



슬래브-기둥 접합부의 이력거동에 대한 기둥 형상비의 영향

최명신^{1)*} · 조인중¹⁾ · 안종문²⁾ · 신성우¹⁾

¹⁾한양대학교 건축학부 ²⁾안산1대학 건축설계과

Influence of Column Aspect Ratio on the Hysteretic Behavior of Slab-Column Connection

Myung-Shin Choi^{1)*}, In-Jung Cho¹⁾, Jong-Mun Ahn²⁾, and Sung-Woo Shin¹⁾

¹⁾School of Architecture and Architectural Engineering, Hanyang University, Ansan 426-791, Korea

²⁾Dept. of Architectural Design, Ansan College, Ansan 426-701, Korea

ABSTRACT In this investigation, results of laboratory tests on four reinforced concrete flat plate interior connections with elongated rectangular column support which has been used widely in tall residential buildings are presented. The purpose of this study is to evaluate an effect of column aspect ratio ($\beta_c = c_1/c_2 =$ side length ratio of column section in the direction of lateral loading (c_1) to the direction of perpendicular to c_1) on the hysteretic behavior under earthquake type loading. The aspect ratio of column section was taken as 0.5~3 ($c_1/c_2 = 1/2, 1/1, 2/1, 3/1$) and the column perimeter was held constant at 1200mm in order to achieve nominal vertical shear strength (V_o) uniformly. Other design parameters such as flexural reinforcement ratio (ρ) of the slab and concrete strength (f_{ck}) was kept constant as $\rho = 1.0\%$ and $f_{ck} = 40$ MPa, respectively. Gravity shear load (V_g) was applied by 30 percent of nominal vertical shear strength ($0.3V_o$) of the specimen. Experimental observations on punching failure pattern, peak lateral-load and story drift ratio at punching failure, stiffness degradation and energy dissipation in the hysteresis loop, and steel and concrete strain distributions near the column support were examined and discussed in accordance with different column aspect ratio. Eccentric shear stress model of ACI 318-05 was evaluated with experimental results. A fraction of transferring moment by shear and flexure in the design code was analyzed based on the test results.

Keywords : flat plate structure, slab-column connection, hysteretic behavior, unbalanced moment transfer, eccentric shear stress

1. 서 론

RC 플랫플레이트 구조는 보가 없는 바닥 구조의 단순화로 거푸집과 철근 공사의 단순화 및 시공의 시스템화를 통해 가장 빠른 공기 사이클을 달성할 수 있는 최적의 구조 시스템으로 인지되고 있으며, 층고의 절감과 설비 계획의 융통성, 그리고 처짐 제한 기준에 의한 슬래브 최소 두께의 확보로 층간 소음 완화 등 거주성 측면에서도 우수한 장점을 지닌다. 최근에는 주거용 고층 건축물에서 평면 계획의 융통성을 위하여 벽체와 유사하게 형상비가 큰 wall column 형식의 장방형 기둥을 많이 사용하고 있으며, 이러한 장방형 기둥에 지지되는 슬래브에서는 기둥의 짧은 변에 면한 슬래브의 전단력 전달 면적이 감소하기 때문에 정방형 지지 기둥 조건에 비해서 뚫림전단강도가 감소¹⁻⁶⁾하게 된다. 중력 하중에 대한 저항 구조로 사용되던 플랫플레이트 시스템이 최근에는 횡

하중의 작용을 받는 고층 건물에 대한 사용도 증가하고 있으며, 보가 없는 구조적 취약점으로 인해 슬래브-기둥 접합부에서의 뚫림전단 성능 및 내진 연성 확보를 위한 연구가 활발히 진행되어 왔으나 대부분 정방형의 기둥에 지지되는 플랫플레이트 슬래브에 관한 것이었고, 장방형 기둥에 지지되는 슬래브에 관한 실험적인 연구⁷⁻¹¹⁾는 매우 제한적으로 진행되어 왔다.

횡하중 작용을 고려한 장방형 기둥-슬래브에 관한 선행 실험 연구들은 Table 1에 정리되어 있다. Hanson과 Hanson⁷⁾은 기둥 단면의 형상비 ($\beta_c = c_1/c_2$)가 0.5~2.0인 접합부 실험 결과를 최초로 보고하였고, Farhey 등⁸⁾은 형상비 1.5~2.5 범위, 김두영⁹⁾은 형상비 0.5~2.0 범위의 접합부 실험을 수행하였으며, Whang과 Mochle¹⁰⁾은 3x3 경간의 골조 실험체에서 형상비가 2.0인 장방형 기둥이 포함된 골조 실험을 수행하였다. 그리고 이도범¹¹⁾은 0.5~2.0 범위의 기둥 형상비를 갖는 접합부 실험을 수행하였고, 절곡형 전단 보강 철근 상세의 적용에 관한 것으로서 전단 보강이 없는 장방형 기둥 실험체는 연구에 포함되지 않았다.

*Corresponding author E-mail : cmshiny@hanyang.ac.kr

Received March 30, 2007, Accepted May 31, 2007

©2007 by Korea Concrete Institute

Table 1 Summary of prior experimental researches on the slab-rectangular column connections

Researcher	Load	No. of connection	$\beta_c = c_1/c_2$	f_{ck} (MPa)	$\rho_{t,c+3h}$ (%)	$\rho_{b,c+3h}$ (%)
Hanson and Hanson ⁷⁾ (1968)	V	3	0.5~2.0 = 152.4/304.8 ~304.8/152.4	30.25~37.0	1.5	1.5
	H	8				
	V+H	6				
	Total	17				
Farhey et al. ⁸⁾ (1993)	H	2	1.5~2.5 = 300/200 ~300/120	15.04~35.09	0.58	0.32
	V+H	2				
	Total	4				
Kim ⁹⁾ (1995)	V+H	8	1.0~2.0 = 300/300 ~300/150	27.4~46.6	0.70~1.93	0.49~0.55
	Total	8				
Whang and Moehle ¹⁰⁾ (2000)	V+H	interior 4, edge 8, corner 4	0.5~2.0 = 162.6/325.1 ~325.1/162.6	21.8	0.55~0.77	0.27~0.29
	Total	16				
Lee ¹¹⁾ (2007)	V+H	4	0.5~2.0 = 400/800 ~800/400	31.0	0.80	0.36
	Total	4				
Total	V	3	0.5~2.5	15.04~46.6	0.55~1.93	0.27~1.5
	H	10				
	V+H	36				
	Total	49				

그러나, Whang과 Moehle¹⁰⁾을 제외한 선행 실험연구들은 기둥 단면의 한쪽 변(c_2)의 크기를 일정한 값으로 고정시킨 후 직교하는 다른 쪽 변의 크기 (c_1)를 변화시키는 방법으로 기둥 형상비 변화에 따른 기둥 단면의 치수를 결정하고 있어서 위험단면의 둘레 길이 (b_0)도 함께 변화되고 있으므로 조합하중(V+H)에 의한 접합부의 편심 전단응력의 산정시 수직 하중에 의한 전단응력의 크기 ($v_c = V_c / b_0 d$)가 일정하지 않게 되는 문제점이 있다. 그 결과 접합부의 강도 및 변형 성능에 있어서 중요한 영향인자로 고려해야 하는 중력 전단력비 (V_g/V_c)가 일정하지 않은 결과를 초래한다.

