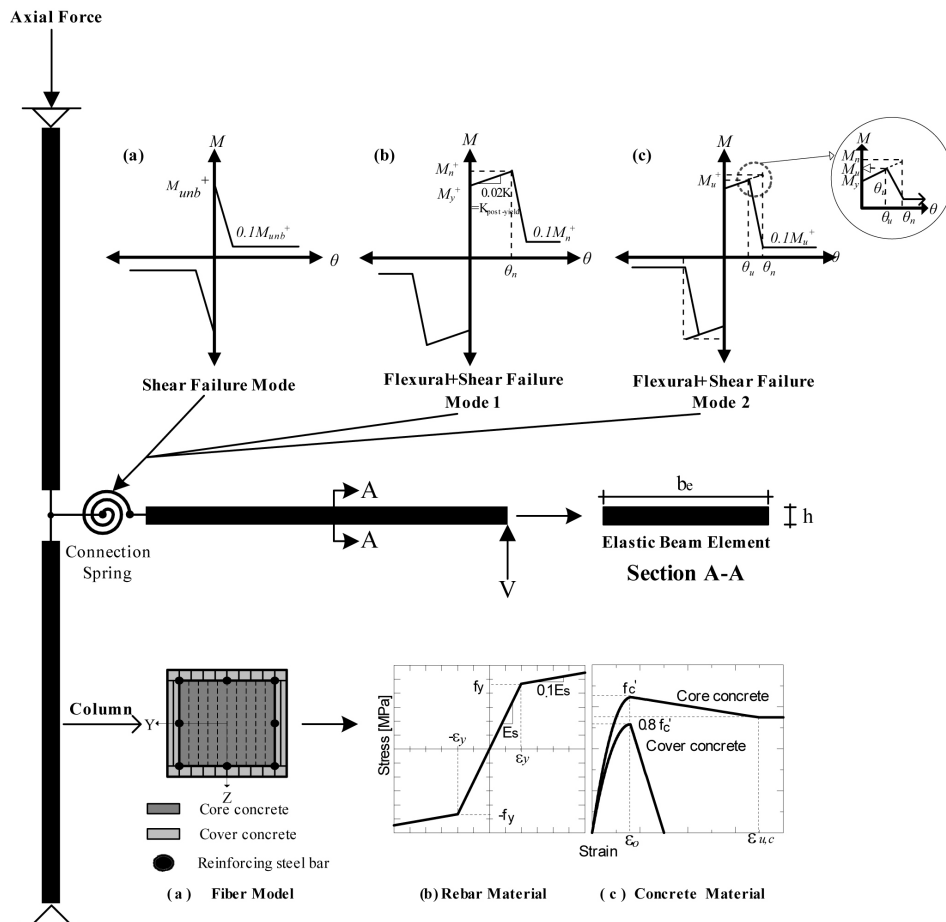
각 골조를 개발된 해석 모델⁽⁴⁾과 OpenSees 프로그램⁽⁸⁾을

〈표 1〉 PT 플랫 플레이트 골조의 주기 특성

Structure	3story	9story
Fundamental Period[sec]	1.00	2.99



〈그림 2〉 해석 대상 골조의 배근도



〈그림 3〉 PT 플랫 플레이트 골조

<표 2> 접합부 강도식 요약

	Equations	Notation
Connection Spring	<p><Shear stress of slab></p> $v_u = \frac{V_g}{b_0 d} \pm \frac{\gamma_v M_{umb} c}{J_c}$ <p><Punching shear of concrete></p> $v_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) + \frac{V_p}{b_0 d}$ <p><Unbalanced moment by flexure of slab ></p> $M_{umb} = \frac{(M_{y,c_2+3h}^{\pm} + M_{y,c_2+3h}^{\mp})}{\gamma_f} \text{ interior}$ $M_{umb} = \frac{M_{y,c_2+3h}^{\pm}}{\gamma_f} \text{ exterior}$ <p><Unbalanced moment by eccentric shear stress></p> $M_{umb} = (v_c - \frac{V_u}{b_0 d}) \frac{J_c}{c \gamma_v}$	<p>V_g : gravity force to be transferred from slab to column</p> <p>b_0 : perimeter of the critical section</p> <p>d : effective slab depth</p> <p>γ_v : fraction of unbalanced moment transferred by eccentric shear</p> <p>γ_f : fraction of unbalanced moment transferred by flexure</p> <p>c : distance from the centroid of critical section to perimeter of critical section</p> <p>J_c : polar moment of inertia of the critical section</p> <p>M_{umb} : unbalanced moment at connection</p> <p>v_u : combined direct gravity shear stress and eccentric shear stress</p> <p>v_c : nominal concrete shear stress</p> <p>β_p : factor of shear strength of prestress concrete <i>Min</i> (0.29 or $\alpha_s d/b_0 + 1.5/12$)</p> <p>f'_c : compressive strength of concrete</p> <p>f_{pc} : compressive stress in concrete owing to effective post-tensioning only</p> <p>V_p : vertical component of effective post-tensioning force at section</p> <p>$M_{y,c_2+3h}^{\pm}, M_{y,c_2+3h}^{\mp}$: yield moment for a slab width of c_2+3h</p>
