

## 지진지역에서의 플랫플레이트 구조물 : 전단보강시스템의 비교

Flat Plates in Seismic Areas : Comparison of Shear Reinforcement Systems



강수민\*  
Su-Min Kang

이 기사는 ACI Structural Journal 104권 6호, 2007년 11월~12월호에 게재된 Carl Erik Broms의 논문을 번역한 것이다. 최근 고층 플랫플레이트 구조물의 사용이 많아지면서 지진에 취약한 것으로 알려진 플랫플레이트 접합부 보강에 관한 관심이 높아지고 있다. 본 논문은 기존의 플랫플레이트 접합부의 보강 방법에 관한 문제점을 기술하고 새로운 보강방안을 제시하고 있다. 본 논문은 지진에 대한 플랫플레이트 구조물의 효율적인 보강 방안 선정에 많은 도움이 될 것으로 기대된다.

### 1. 서 론

큰 지진발생시, 현재 내진설계기준<sup>1)</sup>에서는 구조물의 안정성을 확보하기 위하여, 비탄성변형을 포함한 건축물의 층간변형각을 최대 2.5%까지로 제한한다. 일반적으로 플랫플레이트-기둥 구조물은 횡력저항 요소로는 간주되지 않으나 중력하중 재하능력의 손실 없이 층간 변형에 저항해야 한다. 따라서 북미에서는 지진에 의해 발생하는 모멘트를 평가하여 전단보강근을 설계하여 플랫플레이트 접합부에 설치한다. 지진에 의해 발생하는 모멘트는 지진발생시 건축물의 층간변형에 의해 기둥과 플랫플레이트 사이에서 발생하는 불균형모멘트를 의미한다.

하지만 층간 변형과 지진에 의해 발생하는 모멘트 사이의 관계를 어떻게 평가해야 하는지에 대한 공통된 합의점을 찾기 어렵는데 이는 플랫플레이트의 횡강성이 매우 비선형적이기 때문이다. 따라서 지진에 의해 발생하는 모멘트는 횡변위에 따른 슬래브 강성에 대한 가정에 따라 설계자 마다 매우 다르게 평가되며, 전단보강근의 양도 이렇게 지진에 의해 발생하는 모멘트 중 편심전단에 의해 전달되는 모멘트에 의해 결정된다.

이러한 하중기초 설계방법(force-based method)은 일반적으로 중력하중에 의해 필요한 휨철근보다 최소한 50% 증가된 휨

철근을 필요로 한다. 증가된 휨철근은 플랫플레이트의 강성을 증가시키고 이는 주어진 층간변위에서 지진하중에 의한 더 큰 모멘트를 발생시킨다. 더 큰 지진하중 모멘트는 편칭파괴를 방지하기 위해 더 많은 전단보강을 필요로 한다.

이러한 계산상의 어려움을 해결하는 한 가지 방안이 Megally and Ghali<sup>2)</sup>에 의해 기술되었는데, Megally and Ghali는 전단보강근의 설계를 위하여 기둥접합부의 위험 영역을 지나는 슬래브의 휨철근에 기초하여 지진모멘트의 상한치를 가정하였다. 그들은 만약 슬래브가 전단보강근에 의하여 지진모멘트의 상한 값에 편칭파괴 없이 저항한다면 슬래브-기둥 접합부는 중력하중 재하능력의 저감 없이 상당한 변위를 보일 수 있고 붕괴를 피할 수 있다고 주장하였다. 이러한 주장은 유한요소해석에 의해 검증되었으나 내부기둥 접합부에 대한 실험적 검증은 거의 없다고 할 수 있다.

하중기초 설계 방법의 이론적 어려움을 극복하는 다른 방법은 연성거동을 목적으로 하는 방안이다. 휨 성능을 발휘하고 성능저하 없이 충분한 변형이 가능하도록 플랫플레이트를 보나 벽체로 지지되는 현장타설 슬래브와 동일한 성능을 가지게 한다면 더욱 일관성있고 안전한 내진설계가 가능할 것이다. 앞서 언급한 바와 같이, 지진지역에서 건물의 안정성은 플랫플레이트와 기둥의 프레임 거동에 의존하면 안되는데, 이는 만약 기둥 주위의 슬래브 철근이 항복한다면 플랫플레이트와 기둥의 프레임은 매우 유연해 지기 때문이다. 결과적으로 플랫플레이트를 층간변형에 의한 불확실한 지진모멘트에 대해 설계하는 것보다는 연성적 거동을 보이도록 설계하는 것이 가능하며 이를 허용할 수 있다. [참고문헌 3]에 소개된 연성철물이 이러한 방법을 위한 가능한 시스템일 것이다. 이러한 연성 철물의 상세와 전형적인 배치는 <그림 1>에 보여진 바와 같다.

전단스터드로 보강된 플랫플레이트-내부 기둥 접합부 시험체의 극한 주기 변형 능력을 조사하기 위한 실험이 Brown and Dilger<sup>4)</sup>, Dilger and Cao<sup>5)</sup>, and Robertson et. al<sup>6)</sup>에 의해

\* 정회원, 대림산업(주) 기술연구소 건축연구지원팀 선임연구원  
ksm@snu.ac.kr

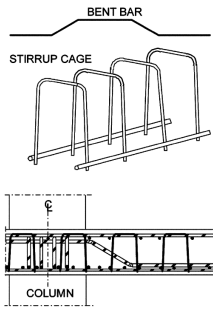


그림 1. 연성철물 구성 및 전형적인 배치

수행되었다. 이러한 실험들은 예측컨대 전단스터드로 도달할 수 있는 주기하중하의 강도를 달성하기 위하여 작은 중력하중과 과 설계된 휨철근으로 시험되었다. 따라서 큰 중력하중을 받거나 휨 모멘트에 맞게 슬래브가 설계된 경우에 있어서는 이러한 시험 결과는 신빙성이 떨어진다. 본 연구에서 기술된 실험은 7.5m 정도의 스패에 해당하는 사무실건물의 계수중력의 범위까지를 포함하는 것을 목표로 하였다. 선택된 휨철근 양도 일반적인 설계를 반영하도록 의도되었다.