따라서, 본 연구에서는 장방형 기둥-슬래브 접합부의 반복 횡하중 실험을 통하여 기둥 단면의 형상비 변화에 따른 이력 거동을 확인하기 위해 4개의 실험체를 제작하여 실험을 수행하였으며, 기둥 형상비에 의한 영향이 적절히 비교될 수 있도록 하기 위하여 기둥 단면의 크기 선정시 위험단면의 둘레 길이가 일정해 지도록 양변의 길이 (c_1, c_2)를 동시에 변화되도록 하였다. 그리고 슬래브-기둥 접합부의 강도와 변형 성능에 영향을 미치는 인자 중에서 중력 전단력비 (V_g/V_c)와 슬래브 유효 폭 범위 내의 휨 철근비 ($\rho_{t,c+3h}$), 콘크리트 압축강도 등 다른 설계 조건은 모두 일정하게 하여 기둥 형상비의 영향을 고찰할 수 있도록 계획하였다.

2. 설계 기준

플랫플레이트 구조에서 횡하중이 작용할 경우 슬래브-기둥 사이의 모멘트 전달은 휨과 전단에 의해서 분담하게 되며, 현행 콘크리트구조설계기준¹²⁾에서는 Fig. 1과 같

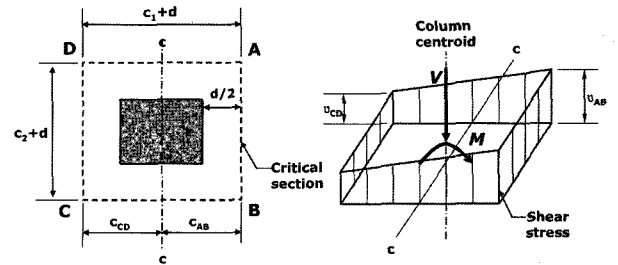


Fig. 1 Combined shear stress distribution at the slab critical section by ACI 318-05¹³⁾

이 ACI 318-05 Building Code¹³⁾와 동일하게 슬래브-기둥 접합부의 전단응력을 수직 하중의 작용에 의한 전단응력 ($V_u/b_0 d$)과 횡하중에 의해 전달되는 휨모멘트 중 편심 전단에 의해 전달되는 전단응력 ($\gamma_v M_{uc}/J_c$)의 크기를 조합하여 다음 식(1)과 같이 계산하도록 하고 있다.

$$v_u = \frac{V_u}{b_0 d} \pm \frac{\gamma_v M_{uc}}{J_c}, \text{ MPa} \quad (1)$$

여기서,

$$\frac{V_u}{b_0 d} = \min\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}; \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_{ck}}; \frac{1}{6}\left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0}\right)\sqrt{f_{ck}}\right) \quad (2)$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{b_1/b_2}} \quad (3)$$

$$J_c = \frac{b_1 d^3}{6} + \frac{db_1^3}{6} + \frac{db_2 b_1^2}{2} \quad (4)$$

V_u : 수직 하중에 의한 전단력

- M_u : 횡하중에 의한 불균형모멘트
- f_{ck} : 콘크리트의 압축강도
- b_1 : 횡하중 방향 위험단면의 길이 ($b_1 = c_1 + d$)
- b_2 : 횡하중과 직교 방향 위험단면의 길이 ($b_2 = c_2 + d$)
- b_0 : 위험단면의 둘레 길이 ($b_0 = 2(c_1 + c_2) + 4d$)
- c : 위험단면의 도심에서 연단까지의 거리
- c_1 : 횡하중방향 기둥 단면의 길이
- c_2 : 횡하중과 직교 방향 기둥 단면의 길이
- d : 슬래브의 유효깊이 ($d = (d_x + d_y) / 2$)
- β_c : 기둥 단면의 형상비 ($\beta_c = c_1 / c_2$)
- α_s : 기둥 위치에 따른 계수 (내부 기둥 40, 외부 기둥 30, 모서리 기둥 20)
- γ_v : 전단 편심에 의해 전달되는 불균형모멘트 비율
- γ_f : 휨에 의해 전달되는 불균형모멘트 비율
- J_c : 극단면 2차 모멘트와 비슷하게 가정된 위험단면의 특성

이때, ACI 318-05의 편심 전단응력 모델 (eccentric shear stress model)은 가정된 슬래브 위험단면 (기둥에서 $d/2$ 떨어진 위치)의 측면에서 모멘트 전달에 의해 유발되는 전단응력의 분포를 선형적으로 변화하는 것으로 가정하고 있으며, 장방향 기둥의 경우 위험단면의 횡하중 방향 ($c_1 + d$)과 직각 방향의 길이 ($c_2 + d$)가 서로 다르므로 횡하중에 의한 불균형모멘트 중 휨과 전단에 의한 전달 비율을 위험단면의 치수 (b_1/b_2) 변화에 따라 식 (3)으로 계산하도록 하고 있다. 정방향 기둥의 경우 $b_1 = b_2$ 이므로 γ_v 와 γ_f 는 각각 0.4와 0.6이 되어 휨 전달 비율 60%를 제외한 나머지 40%의 모멘트가 편심 전단으로 전달되는 것으로 계산하며, 장방향 기둥의 경우 식(3)으로 계산되는 값으로서 b_1/b_2 값에 따라서 Fig. 2의 도표를 이용하여 구할 수 있다.

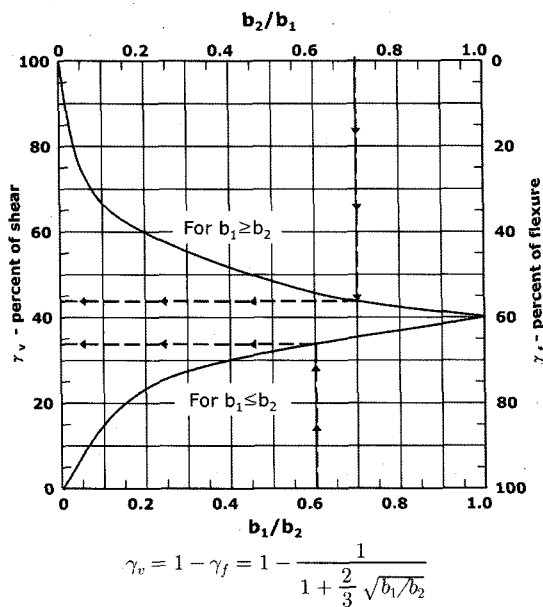


Fig. 2 A fraction of unbalanced moment transfer for rectangular support column by ACI 318-05¹⁴⁾

그러나, 슬래브의 모멘트 전달 비율에 관한 이러한 가정은 Paul¹⁵⁾의 탄성 판이론 (elastic plate theory)을 적용한 해석적 연구에 기초하여 수립된 것으로서 기존 연구가 대부분 정방향 기둥 접합부에 대한 것이어서 기둥 형상비가 증가된 장방향 기둥 접합부에서의 모멘트 전달 특성이 실험적으로 충분히 검증되지 못한 상태이다. 또한, ACI 318-05¹³⁾의 section 21.11.5에서는 층간 변위비의 제한을 drift limit = $[0.035 - 0.05(V_u / \phi V_c)] \geq 0.005$ 와 같이 제시하고 있으나, 이 또한 정방향 기둥 접합부에 관한 기존 실험자료의 분석¹⁶⁾에 근거하고 있으므로 기둥 형상비 증가에 따른 접합부 변형 성능에 관한 검토가 요구된다.