Shear Failure Mode Fig 3(a)	$M_{umb} \text{ (flexure)} > M_{umb} \text{ (eccentric shear stress)}$	
Flexure + Shear Failure Mode 1 Fig 3(b)	<p>- Yielding of slab reinforcement followed by punching failure</p> <p><Yield moment strength by flexure ></p> $M_y^- = (A_{sp} f_{se} + A_{st} f_y) j d - M_g$ $M_y^+ = (A_{sb} f_y) j d + M_g$ $j = d - \frac{k d}{3}, n = E_s / E_c$ $k = \left[(\rho + \rho') n^2 + 2(\rho + \frac{\rho' d'}{d}) n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') n$ <p><Nominal moment at connection by flexure ></p> $M_n^- = (A_{sp} f_{ps} + A_{st} f_y) (d - \frac{a}{2}) - M_g$ $M_n^+ = (A_{sb} f_y) (d - \frac{a}{2}) + M_g$ $a = \frac{A_{sp} f_{ps} + A_{st} f_y - A_{sb} f_y}{0.85 f'_c b}$	<p>f_{se} : effective stress in unbonded tendon</p> <p>A_{sp} : total area of tendons</p> <p>A_{st} : area of tensile reinforcement at column strip</p> <p>A_{sb} : area of compressive reinforcement at column strip</p> <p>a : depth of equivalent stress block</p> <p>$j d$: distance from centroid of compressive forces in the steel and concrete to the centroid of tension</p> <p>k : neutral axis depth factor</p> <p>ρ : ratio of tensile reinforcements (= $A_{st}/(l d)$)</p> <p>ρ' : ratio of compressive reinforcements (= $(A_{st} + A_{sp})/(l d)$)</p>
Flexure + Shear Failure Mode 2 Fig 3(c)	<p>- Punching failure after flexural yielding flexural yielding within the column strip</p> <p>Punching failure by $\theta_u (M_y < M_{umb} < M_n)$</p>	<p>M_y : yield moment strength by flexure</p> <p>M_{umb} : unbalanced moment at connection by flexure</p> <p>M_n : nominal moment at connection by flexure</p> <p>θ_u : drift ratio at punching by gravity shear ratio</p>