2. 실험 절차

2.1 시험체

실험 장치는 <그림 2>에 나타난 바와 같다. 시험체들은 이전 중력하중(직접편칭) 실험<sup>3)</sup>에 사용되었던 것과 동일하다. 시험체들은 5.8m 스패의 연속 플랫플레이트의 300mm 정방향 내부 기둥과 180mm 슬래브를 묘사하였다. 슬래브 상하부에 위치한 기둥은 지진발생시 건물의 횡변위에 의한 기둥에서 휨모멘트의 변곡점을 묘사하기 위해 기둥 양단에서 힌지접합되었다. 시험체들은 1,215mm의 원형 반지름의 위치에 16개의 균등하게 분포된 지지점을 형성하기 위하여 빔이 부착된 앵커로드로 형성된 시험장비에 올려졌다. 이 원은 프로토타입 구조물에 중력하중에 의해 형성되는 휨모멘트의 변곡선을 묘사하였다<sup>3)</sup>. 슬래브 밑의 앵커로드 2번과 3번 그리고 6번과 7번에만 지지대가 제공되었다.

모든 시험체는 압축강도 35MPa로 계획된 보통 점성의 콘크리트로 제작되었다. 굵은골재는 최대크기 16mm로 분쇄되었다. 실험 당일의 콘크리트 강도와 철근강도는 <표 1>에 정리되어 있다. 강도측정을 위한 콘크리트 실린더는 시험체와 같은 조건에서 보관되었다. 모든 상부철근은 180도 후크로 정착되었으며 피복 두께는 15mm로 제작되었다.

기둥은 <그림 3>과 같이 대칭형태로 분포된 12개의  $\phi 20$ mm 철근으로 배근되었다. 그리고 시험체 17c와 17d는 <그림 4>와

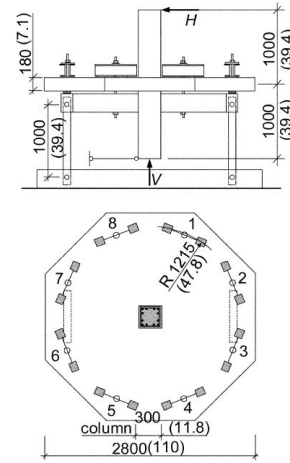


그림 2. 실험장치(단위 : mm(in))

표 1. 시험체 속성

시험체	17c	17d	18c	18d	
$f'_c$ (MPa)	36.8		34.6		
$f'_s$ (MPa)	3.40		3.63		
$d$ (mm)	150				
$c_2+3h$ 내에 배근된 상부철근	4 $\phi 16$	2 $\phi 16$ 4 $\phi 12$	9 $\phi 16$	9 $\phi 12$	
$c_2+3h$ 외부에 배근된 상부철근	10 $\phi 16$	2 $\phi 16$ 10 $\phi 12$	2 $\phi 16$ 12 $\phi 12$	14 $\phi 12$	
$c_2+3h$ 내에 배근된 하부철근	4 $\phi 10$	4 $\phi 10$	2 $\phi 16$ 12 $\phi 12$	2 $\phi 16$ 4 $\phi 8$	
$c_2+3h$ 외부에 배근된 하부철근	10 $\phi 10$	10 $\phi 10$	14 $\phi 8$	10 $\phi 8$	
평균 철근비 $\rho$ (%)	상부	0.772	0.655	0.979	0.713
	하부	0.302	0.302	0.385	0.302
$f_y/f'_c$ (MPa)	$\phi 16$	563/655			
	$\phi 12$	541/627			
	$\phi 10$	554/632			
	$\phi 8$	--/729**			

\* 할연인장강도  
\*\*  $\phi 8$ 은 냉간성형철근으로 인장강도가 명확하지 않음

같이 연성철물이 제공되었다. 그리고 스티럽은 강도가 600MPa인 냉간성형된 원형철근으로 만들어졌다. 시험체 18c와 18d는 인장강도가 500MPa인 전단스터드를 <그림 5>와 같이 십자형태로 배치하였으며 연속봉괴를 방지하기 위하여 집중배근된 하부근(2+2 $\phi 16$ mm)을 기둥위에 배근하였다. 전단스터드 상세와 그 설치 방법은 [참고문헌 3]에 소개되어 있다. 시험체 18c와 18d는 <표 1>에 나타난 바와 같이 단지 휨철근량만 다르다.

2.2 시험 절차

시험체들은 우선 집중 수직하중 470kN이 재하되는데 이는 등분포된 계수하중(470/5.8<sup>2</sup>=14kN/m<sup>2</sup>)에 해당하는 일반적인 하중조합에 해당한다. 지진발생동안 계수중력하중은 보통 일

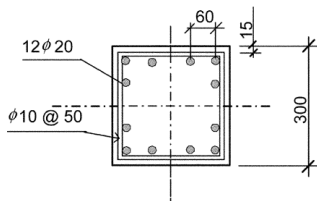


그림 3. 기둥 철근배치

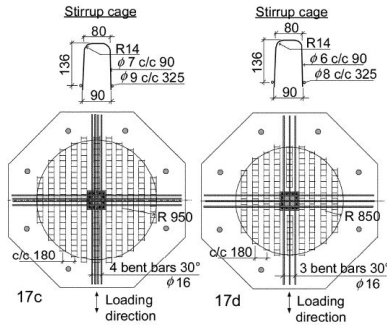


그림 4. 시험체 17c와 17d에 설치된 연성철물 스테럽의 총 단면적은 각각 14,900 mm<sup>2</sup>와 7,900 mm<sup>2</sup>