3. 실험 개요

3.1 실험 계획

실험체는 내부골조의 슬래브-기둥 접합부를 대상으로 가로 2.4 m, 세로 2.4 m, 두께 120 mm인 슬래브와 각각 $c_1 \times c_2 = 200 \times 400, 300 \times 300, 400 \times 200, 450 \times 150$ mm의 단면치수를 갖는 기둥과의 접합부를 계획하였다. 각 실험체에서 기둥 단면의 형상비 ($\beta_c = c_1 / c_2$)는 0.5, 1, 2, 3이 되며 위험단면 둘레 길이 (b_0)가 모두 일정하도록 선정함으로써 크기 효과 (b_0/d)의 영향이 포함되지 않도록 하였다. 압축강도 40 MPa 규격의 콘크리트와 항복강도 400 MPa 규격의 철근이 사용되었으며, 실험시의 콘크리트 압축강도 측정값은 33.3~37.8 MPa이었고 철근 (D10)의 항복강도는 458 MPa로 측정되었다. 콘크리트는 슬래브와 하부 기둥을 1차로 타설한 후 상부 기둥을 2차로 타설하였으며, 슬래브와 기둥의 콘크리트강도는 동일하게 하였다.

슬래브철근비는 유효폭 ($c + 3h$) 내에서 인장철근비 (상부근)가 1.0%이고, 압축철근비 (하부근)는 ACI 318-05¹³⁾ section R13.5.3.3의 권장량에 따라서 인장철근량의 1/2이 되도록 0.5%로 하였다. 또한, 중력 전단력비 (V_g/V_o)는 0.3으로 적용하였는데, 이는 Luo와 Durrani¹⁸⁾의 기존 실험 자료의 검토 결과 중력 전단력비가 0.25보다 작은 경우 휨 파괴되는 경향이 있고, 층간 변위비 1.5%를 만족하는 중력 전단력비의 제한이 0.4인 것을 고려하면 0.25~0.4 범위에서 선정하는 것이 전단 거동 평가에 적절한 것으로 판단하였다.

Table 2에는 실험체의 제원과 실험 결과를 요약하여 나타내었고, Fig. 3은 실험체 상세도 및 가력 조건을 나타내었다. Fig. 4는 철근에 부착된 변형률게이지 (strain gage)의 부착 위치를 나타낸 것이며, X-Y 양 방향으로 기둥의 중심과 기둥면으로부터 $0.5d, 2d, 4d$ 떨어진 위치를 각각 나타내었다. 횡하중 작용 방향과 나란한 방향 및 직교 방향으로 기둥에서 $0.5d$ 떨어진 위험단면의 연장선상을 따라서 각각 7개씩의 게이지를 부착하였고 그 중 1개는 교차 지점에서 중복 (X3 = Y3)되므로 실험체당 총 13개의 게이지로부터 철근 변형률 데이터가 측정되

Table 2 Specimen details and test results

Name	$c_1/c_2 = \beta_c$	ρ_{c+3h} (%)	ρ'_{c+3h} (%)	d (mm)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	V_g/V_o	V_g (kN)	P_{max} (kN)	M_{ub} (kN-m)	D_{peak} (%)	D_{pin} (%)	μ_p (D_p/D_y)	μ_u (D_u/D_y)	v_{test} (MPa)	v_{calc} (MPa)	v_{test}/v_{calc}
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
S-0.5	200/400 =0.5	1.0	0.5	90	35.0	458	0.3	83.1	+76.6 -61.2	+78.2 -62.4	+3.0 -3.0	+6.0 -5.0	1.84	3.68	2.30	1.97	1.16
S-1	300/300 =1	1.0	0.5	90	33.5	458	0.3	81.3	+81.5 -79.8	+83.1 -81.4	+3.0 -3.0	+3.0 -2.7	2.13	2.34	2.38	1.93	1.23
S-2	400/200 =2	1.0	0.5	90	37.8	458	0.3	86.3	+93.9 -81.8	+95.8 -83.5	+3.0 -3.0	+3.0 -3.0	2.47	2.71	2.81	2.05	1.37
S-3	450/150 =3	1.0	0.5	90	33.3	458	0.3	67.5	+128.4 -79.0	+130.9 -80.6	+3.0 -2.0	+3.0 -2.0	1.46	1.61	3.65	1.60	2.28

(1)Specimen name, (2)Column aspect ratio, (3)Flexural reinforcement ratio in tension within effective width of $c + 3h$, (4)Flexural reinforcement ratio in tension within effective width of $c + 3h$, (5)Effective depth of slab, (6)Compressive strength of concrete at tested days, (7)Yield strength of rebar(D10), (8)Gravity shear ratio, (9)Gravity shear load applied vertically by hydraulic jack, (10)Peak horizontal load measured by actuator, (11)Peak unbalanced moment, (12)Peak drift ratio, (13)Drift ratio at punching, (14)Displacement ductility index at peak story drift ratio, (15)Displacement ductility index at $0.8 P_{max}$, (16)-(17)Combined shear stresses at critical section, (18) = (16) / (17). *Note: +, - means positive and negative drift through column(10)-(13).

었으며, X1~X3 및 Y1~Y2의 5개소에는 슬래브 상부면의 콘크리트 변형률을 측정하였다.

3.2 실험 방법

실험체의 가력 조건은 Fig. 3과 같이 상·하부 기둥에 각각 250 kN 액추에이터를 설치하고 서로 반대 방향으로 변위를 발생시켜서 반복 횡하중을 작용시켰으며, 슬래브의 4변을 상·하부면이 단순 지지 되도록 철제 블럭을 설치하여 횡하중의 반복 작용에 따른 반력이 형성 되도록 하였다.

하중은 1단계로 변수 조건에 해당하는 중력하중의 크기를 기둥 하부에 설치된 가력 장치 (hydraulic jack)에서 상향 하중을 작용시킨 상태에서 2단계로 횡하중을 반복 해서 집중 가력 하였다. 중력하중의 작용은 슬래브에 하중 블럭을 직접 올려놓는 방법과 기둥에 수직하중을 가

하여 간접적으로 모사하는 방법이 일반적으로 사용되며, 본 연구에서는 후자의 방법을 적용하였다. 횡하중은 Fig. 5와 같이 층간 변위비 (story drift ratio)를 기준으로 0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 6.0%에 상응하는 변위 (Δ)를 점진적으로 증가시키면서 각 사이클 당 2회씩 반복 하여 작용하였다. 상·하 액추에이터에서는 해당 층간 변위비 (Δ)의 절반에 해당하는 $\Delta/2$ 를 서로 반대 방향으로 변위가 발생하도록 조절하였으며, 두 가력 장치의 하중으로부터 Fig. 5의 도식과 같이 접합부에 가해진 불균형모멘트 ($M_{ub, test}$)의 크기를 계산하였다.