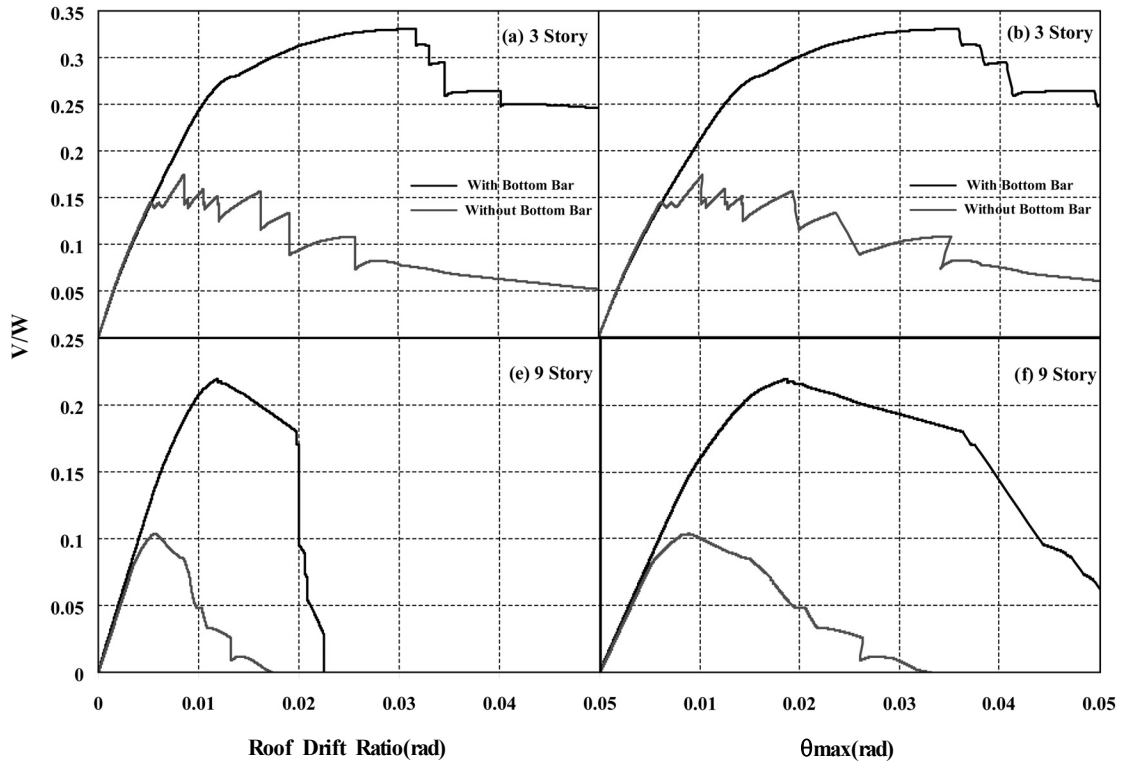
이용하여 정적 푸쉬오버 해석을 수행하였다. 사용한 횡하중 분포는 FEMA 273⁽¹⁰⁾에서 제안한 식에 따라 구하였다(그림 1(b)). 정적 푸쉬오버 해석을 통하여 지붕층 변위비 혹은 최대 층간 변위비와 밀면 전단력의 관계를 푸쉬오버 곡선인 그림 2와 같이 나타내었다. 이 그림에서 밀면 전단력은 1층

의 기둥에 작용하는 전단력을 합하여 계산하였고, 지붕층 변위비는 지붕층 횡변위를 구조물 전체 높이로 나누어 계산하였다. 그리고 최대 층간 변위비는 주어진 횡하중 상태에서 각 층에서 발생한 층간 변위 중 최대값을 찾아 층고로 나누는 것이다.

그림 4에서 슬래브 하부철근이 있는 골조와 없는 골조의 푸쉬오버 곡선을 비교해 보면 탄성 영역에서 비슷한 거동을 보였다. 그러나 비탄성 영역에서는 슬래브 하부철근이 전체 골조의 거동에 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다. 비탄성 영역에서는 하부철근이 있는 골조와 하부철근이 없는 골조 모두 횡하중이 증가함에 따라 슬래브 철근의 항복과 풀림 전단으로 인한 접합부 파단이 일어나고 변위 증가와 함께 횡하중에 대한 강도는 감소한다. 변위의 증가와 함께 풀림 전단파괴가 확산되고 이로 인하여 최종파괴 상황에 이르게 된다.

표 3에는 기둥을 관통하는 슬래브 하부철근이 있는 경우와 없는 경우의 골조의 푸쉬오버 곡선에서 얻은 최대강도와

최대변위를 비교하였다. 본 연구에서는 최대변위를 횡하중에 강도가 최대강도의 80%로 감소될 때의 변위로 정하였다. 슬래브 하부철근이 있는 골조와 슬래브 하부철근이 없는 골조의 최대 밀면 전단력을 비교해보면 3층에서 1.89배, 9층에서 2.12배로 슬래브 하부 철근이 있는 골조의 횡강도가 큰 것으로 관측되었다. 최대변위를 비교해보면 기둥을 관통하는 슬래브 하부 철근이 있는 골조가 슬래브 하부 철근이 없는 골조에 비하여 3층, 9층 구조물에서 각각 2.92배, 2.22배 크게 나타났다. 따라서 슬래브 하부철근이 있는 골조가 없는 골조에 비하여 횡강도가 크게 증가하는 것을 알 수 있다. 횡강도와 횡변위의 증가는 기둥 슬래브 접합부의 정모멘트가 발생할 때 슬래브 하부철근의 영향에 따른 것이