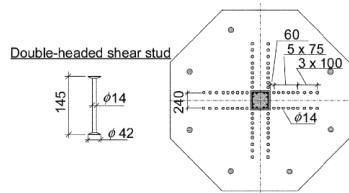


그림 5. 시험체 18c와 18d에 설치된 전단 스테드 전단 스테드의 총 단면적은 11,100 mm

반적인 계수중력하중의 75% 정도이므로 이는 횡하중 가력 실험 동안에 기둥반력이  $V_c=0.75 \cdot 470=353 \text{ kN}$ 이 되도록 하며 이는  $10.5 \text{ kN/m}^2$ 의 등분포 하중에 해당한다. 이러한 하중은 기둥 밑의 잭을 지속적으로 보정함으로써 주기하중에 대한 실험 동안에 일정하게 유지되었다.

470 kN에 해당하는 기둥축력은 80 kN의 크기로 증가되면서 가력되었다. 축력은 355 kN으로 감소되고 주기하중에 의한 수평변위는 양방향으로 설치된 두 개의 잭에 의해 기둥의 상부자유단에 부과되었다. 부과된 불균형모멘트는 수평하중에 기둥 높이 2.0m를 곱하여 결정되었다. 층간변위비는 기둥의 상부변위를 기둥 높이로 나눈 것과 같다.

첫 번째 수평변위는 1.0% 층간변위비이며 그 이후 극한 변위비에 도달할 때까지 0.5%씩 증가시켰다. 각 변위비에서 두 번의 주기 변위 사이클이 진행되었고 모든 시험체에서 하중가력 방향은 슬래브 상하부근의 내측(슬래브의 강도가 적은 방향)과 평행

하게 진행하였다. 주기하중은 과도한 편칭 변위가 발생될 때까지 진행되었으나 5% 층간변위를 넘지 않는 선에서 진행되었다. 그리고 이러한 횡하중 가력 후, 집중 중력하중에 대한 슬래브의 잔류성능이 실험되었다.

기둥 주위의 시험체 하부 표면에서의 변형과 기둥의 수직 변위가 각각 완결된 2 사이클마다 기록되었다. 슬래브 하부 표면에 대한 기둥의 상대 움직임(편칭변위를 위미함)이 측정가능하다. 최종 실험 후에, 내부 균열형태를 보기 위하여 슬래브는 두 부분으로 절단되었다. 슬래브 하부 주위의 기둥 4면에 게이지가 부착되었으며 이는 접합부에서 슬래브에 대한 기둥의 기울기를 각 주기의 정방향 최대변위와 부방향 최대변위에서 측정하기 위함이다. 이러한 기울기는 슬래브-기둥 접합부의 회전을 의미하고 이는 항상 층간변위비 보다 작게되는데, 그 이유는 층간변위비의 일부는 기둥의 휨변형을 포함하기 때문이다.

### 3. 성능 예측

#### 3.1 일반 사항

실험 결과는 CEB-FIP Model Code 1990<sup>7)</sup>과 ACI 421.1 R-99<sup>8)</sup>에 의한 시험체의 공칭성능과 비교되었다. CEB-FIP Model Code 1990는 유럽의 건축구조설계기준을 대표한다고 할 수 있는데 이는 Eurocode 2에서 편칭과 관련해서는 CEB-FIP Model Code 1990에서의 기준을 채택했기 때문이다. 이 논문에서는 플랫폼 구조가 4d 보다 작은 폭의 기둥으로 이루어졌다는 것을 가정하였다.

#### 3.2 CEB-FIP Model Code 1990과 ACI 421.1 R-99에 의한 전단스터드를 가지는 플랫폼의 예상값

설계기준에 대한 자세한 설명은 [참고문헌 3]에 나타나 있으며 여기서는 주기하중에 대해서 고려되는 사항을 기술하겠다. ACI 421.1R-99에서는 주기 불균형 모멘트에 있어서 편칭에 대하여 감소된 콘크리트의 기여분이 고려된다. 감소계수 0.5는 식 (3)에서 \*으로 표시되며 같은 접근 방식이 CEB-FIP Model Code 1990에서 식 (1)에서 사용되었다. CEB-FIP Model Code 1990에 따르면 전단 스테드로 보강된 경우 공칭 뿔립전단강도의 상한값은  $1.6 V_c$ 이며 주기하중에 대해서는 이를 25% 감하도록 제안하였다<sup>9)</sup>(식 (2)).

주기하중하에서 전단 스테드로 보강된 경우 공칭 뿔립전단강도

$$V_{n1} = 0.5 * \cdot 0.75 V_c + A_c f_{yv} \frac{1.5d}{s} \quad (\text{MC 90}) \quad (1)$$

여기서  $s \leq 0.75d$  그리고 CEB-FIP Model Code 1990에 따

르면  $V_c$ 는 전단보강이 없는 경우 공칭 뚫림전단강도 그리고 전단 보강근의 설계항복강도  $f_{yv}$ 는 300 MPa까지로 제한된다.  $V_m$ 은 다음과 같이 제한된다.

$$V_{n1,max} = 0.75 \cdot 1.6 V_c \text{ (MC 90)} \quad (2)$$

$$V_{n1} = 0.5^* \cdot 0.75 V_c + A_{vf} f_{yv} \frac{d}{s} \text{ (ACI 421.1R)} \quad (3)$$