4. 실험 결과 및 분석

4.1 균열 발생 및 파괴 양상

1단계 수직하중 재하 직후에는 슬래브 중앙에서 십자

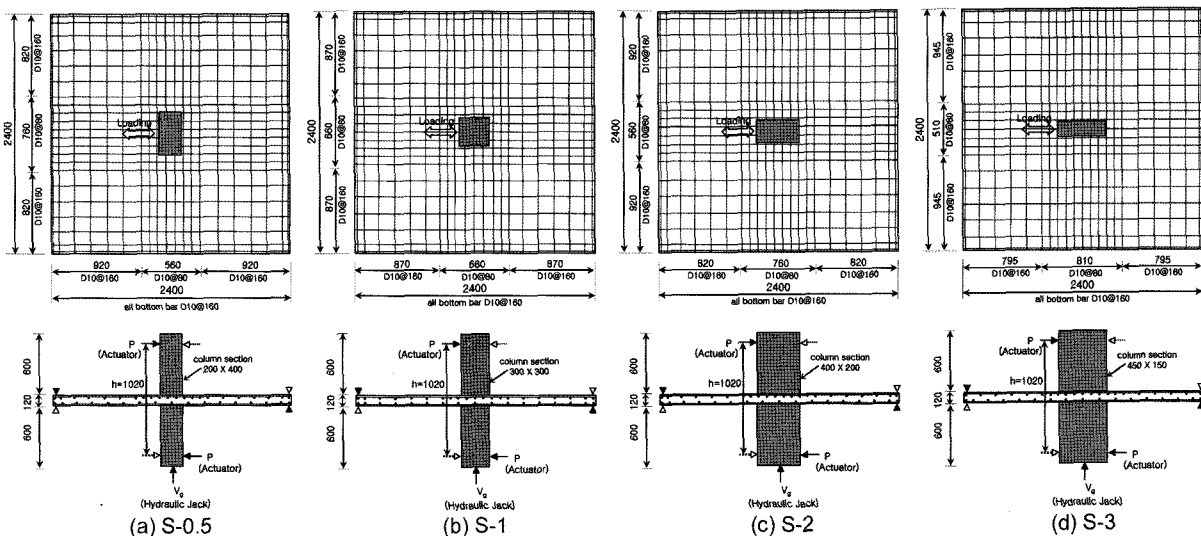
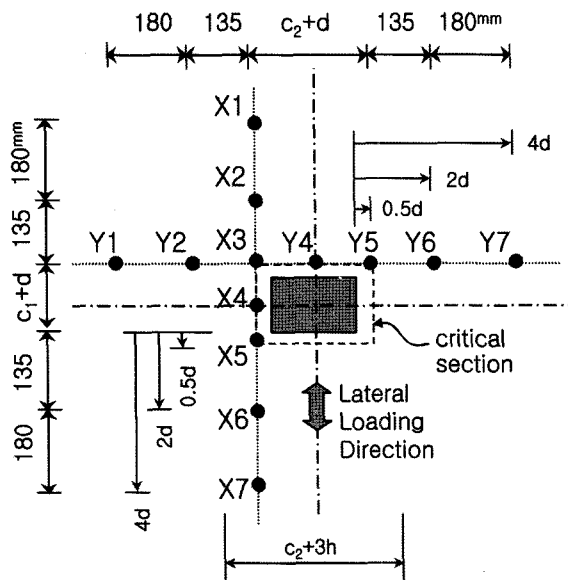


Fig. 3 Specimen details and loading conditions



※ Five concrete strain gage also attached at the same location of X1, X2, X3, Y1, and Y2 in the top surface of slab

Fig. 4 Strain gage locations

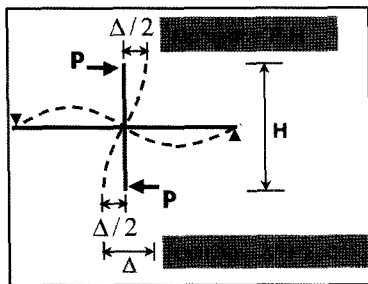
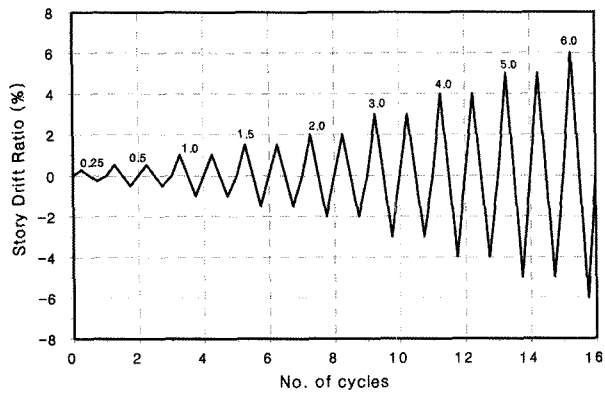


Fig. 5 Lateral loading history

(+)형으로 기둥면과 나란하게 휨 균열이 형성되었고, 2단계 반복횡하중의 집중 하중에 따라서 휨균열의 증가와 함께 기둥에서 슬래브 모서리 방향으로 방사형의 균열들이 발생하다가 각 실험체별 최대 층간 변위비 (D_{pun})에서 풀립전단균열이 발생하면서 최종 파괴 되는 것으로 나타났다. Fig. 6은 각 실험체의 최종 파괴 모습과 콘크리트 파괴면 제거 후 모습을 나타낸 사진이고, 균열도는 Fig. 7에 나타내었다.