〈그림 4〉 PT 플랫 플레이트 골조의 푸쉬오버 해석결과

〈표 3〉 PT 플랫 플레이트 골조의 푸쉬오버 해석 결과의 비교

Story		Max Base Shear[kN]	Max roof drift ratio[rad] [*]
3story	With bottom bar (1)	1146.97	0.035
	Without bottom bar (2)	605.84	0.012
	(1) (2)	1.89	2.92
9story	With bottom bar (5)	2303.32	0.020
	Without bottom bar (6)	1085.72	0.009
	(5) (6)	2.12	2.22

* a drift when base shear force decreased to 80% the maximum base shear force.

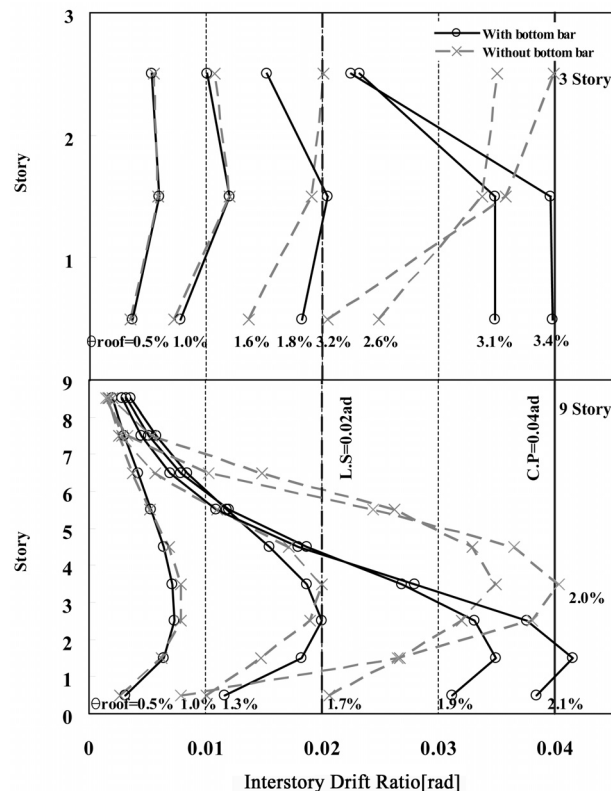
라 할 수 있다.

그림 5는 PT 플랫 플레이트 골조 지붕층 층간 변위가 증가할 때 각 층의 층간 변위비의 분포 변화를 나타내는 그림이다. 골조의 지붕층 변위비가 0.5%일 때 슬래브 하부철근이 있는 골조와 하부철근이 없는 골조 모두 유사한 층간 변위 분포를 나타낸다. 지붕층 변위비가 증가함에 따라 최대 층간 변위가 발생하는 층이 달라진다. 층수가 높아질수록 하부층의 층간 변위가 크게 증가하는 현상이 기동을 관통하는 슬래브 하부철근이 없는 3층 골조를 제외하고 모두 나타났다.

FEMA 273⁽¹⁰⁾에서는 콘크리트 골조의 인명안전수준(LS)과 붕괴방지수준(CP)에 대한 한계층간 변위비를 각각 0.02 그리고 0.04로 제시를 하고 있다.

슬래브 하부 철근이 있는 3층, 9층 골조의 층간 변위비가 LS 한계층간 변위에 도달할 때 지붕층 변위비를 비교해보면 각각 0.018, 0.013이고, 슬래브 하부 철근이 없는 골조의 경우 각각 0.016, 0.010이다. 이는 슬래브 하부철근이 없는 골조의 경우 슬래브 하부철근이 있는 골조에 비하여 더 작은 지붕층 변위에서 LS 한계층간 변위에 도달하는 것을 의미한다.