여기서 ACI 318-05<sup>10)</sup>에 따르면  $V_c$ 는 전단보강이 없는 경우 공칭 뚫림전단강도이다.  $V_m$ 의 상한값은 스테드의 방사방향의 간격에 따라서 다음과 같이 결정된다.

$$s \leq 0.5d \rightarrow V_{n1,max} = 2 V_c \text{ (ACI 421.1R)} \quad (4)$$

$$0.5d < s \leq 0.75d \rightarrow V_{n1,max} = 1.5 V_c \text{ (ACI 421.1R)} \quad (5)$$

기둥에서 편칭과피에 따른 공칭 불균형모멘트 성능은 다음과 같다.

$$M_{n1} = V_{n1} \frac{W_1}{0.6 \cdot 4(c + \pi d)d} \text{ (MC 90)} \quad (6)$$

여기서

$$W_1 = d(2c^2 + 4cd + 17.8d^2 + 2\pi cd) \quad (7)$$

$$M_{n1} = V_{n1} \frac{W_1}{0.4 \cdot 4(c + d)d} \text{ (ACI 421.1R)} \quad (8)$$

여기서

$$W_1 = \frac{4}{3}d(c + d)^2 + \frac{d^3}{3} \quad (9)$$

전단보강된 영역의 바깥부분에서의 전단과피로 인한 공칭 불균형모멘트는 다음과 같다.

$$M_{n2} = f_v \frac{W_{2,ef}}{0.6} \text{ (MC 90)} \quad (10)$$

여기서  $W_{2,ef}$ 는 전단보강근이 설치된 영역의 유효단면에 대한 단면계수이다<sup>3)</sup>.

$$M_{n2} = f_{v1} \frac{W_2}{0.4} \text{ (ACI 421.1R)} \quad (11)$$

여기서  $W_2$ 는 전단보강근이 설치된 영역의 유효단면에 대한 단

면계수이다<sup>3)</sup>.

중력하중과 불균형모멘트의 조합

CEB-FIP Model Code 1990과 ACI 421.1 R-99에 따르면 중력하중과 불균형모멘트의 조합성능은 다음과 같은 상관식으로 검토될 수 있다.

$$\frac{V_u}{\phi V_n} + \frac{M_{ub}}{\phi M_n} \leq 1 \quad (12)$$

3.3 연성철물을 사용한 플랫폼레이트를 위한 설계기준

상하단 휨철근이 응력 1.25 $f_y$ 를 발생시키는 균등하게 분포된 중력하중에 대한 단면력에 저항할 수 있도록 슬래브는 설계된다. 설계기준은 [참고문헌 3]에 자세히 기술되어 있으며 주기하중에 대한 수정을 다음과 같이 기술하였다.

- 뚫림전단성능  $V_m$ 을 계산할 때, 콘크리트의 기여분은 사용하지 않았으며 이는 ACI 318-05에서 주기하중에 대한 보의 경우와 마찬가지로이다.

- 뚫림전단성능의 상한값  $V_{m,max}$ 는 주기하중에 의한 전단강도의 감소분을 고려하여 25% 저감하였다<sup>9)</sup>.

- 스테더피가 보강된 영역 외부의 전단성능  $V_{m2}$ 는 주기전단응력이 발생하는 것을 고려하여 25% 감소되었다.

- 층간변형에 의한 스패중양에서의 휨회복은 피해야 하는데 그 이유는 그렇게 하지 않으면 각 주기에서 슬래브 변형이 크게 발생하고 이는 플랫폼레이트의 붕괴를 가져오기 때문이다. 따라서 지진지역에서 플랫폼레이트의 휨철근은 지진발생시 계수중력하중의 최소 1.5배에 대해 설계되어야 한다.

4. 실험 결과

4.1 전단스테드로 보강된 시험체

실험 결과와 예상값들은 <표 2>에 요약되어 있다. 시험체 18c는 지진에 의해 발생하는 불균형모멘트에 저항하는 전통적인 설계를 묘사하기 위하여 휨 항복성능  $V_f=814$  kN을 갖는다. 강도 저감계수  $\phi=0.9$ 로 적용하여 ACI 318-05로 구한 휨 성능은 중력하중에 의한 계수하중  $V=470$  kN 보다 56% 크다  $(0.9 \cdot 814)/470=1.56$ . 상하근의 절반이 ACI 318-05 21.12.6.3 절에 의해 슬래브 폭  $c_2+3h$ 에 배근되었다. 식 (3)에 의해 전단 스테드와 콘크리트에 의해 발생한 집중 뚫림전단성능은 식 (4)에 의해 불균형모멘트에 대해 가능한 전단성능을 제공하기 위한 상한값을 35% 정도 초과했다<sup>2)</sup>.

표 2. 전단 스테드 : 실험결과 vs 예상값

기준	ACI 421.1R	Megally and Ghali	MC 90 (수정값)
시험체 18c			
1	$V_c$ (kN)	529	580
2	$V_f$ (kN)	814	
3	$V_n$ (kN)	1430	1492
4	$V_{n,max}$ (kN)	1058	1323
5	$V_{n2}$ (kN)	850	761
6	$M_{ni}$ (kNm)	408	510
7	$M_{ni2}$ (kNm)	849	634
8	$M_{di}$ (kNm)	208	
9	$(V_i/V_n) + (M_{di}/M_{ni})$	0.84	0.68
시험체 18d			
10	$V_c$ (kN)	529	522
11	$V_f$ (kN)	595	
12	$V_n$ (kN)	1430	1470
13	$V_{n,max}$ (kN)	1058	626
14	$V_{n2}$ (kN)	850	677
15	$M_{ni}$ (kNm)	408	352
16	$M_{ni2}$ (kNm)	849	564
17	$M_{di}$ (kNm)	156	
18	$(V_i/V_n) + (M_{di}/M_{ni})$	0.72	0.57

시험체 18d는 만약 연성철물을 사용한 슬래브와 동일하게 설계되었을 경우, 전단스테드를 사용한 플랫폼레이트가 충분한 연성도를 보이는데 이를 조사하기 위해서 만들어졌다. 이 슬래브는 설계 강도  $\phi V_f = 0.9 \times 595 = 536$  kN가 되는 휨철근을 가지며 이는 지진발생시 중력하중에 대한 최소 1.5배에 해당한다(=1.5  $\times$  355=533 kN). 휨철근은 시험체 폭에 균등배근되었으며 전단 스테드는 시험체 18c와 동일한 양을 가진다.