S-0.5는 모멘트 전달 유효폭 ($c_2 + 3h$)이 넓기 때문에 휨모멘트 저항이 가장 크고, 층간 변위비 3.0%에서 최대

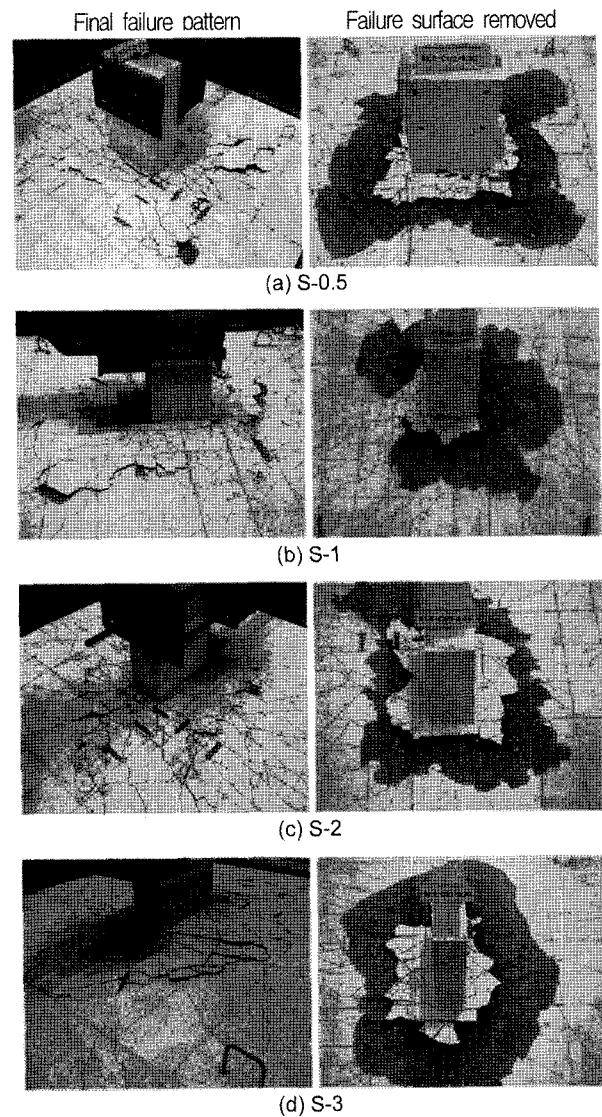


Fig. 6 Punching failure modes

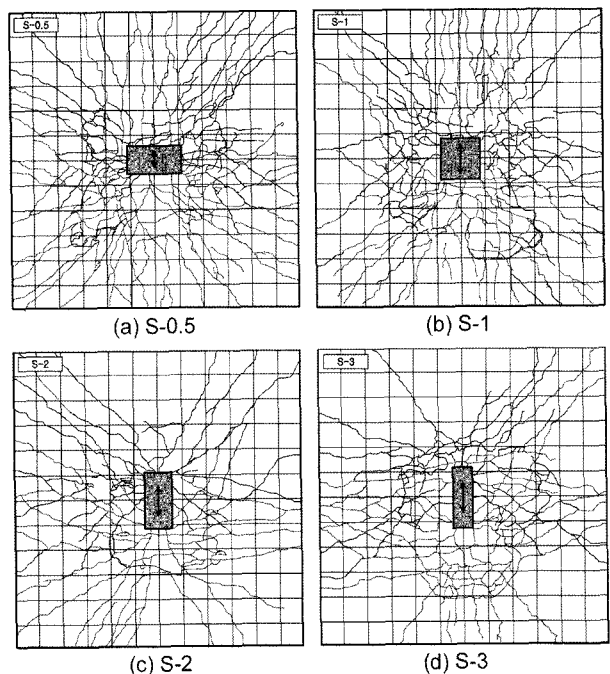


Fig. 7 Crack patterns of slab top surface

하중을 나타낸 이후 풀림전단파괴가 발생한 층간 변위비 6.0%까지 연성적인 휨저항 능력을 발휘하였고, S-2와 S-3의 경우 횡하중 방향의 기동폭 (c_1)이 증가하고 슬래브 유효폭 ($c_2 + 3h$)은 감소하므로 가력 방향의 전면과 후면으로 좁은 구간에서 전단균열이 집중적으로 발생하였고, 기동면에서 punching cone까지의 거리도 더 멀게 형성되는 경향을 나타내었다.

4.2 하중-변위 이력

Fig. 8은 횡하중 (lateral load)과 층간 변위비 (storey drift ratio)의 상관 관계 그래프를 나타낸 것이며, S-0.5를 제외한 3개의 실험체는 모두 최대 하중에서 풀림전단파괴가 발생하였고 이때의 층간 변위비 (D_p)는 3.0% 수준으로 나타났다.

S-0.5는 3.0%에서 최대 하중이 기록되었으나, 휨 연성적인 파괴 양상을 보이며 최종 풀림전단파괴는 6.0%에서 나타났다. 전술한 바와 같이 ACI 318-05⁽¹³⁾의 drift limit는 중력 전단력비가 0.3인 경우 층간 변위비 2.0% 이상의 변형 능력을 요구하고 있는데, 실험 결과는 이를 모두 만족하는 것으로 나타났다.

정방향 기동 접합부인 S-1을 기준으로 비교해 보면, S-2와 S-3의 경우 기동 형상비 증가에 따라서 최대 하중이 각각 15.2%와 57.6% 증가하였고, 형상비가 작아진 S-0.5의 경우는 6.0% 감소하는 것으로 나타났다.

Fig. 9는 Fig. 8의 이력곡선 (hysteresis loop)에서 각 사이클에서 최대 하중을 연결한 포락선을 나타낸 것이며, 기동 형상비 증가에 따른 강도와 강성 및 에너지 흡수 능력의 상대적 차이 (S-1 < S-2 < S-3)를 확인할 수가 있다.