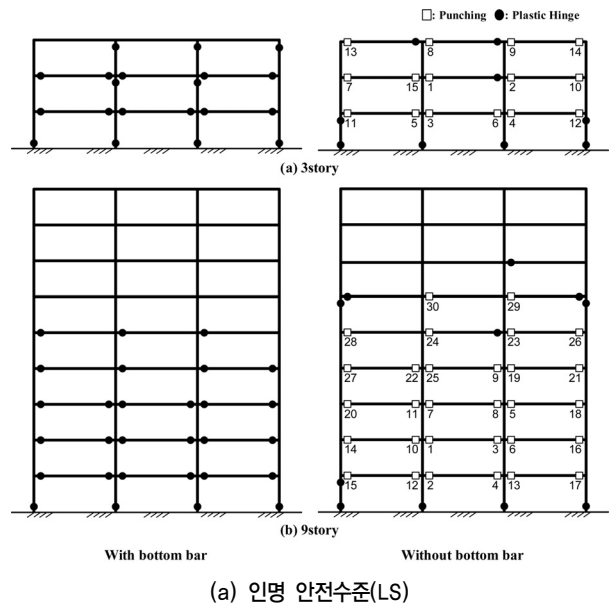
CP 한계층간 변위에 도달할 때 슬래브 하부철근이 있는 3층, 9층 골조의 지붕층 변위비를 비교해보면 각각 0.034, 0.021이고, 슬래브 하부철근이 없는 골조의 경우는 각각



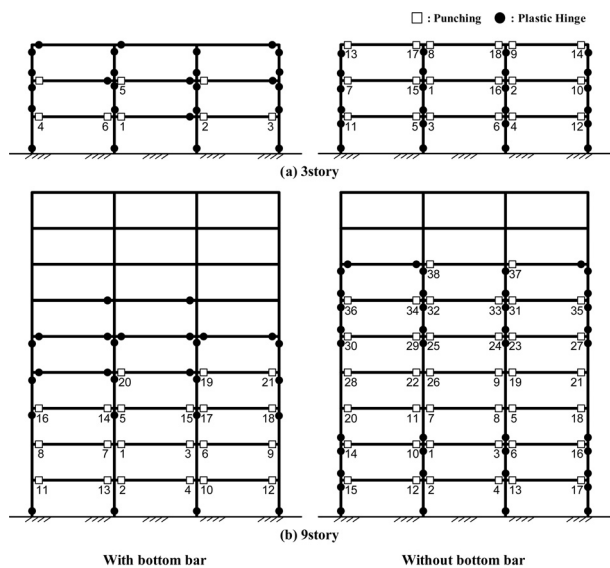
〈그림 5〉 PT 플랫 플레이트 골조의 층간 변위 분포 해석결과

0.032, 0.020이다. LS에 대하여 확인한 바와 같이 CP에서도 슬래브 하부철근이 없는 골조가 더 작은 지붕층 변위 발생시 CP 한계층간 변위에 도달하는 것으로 관측되었다. 또한 슬래브 하부철근의 유무와 관계없이 층수가 높아질수록 각 성능수준에 대한 한계 층간 변위에 도달하게 하는 지붕층 변위가 작아지는 것으로 나타났다.

그림 6 (a)와 (b)에는 하부 철근의 유무에 따라 LS와 CP 한계층간 변위비에 도달할 때 골조에 분포한 소성 힌지와 뚫림 전단파괴 접합부가 나타나 있다. LS 한계층간 변위에 도달하였을 때, 슬래브 하부철근이 있는 3층과 9층 모든 골조는 소성 힌지가 발생하였지만 뚫림 전단파괴는 발생하지 않는데 반하여 슬래브 하부철근이 없는 골조에는 소성 힌지



(a) 인명 안전수준(LS)



(b) 붕괴방지 수준(CP)

〈그림 6〉 한계층간 변위 도달 시 소성 힌지 및 뚫림 전단파괴 분포도

와 뚫림 전단파괴 모두 발생하였다. 9층 골조의 경우 슬래브 하부철근의 유무와 관계없이 상부층(8층과 9층)에서는 소성 힌지나 뚫림 전단파괴가 모두 발생하지 않았다.

CP 한계층간 변위에 도달했을 때, 슬래브 하부철근이 있는 골조에서도 뚫림 전단파괴가 발생하였다(그림 6(b)). 슬래브 하부철근이 있는 골조와 슬래브 하부철근이 없는 골조의 뚫림 전단파괴가 발생한 접합부 수는 그림 6(b)에 나타난 바와 같이 3층에서는 각각 8개와 18개, 9층에서는 21개와 38개로 나타났다. 따라서 슬래브 하부철근이 없는 골조의 경우가 더 많은 뚫림 전단파괴로 더욱 취성적인 골조의 붕괴가 예상된다.