시험체 18c와 d는 불균형모멘트가 최대값의 80%에 이르는 층간변위비 3%까지 좋은 이력성능을 보여준다(그림 6). Aalami<sup>11)</sup>에 의해 제안된 슬래브에서 부방향 휨모멘트에 의한 균열단면에서의 휨강성과 탄성 불균형모멘트가 <그림 6>에 보여지며, 여기에는 기둥의 탄성거동이 고려되어 있다(250 kNm의 불균형모멘트에 대한 0.5% 변위). 두시험체의 경우 0.5% 층간 변형에서 슬래브-기둥 접합부의 비탄성 변형이 발생한다.

기둥은 2% 변위비에서 슬래브에 뚫림파괴를 가져 오는데 이는 <그림 7>에 나타난 바와 같이 기둥과 슬래브 하부의 변위차에 의해 추정된다. 주기가력은 4% 변위비에서 멈추어 졌는데 그 이유는 그 때 기둥이 슬래브를 28 mm와 40 mm 정도 뚫었기 때문이다. 지진발생시 동시적인 수직 지반운동으로 인하여 정적하중의 경우보다 더 큰 플랫폼레이트의 중력하중 재하능력을 필요로 한다. 따라서 중력하중재하에 대한 잔류성능이 너무 작아서 안전하다고 보기 힘들며 특히 휨철근이 적은 시험체 18d의 경우는 더욱 그러하다(그림 8).

ACI 318-05에 의하면 불균형모멘트의 일부  $\gamma f = 0.6$ (정사각형 단면의 경우)는 기둥 주위 슬래브 폭  $c_s + 3h$ 에 있는 상하부

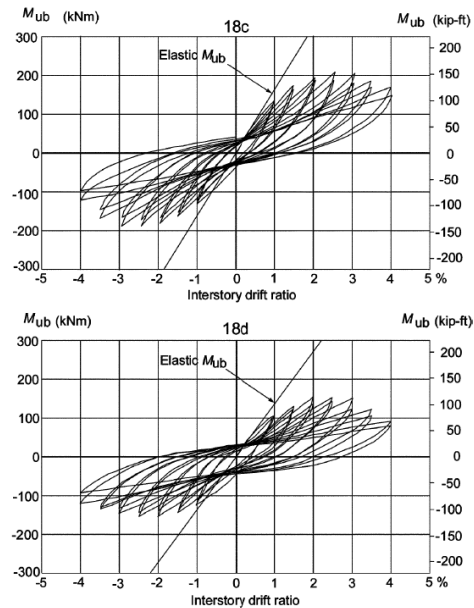


그림 6. 시험체 18c와 18d의 이력곡선과 탄성불균형모멘트(Aalami)

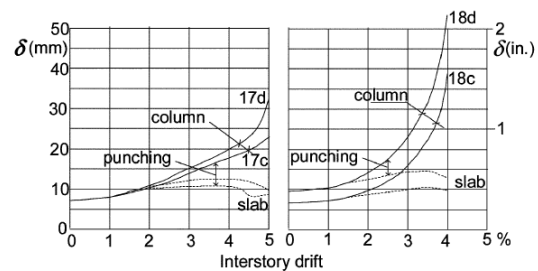


그림 7. 층간변위비에 따른 기둥과 슬래브 밑면의 수직변위

휨철근에 의해 저항되어야 한다. 이 철근의 실제 성능은 슬래브 18c와 18d에(철근이 항복하였을 경우) 331 kNm와 225 kNm에 해당한다. 계측된 최대 불균형모멘트는 208 kNm와 156 kNm로 이는 하부 철근이 충분히 역할을 하기 전에 뚫림파괴가 발생하였다는 것을 의미한다.

#### 4.2 연성철물로 보강된 시험체

실험 결과와 예측값은 <표 3>에 요약된 바와 같다. 시험체 17d는 연성철물로 보강된 플랫폼레이트가 지진하에서 계수중력하중의 1.5배에 해당하는 중력하중에 대하여 설계된다면 불균형모멘트를 고려할 필요가 없다는 가정으로 계획되었다. 항복 성능은  $V_f = 613$  kN이고 설계에서 휨 성능  $0.9 \times 613 = 552$  kN은 가력된 중력하중의 1.5배(=1.5  $\times$  355=533 kN)보다 약간 크다. 휨철근은 슬래브 폭에 균등 배근 되었으며 스테더는  $V_f$ 를 고

표 3. 연성철물 : 실험 결과 vs 예상값

슬래브	$V_c$ , kN (1)	$V_y$ , kN (2)	$V_{nl}$ , kN (3)	$V_{nl,max}$ , kN (4)	$V_{nl}$ , kN (5)	* $V_{res}$ , kN (6)	$V_c/1.15 V_y$ (7)
ACI 318-05							
17c	546	733	869	879	679	862	1.02
17d	546	613	638	879	607	730	1.03
Modle Code 90							
17c	548	733	869	841	795	862	1.02
17d	518	613	638	795	673	730	1.03

\*  $V_{res}$  is residual vertical load capacity after cyclic loading.