4.3 강성

Fig. 10은 이력곡선의 각 사이클에서 구한 강성을 비

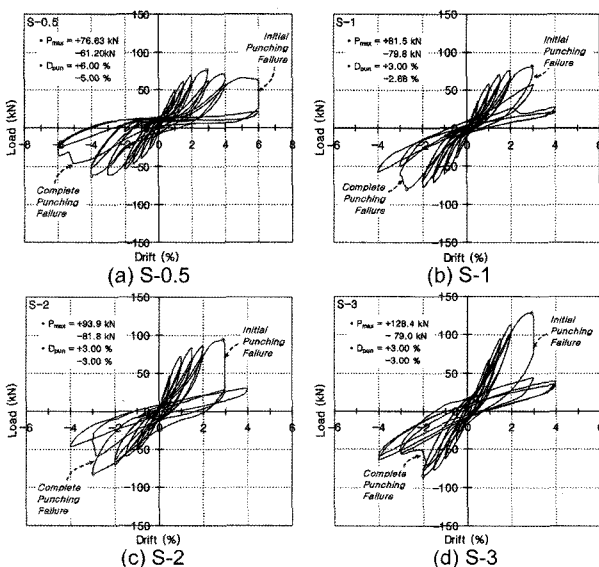


Fig. 8 Relationship between lateral load and story drift ratio

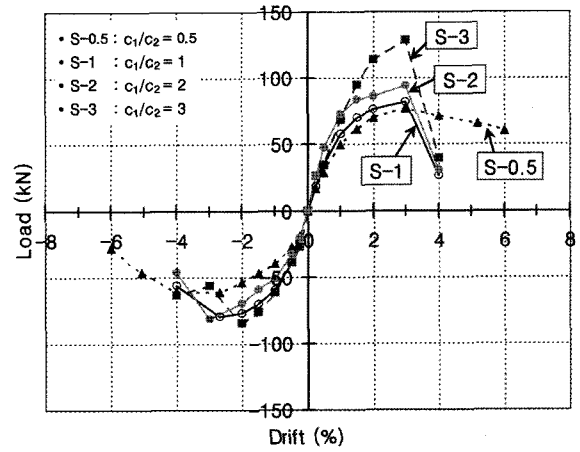
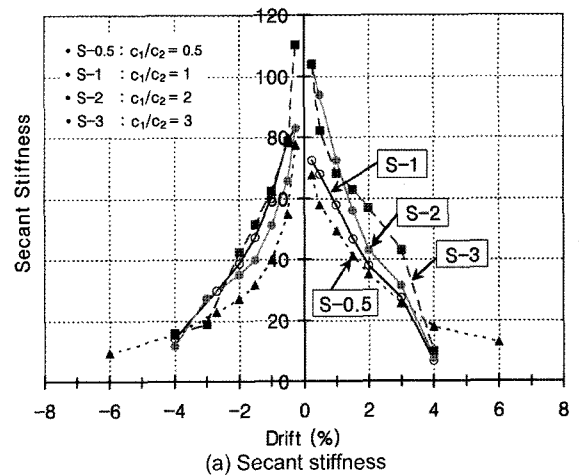
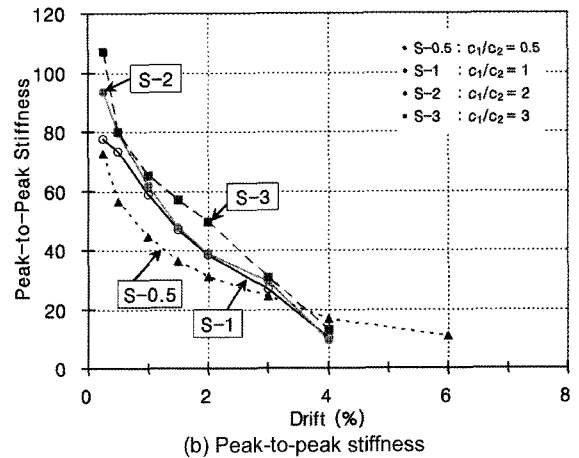


Fig. 9 Envelop curves



(a) Secant stiffness



(b) Peak-to-peak stiffness

Fig. 10 Stiffnesses

교한 것이다. Fig. 10(a)는 원점에서 정(+), 부(-) 방향의 각 사이클 정점을 각각 연결한 직선의 기울기로 구한 할선 강성 (secant stiffness: origin-to-peak)이고, Fig. 10(b)는 동일 사이클의 정(+) 가력 방향의 정점과 부(-)가력 방향의 정점을 직접 연결한 직선의 기울기로 구한 강성 (peak-to-peak stiffness)을 나타낸 것이다.

기동 형상비가 1 (S-1)에서 0.5 (S-0.5)로 감소하면서 첫 사이클 ($D_i = 0.25\%$)에서의 할선 강성이 72.20에서 67.58로 줄어들었고, 최대 하중에서의 층간 변위비 3.0%에서

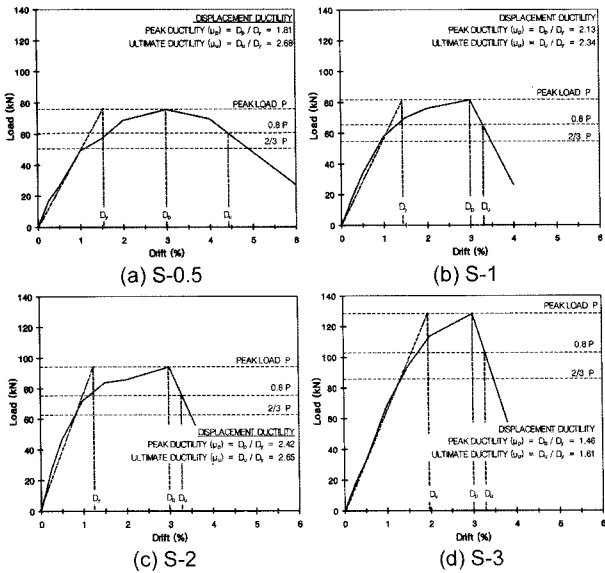


Fig. 11 Displacement ductility index

의 활선 강성은 26.62에서 25.54로 4% 정도 작아지는 것으로 나타났다. 반면에 기둥 형상비가 2~3배 증가된 실험체 S-2와 S-3의 경우는 강성도 증가하여 초기 강성은 각각 72.20에서 104.08과 103.80으로 증가하였고, 층간 변위비 3.0%에서의 강성은 26.62에서 31.30과 42.79로 각각 17.6%와 60.7%씩 증가하는 것으로 나타났다.

4.4 연성 지수

슬래브-기둥 접합부에서는 뚫림전단파괴 이전에 명확한 철근의 항복이 발생하지 않는 경우가 일반적이므로 부재의 항복점을 명확히 찾아내는 것이 어렵기 때문에 연성 평가를 위해서는 Fig. 11과 같이 Pan과 Moehle¹⁹⁾의 연구에서 사용된 변위 연성 지수 (displacement ductility index)를 사용한다. 부재 항복 (D_y) 이후 최대 하중에서의 층간 변위비 (peak drift ratio, D_p)까지의 변형 능력 (peak ductility: $\mu_p = D_p/D_y$)과 부재 항복 이후 최대 하중의 80% 수준까지의 변형 능력 (ultimate ductility: $\mu_u = D_u/D_y$)으로 각각 정의되며, 부재 항복시의 층간 변위비 D_y 에 대해서는 하중-변위 포락선에서 원점과 최대 하중의 2/3를 잇는 직선을 그어 최대 하중의 수평선과 만나는 위치의 층간 변위비의 값으로 정한다.

연성 지수 평가 결과 peak ductility (μ_p)는 S-1이 2.13이고, S-0.5는 1.84, 그리고 S-2와 S-3는 2.47과 1.46으로 나타났으며, ultimate ductility (μ_u)는 각각 2.34 (S-1), 3.53 (S-0.5), 2.71 (S-2), 1.61 (S-3)로 나타났다. 정방형 기둥 접합부인 기준 실험체 S-1과 비교할 때 S-0.5는 기둥 형상비 감소 및 휨 저항 능력의 증가로 최대 하중 이후에도 뚫림전단파괴 되기까지 변형 능력이 우수하여 ultimate ductility가 가장 크게 나타났으며, 기둥 형상비가 2배 증가된 S-2는 연성 지수가 S1 보다 약간 크게 계산되었다. 또한, 기둥 형상비가 3인 S-3 실험체는 연성 지수가 가장 작게 계산되었는데, 이는 횡하중 방향의 기둥 치수

(c_f) 증가로 인해 강성이 가장 크게 나타나므로 최대하중의 2/3 수준 ($2/3P_{max}$)에서 정의된 항복점 (D_y)이 상대적으로 큰 값을 갖기 때문이다. 형상비가 큰 실험체의 경우는 강성이 증가하여 정의된 항복점을 지나 최대 하중에 이르기까지 현저한 강성 저하가 나타나지 않았으므로 하중 수준 ($2/3P_{max}$)으로 정의된 항복점 (D_y)의 일률적인 적용은 적절하지 않은 것으로 사료되며, 부재의 강성 저감이 현저하게 나타나는 위치를 기준으로 한 항복점을 적용한 변위 연성 지수의 사용이 필요한 것으로 판단된다.