5. 결론

본 연구에서는 비선형 정적 해석을 이용하여 슬래브 하부철근이 있는 경우와 없는 경우의 3층, 9층 PT 플랫 플레이트 골조를 중력하중만 고려하여 설계한 후 내진성능 평가를 하였다.

1. 비선형 정적 해석을 이용하여 얻은 푸쉬오버 곡선을 비교하면 슬래브 하부철근이 있는 골조가 슬래브 하부철근이 없는 골조보다 횡하중에 대한 강도가 3층, 9층 각각 약 1.89배, 2.52배 크게 나왔다. 이는 슬래브 하부철근이 있음으로 인하여 골조의 횡하중에 대한 강도에 큰 영향을 주는 것을 의미하는 것이다.
2. 비선형 정적 해석을 이용하여 최대강도가 20% 감소될 때의 변위(최대변위)를 비교한 결과, 3층, 9층 각각 슬래브 하부철근이 없는 경우가 하부철근이 있는 경우에 비하여 각각 2.92, 2.22배 크게 나타났다. 이는 슬래브 하부 철근이 골조의 휨강도 뿐만 아니라 횡변위 능력에도 큰 영향을 미치는 것이라 할 수 있다.
3. 비선형 정적 해석 결과 LS 한계층간 변위비 0.02에 도달할 때 슬래브 하부철근이 있는 골조에는 소성 힌지는 발생하였지만 뚫림 전단파괴는 발생하지 않은데 반하여 슬래브 하부철근이 없는 골조에는 소성 힌지와 뚫림 전단파괴 모두 발생하였다. CP 한계층간 변위비 0.04에 도달할 때 슬래브 하부철근이 있는 골조에서도 뚫림 전단파괴가 발생하였지만 그 발생한 수는 슬래브 하부철근이

없는 골조에 비하여 매우 작은 것으로 관측되었다. 그리고 층수가 높아짐에 따라 골조에 P-Delta 효과로 인하여 최대변위가 감소하는 것으로 나타났다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 특정기초연구(R01-2006-000-10722-0)지원과 과학기술부 우수연구센터육성사업인 한양대학교 친환경건축 연구센터(R11-2005-056-04002-0)의 지원으로 수행되었음.

참고 문헌

1. Han, S.W., Kee, S.H., Kang, T.H.K., Ha, S.S., Ha, Wallace, J.W., Lee, L.H., "Cyclic Behaviour of Interior Post-tensioned Flat Plate Connections," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 58, 2006, pp. 699-711.
2. Han, S.W., Kee, S.H., Park, Y.M., Lee, L.H., Kang, T.H.K., Hysteretic Behavior of Exterior Post-tensioned Flat Plate Connections," *Engineering Structures, Elsevier*, 2006, pp. 1983-1996.
3. Han, S.W., Kwon, O.S., Lee, L.H., "Evaluation of the Seismic Performance of a Three-story Ordinary Moment-Resisting Concrete Frame," *Earthquake Engng Struct. Dyn.* Vol. 33, 2004, pp. 669-685.
4. Han, S.W., Ryu, J.H., "Analytical Model for Post Tension Flat Plate Frames," *The Journal of Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol. 11, No. 6, 2007, pp. 23-32.
5. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-05)*, American Concrete Institute, Detroit, 2005.
6. MIDAS IT. MIDAS/GENw User's Manual(Version 6.3.2). Seoul, Korea, 2004.
7. Joint ACI-ASCE committee 352., *Recommendation for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures(ACI 352.1R-89)*, Farmington Hills (MI): American Concrete Institute, 1997.
8. OpenSees Development Team (2006). *OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulations*, Version 1.7.3, Berkeley, CA.
9. Banchik CA. Effective Beam Width Coefficients for Equivalent Frame Analysis of Flat-plate Structures, *ME thesis*, Univ. of California at Berkeley, CA., 1987.
10. Federal Emergency Management Agency, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 273, Washington, D.C., 1997.