려하여 계획되었다.

시험체 17c는 증가된 슬래브의 휨 성능이 층간변형 동안의 거동을 향상시키는지를 조사하기 위한 것으로  $V_y=733$  kN의 휨 성능을 가지며 이는 슬래브 17d에 비해 20% 정도 크다. 휨 철근은 슬래브 폭에 균등 배근 되었으며 스테럽은  $1.15 V_y$ 를 고려하여 계획되었는데 이는 모든 시험체의 상부철근이 극한강도에 도달할 때에 해당한다. 시험체 17c와 17d의 경우, 이력곡선은 대략적으로 1.5% 변위비까지 탄성거동을 보이고 3% 변위비까지는 안정적인 거동을 보이나<그림 9> 뿔림현상은 2.5% 변위비에서 시작된다<그림 7>. 하지만 횡력가력 후 뿔림거동은 기동변위의 증가에 따라 중력하중 재하능력의 지속적인 증가를 보여주고 있다<그림 8>. 5% 주기 층간변형 이후, 잔존 중력하중 재하능력은 모든 상부철근이 극한강도  $1.15 V_y$ 에 도달하는 시험체의 공칭강도를 넘어서고 이는 붕괴에 대한 매우 큰 안전성을 확보할 수 있음을 의미한다<표 3>.

$c_2+3h$  슬래브 폭의 실제 상하부 철근 항복성능의 1/0.6 배는 양 슬래브의 불균형 모멘트 171 kNm에 해당한다. 계측된 최대 불균형 모멘트 256 kNm와 232 kNm는 연성철물을 사용한 슬래브의 유효폭은  $c_2+3h$  보다 더 클 수 있음을 의미한다.

5. 토 의

5.1 전단스터드로 보강된 시험체

시험체 18c와 18d의 실험결과, 주기 층간변형에 대한 하중기초

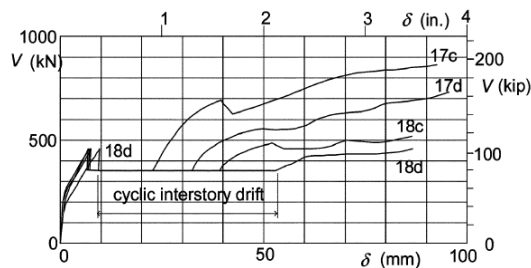


그림 8. 잔류 중력하중 재하능력 vs 기동변위 $\delta$

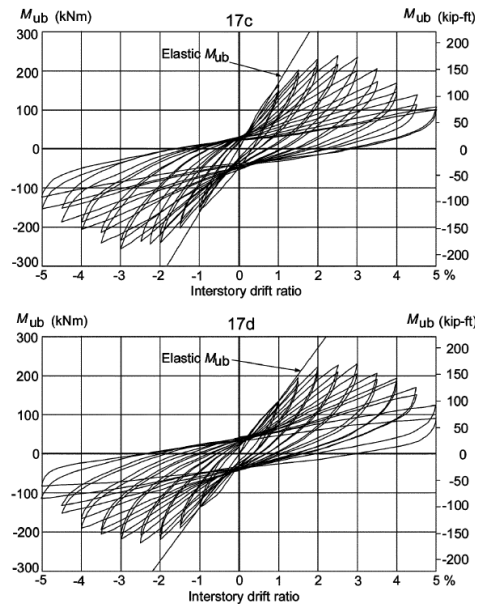


그림 9. 시험체 17c와 17d의 이력곡선과 탄성불균형모멘트(Aalami)

설계 방법의 어려움이 드러났다. 주요한 문제점은 다음과 같다.

- 1) 비탄성변형이 포함된 주어진 극한 층간변형에 대한 지진모멘트의 실제적인 값을 결정하는 방법
- 2) 붕괴 위험없이 지진모멘트의 주기적 발생에 슬래브가 저항하도록 전단 보강철물을 설계하는 방법

<그림 6>은 콘크리트의 성능저하에 의한 슬래브-기둥 접합부의 비선형 거동을 보여주고 있다. 따라서 1번 문제에 대한 신뢰할 수 있는 답변을 제시하기는 어려워 보인다. 그러므로 2번 문제 역시 좋은 해답을 찾을 수 없는데, 만약 편칭과괴를 일으키는 지진모멘트를 정확히 예측한다고 해도 발생하는 지진모멘트가 정확히 예측되지 않는다면 이는 설계자에게 큰 도움을 주기 힘들다.

이러한 두가지 문제점은 ACI 318-05 기준에 의해 피해갈 수 있게 된다. 21.11.5 절은 횡력을 부담하지는 않는 플랫폼레이트 구조물이 만약  $V_y$ 의 성능을 가지는 전단철근을 기동면으로부터

4h 길이로 확장한다면 지진발생시 생기는 층간변형에 대해 저항할 수 있다고 정의한다.

$$V_s = 3.5 \sqrt{f'_c} \cdot 4(c+d)d \text{ psi, in.}$$

$$\approx 0.29 \sqrt{f'_c} \cdot 4(c+d)d \text{ MPa, m}$$

ACI 421.1R-99에 따르면 이러한 전단보강근  $V_c=355$  kN이면 슬래브 18c와 18d에 118 kNm의 주기 불균형모멘트 성능을 부여해야 한다. 이러한 모멘트 성능은 두 시험체의 경우 불과 대략적으로 1%의 층간변형에서 도달되었다(그림 6). 그러므로 기준에 의해서 정의된 전단철근량은 중력하중이 큰 경우에 충분치 못한 것으로 보인다.