4.5 누적 소산 에너지

Fig. 12는 각 사이클별 에너지소산량 (하중-변위 이력 곡선의 내부 면적)을 계산하여 누적 에너지로 나타낸 그래프이다. 층간 변위비 0.5%가 종료되는 3 사이클까지는 경미한 차이를 보이다가 4 사이클부터는 기둥 형상비가 0.5~1인 두 실험체 (S-0.5, S-1)와 2~3인 두 실험체 (S-2, S-3)가 각각 비슷한 누적 소산 에너지량을 나타내었고, 최대 하중 이후에도 층간 변위비 6.0%까지 연성적인 파괴거동을 보인 후 뚫림전단파괴가 일어난 S-0.5의 경우는 파괴시까지 누적된 소산 에너지량이 가장 크게 나타났다.

4.6 철근 및 콘크리트 변형률

변형률게이지 (strain gage)의 부착 위치는 Fig. 4와 같으며, 기둥면에서 $0.5d$ 떨어진 위험단면의 연장선을 따라서 하중 방향과 나란한 방향 및 직교 방향에 대해 변형률게이지를 부착하여 슬래브의 각 위치별로 철근과 콘크리트의 변형률 분포를 확인하였다. Fig. 13은 위험단면의 한쪽 모서리 위치에 해당하는 X3 지점에서 측정된 철근 및 콘크리트의 변형률을 하중 이력에 따라서 나타낸 것이고, Fig. 14는 층간 변위비 3.0%의 첫번째 사이클을 기준으로 기둥면으로부터 떨어진 거리에 따른 변형

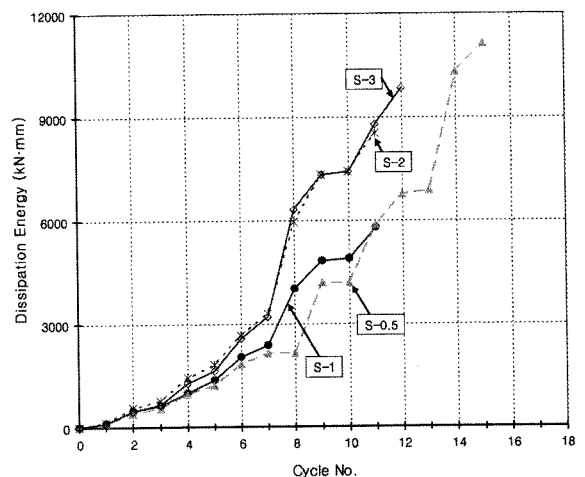


Fig. 12 Accumulated dissipated energy

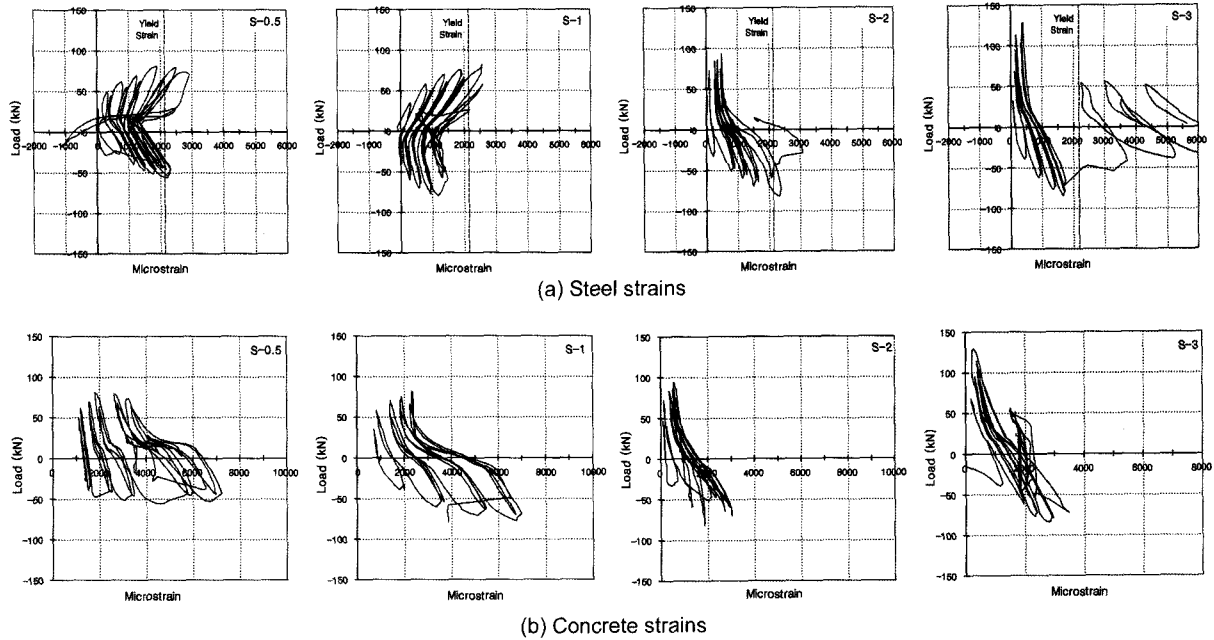


Fig. 13 Measured strains at the corner of the slab critical section: point X3 in Fig. 4

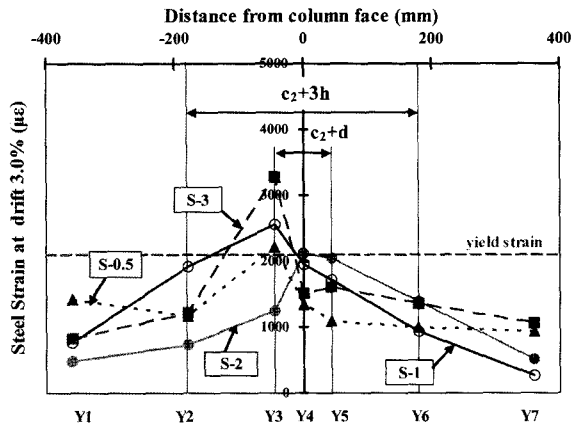


Fig. 14 Steel strain distributions by gage location

률의 분포를 비교하여 나타낸 것이다.

횡하중 가력 방향으로 기둥에 가까운 X3~X5의 변형률이 가장 크게 나타났으며, X1~X3는 정가력 방향에서의 변형률이 더 크고 X5~X7은 부가력 방향에서의 변형률이 더 크게 나타났다. 하중 가력 방향과 직교 방향의 변형률은 가력 방향에 비해 작은 것으로 나타났고, 횡하중과 직교 방향으로 모멘트 전달 유효폭인 c_2+3h 범위에서 철근의 변형률의 증가가 뚜렷한 것으로 나타났으며, 항복 변형률은 최대 하중에 도달하여 나타나고 있다.