Megally와 Ghali<sup>2)</sup>는 ACI 318-05, 21.11.5에 정의된 것보다 적은 전단 스테드의 최소량을 제안하고 있다. 그들은 또한 전단보강철물의 설계를 위해 불균형 모멘트의 상한값도 제안하고 있다. 이러한 제한은 기둥에 위치한 슬래브  $c_2+d$  폭의 상하단 휨철근량에 의해 근거한다. 만약 이 방법이 시험체 18c와 18d에 적용된다면 불균형모멘트 335 kNm와 234 kNm의 0.4배에 해당하는 값에 대해서 설계되어야 한다(불균형 모멘트는 폭  $c_2+d$ 의 상하단 철근의 실제 극한강도로부터 계산되었다). 따라서 슬래브는 상당한 변형을 유지하고 중력하중 재하능력을 잃지 않을 것으로 예상되어진다.

두 시험체의 설계는 ACI 421.1R-99에 의해 중심축하중에 대한 뚫림전단강도의 상한치가 주기변형에 대해 25% 증가된다면 중력하중이 355 kN일 때, 편칭과괴에 의한 공칭 불균형모멘트 강도가 373 kNm로서 앞서 언급한 조건을 충족하고 있다<sup>2)</sup>. 그러나 제안된 설계방법은 변형성능과 불균형모멘트에 의한 편칭 성능 그리고 잔류 중력하중재하 능력에 대한 이론값과 실험 결과에 있어서 큰 차이를 보이므로 비현실적인 것으로 보인다(표 2)에 9번째와 18번째 줄에 1에 못미치는 값은 실험 결과가 예상된 성능에 미치지 못함을 의미).

〈표 2〉는 시험체 18c와 18d의 경우, ACI 421.1R-99에 의해 예상된 편칭성능이 안전하지 못함을 보여주고 있다. 편칭이 슬래브의 폭발성능을 넘어설 때 발생하는 것<sup>12)</sup>과 주기 전단하중이 강도저하를 일으키는 것과 같은 것들이 적절히 고려되어 있지 않다. 이와는 반대로, 수정된 CEB-FIB Model Code 1990는 편칭을 일으키는 불균형 모멘트를 보수적으로 평가하는데 이는 단조하중에 있어 전단 보강근을 사용했을 때, 공칭 중심축 뚫림 하중의 합리적 상한값 1.6  $V_c$ 가 주기하중 전단하중에 대해서는 25% 감소되기 때문이다(식 (2)). 따라서 Megally와 Ghali가 추천한 내용 “ACI 421.1R-99에 의한 단조 전단하중에 대한 뚫림전단강도의 상한값은 전단스테드를 사용한 슬래브에 주기반복

전단하중을 가한 경우에는 철회한다”는 것은 매우 이례적인 것이다(후에 만약  $V_c/\phi V_c$ 가 1보다 작으면 25% 증가시킬 수 있다고 수정되고 있음). 그러나 CEB FIP Model Code 1990에 의한 단조하중에 대한 상한값 1.6  $V_c$ 에 대해 제안된 25% 강도 감소는 하중 반복이 심할 경우에는 쓰기에 충분치 못할 수도 있다. 붕괴 위험성은 지진발생시 동시에 발생하는 수직 지반운동에 의해 진동하는 중력하중으로 인해 증가된 전단응력으로 인해 증가된다. 만약 전단균열이 기둥에서 발생하면 슬래브로부터 기둥의 하중 흐름은 기둥단부와 기둥 주변의 첫 두열 또는 세열에 해당하는 전단 스테드로 이어지는 기울어진 압축 스트럿에 의존한다. 이러한 압축 스트럿은 주기 반전 전단하중에 의해 빠르게 약화되어 이로 인해 전단과괴를 발생시킨다.

플랫플레이트의 층간변형성능은 중력하중비  $V_c/\phi V_c$ 와 관계되어진다. 중력하중비가 시험체 18c와 18d의 경우는 0.67이고 시험체 17c와 17d의 경우는 0.65이다( $\phi$ 는 ‘1’을 취하였으며  $V_c$ 는 ACI 318-05로 계산함). Megally와 Ghali는  $V_c/\phi V_c = 0.67$  일 때, 전단스테드를 사용한 경우 주기 변형 능력이 대략 4.5% 정도 된다고 보고하였으나 시험체 18c나 18d의 실험 결과에 의하면 이는 지나치게 낙관적인 것으로 보인다. 시험체 18c와 18d를 보면 만약 주기하중동안 편칭과괴가 발생한다면 전단스테드가 있으므로 기둥주변의 파괴영역이 매우 커져서 연속붕괴방지를 위한 하부집중배근의 역할이 의심스러워지며 이는 〈그림 10〉의 시험체 18c의 절단면을 보면 명확하다고 할 수 있다.

## 5.2 연성철물로 보강된 시험체

비록 연성철물로 보강된 슬래브 17d나 17c는 슬래브 18d나 18c와 동일하거나 작은 휨 성능을 가진다 할지라도 이들은 층간



그림 10. 전단 스테드로 보강된 시험체 18c의 최종실험 종료 후 절단면도



그림 11. 연성철물로 보강된 시험체 17d의 최종실험 종료 후 절단면도

변형에 대해 더 강성이 큰 반응을 보이는데 이는 굽힘철근이 기둥주변의 콘크리트 약화를 지연시키기 때문이라고 판단된다. 1.5% 층간변형까지의 탄성변형은 대략 대상 건물의 2%에 해당한다. 슬래브 17d의 휨철근은 355kN의 중력하중의 1.5배에 대해 설계되었으며 슬래브 17c의 경우는 1.8배에 대해 설계되었다. <그림 7>은 층간변위 4%까지의 두 슬래브의 성능차이가 크지 않다는 것을 보여주고 있다. 결과적으로 연성철물을 사용한 플랫플레이트 구조물에 계수중력하중의 1.5배보다 더 많은 휨철근을 배근하는 것은 지진발생시 거동에 이점이 별로 없는 듯하다. 연성철물을 사용한 시험체가 주기 하중동안 편칭이 발생하였다면 굽힘 철근은 기둥주변에 미끄러짐 파괴영역에서의 중력하중을 전달하는 매우 안전한 붕괴방지형 철물로서 역할을 수행한다. 이는 <그림 11>에서 명확해 지는데, <그림 11>은 잔류 중력하중 실험이 끝난 후, 시험체 17d의 절단면도를 보여주고 있다. 여기서 기둥주변 콘크리트가 완전히 붕괴되었음에도 불구하고 시험체가 최대중력하중을 전달하고 있음이 보여진다.

## 6. 결 론

전단보강된 플랫플레이트 슬래브-기둥 접합부는 전통적으로 지진에 의해 일어나는 층간변위에 의해 발생하는 불균형모멘트에 저항하도록 설계되어진다. 하지만 이러한 하중기초설계는 구조물의 붕괴에 대해 반드시 안전하다고 말하기 어렵다. 본 연구에서 보고된 전단스터드를 사용한 시험체는 층간변위 0.5%에서 강성저하를 보여주고 주기횡하중 가력 이후에는 낮은 잔류 중력하중 성능을 보여주며 편칭으로 파괴되었다. 이 슬래브들은 현재 많이 사용되는 북미기준<sup>2,8)</sup>에 의해 편칭이 발생하는 것보다 큰 주기 불균형모멘트에 저항하도록 설계되었다. 이러한 기준은 편칭이 슬래브의 곡률성능을 넘어서면 발생한다는 점<sup>12)</sup>과 슬래브-기둥 접합부에 주기 반전 전단응력이 콘크리트의 응력약화를 가져온다는 점을 합리적으로 고려하지 못하였으며 이 두가지로 인하여 전단스터드 보강량과 큰 상관없이 편칭파괴가 발생하였다. 게다가 전단스터드가 존재하는 기둥 주위의 파괴영역이 매우 커져서 연속붕괴를 방지하기 위해 집중 배근된 하부 철근이 전단보강이 없는 슬래브보다 비효율적이라고 판단된다. 본 실험에서 연성철물로 보강된 시험체는 대략적으로 1.5% 변위비(실제 건물에서는 대략적으로 2% 변위비에 해당)까지 탄성적으로 거동한다. 주기 횡하중으로 인하여 시험체의 잔류 중력하중이 감소되지 않았다. 하지만 전단스터드나 연성철물 모두 기둥주변의 콘크리트의 약화를 방지하지는 못하였다. 따라서 편칭파괴형태가 연성철물을 사용한 슬래브에서도 일어난다. 하지만 균등한 전단인성을 국부파괴지역의 바깥쪽에 전달하는 스텝 케이지로 인하여 굽힘 철근은 파괴영역을 연성적으로 거동하게하는 신뢰할 만한 현수작용 철근의 역할을 하며 이는 붕괴에 대해 매우 안전한 거

동으로 설명된다. 지진지역에서 플랫플레이트 구조에 대한 현재 설계방법의 불확실성은 연성철물의 사용으로 피해될 수 있는데, 이는 설계의 기본 개념이 지진발생시 플랫플레이트 접합부에 예상되는 변위보다 더 큰 변위에 대해 붕괴없이 저항 할 수 있는 성능을 기반으로 하기 때문이다. 설계 원칙이 매우 간단하며 명료한데 이는 불확실한 지진모멘트 대신 중력하중에 대해 정의된 슬래브의 극한 휨 성능에 기반하기 때문이다. □

## 참고문헌

1. ASCE, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures(ASCE 7-98), American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2000, 330pp.
2. Megally, S. and Ghali, A., "Punching Shear Design of Earthquake-Resistant Slab-Column Connections", *ACI Structural Journal*, Vol.97, NO.5, Sept.-Oct. 2000, pp.720 ~ 730.
3. Brooms, C. E., "Ductility of Flat Plates: Comparison of Shear Reinforcement Systems", *ACI Structural Journal*, Vol.104, No.6, Nov.-Dec. 2007, pp.703 ~ 711.
4. Browns, S. and Dilger, W. H., "Seismic Response of Flat Plate Column Connections", *Proceedings II, Canadian Society for Civil Engineering Annual Conference*, Winnipeg, MB, Canada, 1994, pp.388 ~ 397.
5. Dilger, W. H. and Cao, H., "Behavior of Slab-Column Connections under Reversed Cyclic Loading", *Proceedings of the 2nd International Conference of High-Rise Buildings*, Nanjing, China, Mar. 21-23, 1992, pp.420 ~ 424.
6. Robertson, I. N., Kawai, T., Lee, J., and Enomoto, B., "Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.5, Sept.-Oct. 2002, pp.605 ~ 613.
7. Comité Euro-Internationale du Béton, "CEB-FIP Model Code 1990", *Bulletin d'Information*, No.213/214, Lausanne, Switzerland, 1993, 437pp.
8. ACI Committee 421, *Shear Reinforcement for Slabs(ACI 421.1R-99)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 15pp.
9. Hawkins, N. M., Mitchell, D., and Hanna, S. H., "The Effects of Shear Reinforcement on the Reversed Cyclic Loading Behaviour of Flat Plate Structures", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1975, pp.572 ~ 582.
10. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-05) and Commentary (318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005, 430pp.
11. Aalami, B., "Moment-Rotation Relation between Column and Slab", *ACI Journal, Proceedings*, Vol.69, No.5, May 1972, pp.263 ~ 269.
12. Brooms, C. E., *Concrete Flat Slabs and Footings. Design Method for Punching and Detailing for Ductility*, PhD thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2005.