5. 실험 결과의 평가

5.1 편심 전단응력 평가

Fig. 15는 편심 전단응력 모델에 의한 현행 기준식의 전단응력 계산값을 실험에서 얻은 전단응력과 비교한 것이다. 식(1)에 의한 전단응력의 계산은 각 실험체별로 적용된 중력 전단력의 크기 (V_g)를 계산식의 V_u 값으로 적

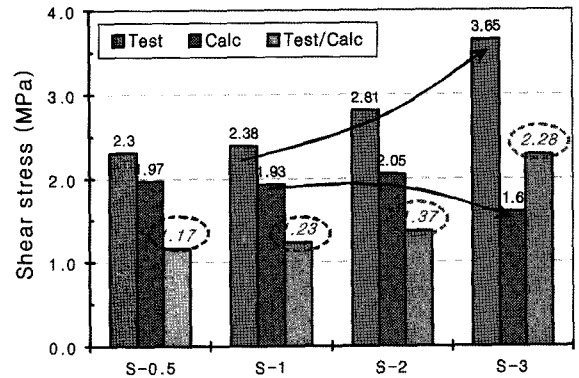


Fig. 15 Evaluation of shear stress prediction by ACI 318-05

용하고, 불균형모멘트의 크기 M_u 는 Fig. 5의 도식과 같이 횡하중의 최대 크기에 횡하중 가력 중심 거리 ($H =$ moment arm)를 곱한 값으로 산정하였으며, 기둥 형상비에 따른 γ_v 값은 식(3)에 의해 계산되었다.

슬래브-기둥 접합부에서 조합 하중 ($V+H$)이 작용할 때 수직 전단응력과 편심 전단응력을 더하여 계산되는 현행 기준식 (식 (1))은 기둥 형상비가 0.5~2 범위에서는 17~37% 안전측인 결과를 보였으나, 형상비 3인 실험체 (S-3)에서는 계산값 보다 2.28배 높게 나타났으며, 이는 위험단면 측면 길이 (b) 증가로 유발되는 횡하중 모멘트의 증가가 편심 전단응력에 미치는 영향이 과소평가되고 있는 것으로 사료된다. 따라서 현행 설계기준식에서 기둥 형상비 증가에 따른 불균형모멘트 전달계수에 대한 재평가가 필요한 것으로 사료된다.

5.2 불균형모멘트 전달계수 평가

ACI 318-05¹³⁾에서는 전술한 바와 같이 슬래브-기둥 접합부에서 작용한 불균형모멘트의 일정 비율은 슬래브의

휨모멘트 저항으로 전달되고, 그 나머지는 편심 전단에 의해 전달되는 것으로 가정되었다. 식 (3)은 기준식에 적용되는 γ_v 의 계산값을 나타낸다. 실험 결과로부터 불균형모멘트의 전단 전달 비율 (γ_v)_{test}는 식 (1)에서 γ_v 에 대하여 이항 정리하면 식 (5)로 정리된다. 또한, 식 (1)에서 M_u 에 대하여 이항 정리하면 식 (6)과 같이 불균형모멘트의 계산값 $M_{u,calc}$ 을 얻을 수 있다. 식 (7)은 슬래브 유효폭 (c_2+3h)에 대해 계산된 휨모멘트 저항 강도를 나타내고, 식(8)은 Luo와 Durrani¹⁸⁾에 의해 기존의 실험 연구 결과 (정방향 기둥 중심)에서 26개의 실험체를 분석하여 제안된 불균형모멘트 전달계수의 계산식으로서, 철근비가 증가함에 따라서 슬래브의 휨 저항 능력이 증가하게 되므로 접합부 불균형모멘트 중 휨 전달 비율이 증가하여 전단 전달계수는 ACI 318-05¹³⁾ 기준식에서 제시하는 것(식 3)보다 감소되도록 제시된 식이다.

$$(\gamma_v)_{ACI} = 1 - \gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{b_1/b_2}} \quad (3)$$

$$(\gamma_v)_{test} = \left(\frac{V_c - V_g}{A_c} \right) \left(\frac{J/c}{M_{u,test}} \right) \quad (5)$$

$$M_{u,calc} = \left(\frac{V_c - V_g}{A_c} \right) \left(\frac{J/c}{\gamma_v} \right) \quad (6)$$

$$M_{n,c_2+3h} = (\rho_t)_{c_2+3h} (c_2 + 3h) d f_y \left(d - \frac{A_s f_y' / 0.85 f_c' (c_2 + 3h)}{2} \right) \quad (7)$$

$$(\gamma_v)_{Luo} = 1.1 - 18\rho_t - \gamma_f = 1.1 - 18\rho_t - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{b_1/b_2}} \quad (8)$$

이 식들을 사용하여 계산된 결과를 Table 3에 정리하였고, Fig. 16은 식 (5)로 구한 불균형모멘트의 전달계수에 대한 실험값을 ACI 318-05¹³⁾ 및 Luo and Durrani의 계산식(식 (3) 및 (8))에 의한 값과 비교하여 나타낸 것이다.

Table 3에서 접합부에 작용하는 불균형모멘트의 크기는 실험 결과에서 얻은 값 $M_{u,test}$ (2열) 식 (6)에 의해 계

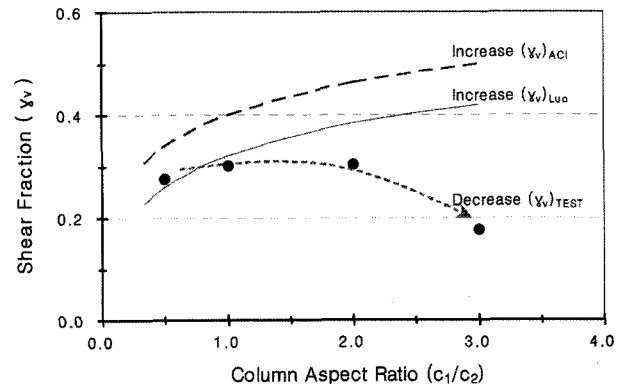


Fig. 16 Shear fraction of transferring unbalanced moment

산된 계산값 $M_{u,calc}$ (3열)을 비교하면, 기둥 형상비가 증가함에 따라서 실험 결과 ($M_{u,test}$)는 증가하는데 반해 기준식에 의한 계산 결과 ($M_{u,calc}$)는 감소하는 경향을 보이며, 실험값/계산값 ($M_{u,test}/M_{u,calc}$)의 비도 형상비가 2를 넘으면 2배 이상으로 크게 증가된다.

또한, Table 3에서 (6)열과 (7)열에 나타난 모멘트 계산값 (식 (6)과 (7))에 대하여 실험값 ($M_{u,test}$)중 휨으로 전달되는 비율 ($\gamma_f M_{u,test}$)과 비교한 결과에서도 기둥 형상비 증가에 따라서 차이가 더욱 증가하는 경향을 나타내고 있다. 여기서 γ_f 값은 식 (3)에서 구한 것을 적용한 것으로서 실험 결과에서 기둥 형상비가 증가할수록 모멘트의 크기가 증가하는 것과는 상반된 결과를 나타내고 있으므로, 실험값을 기준으로 불균형모멘트 전달계수에 대한 재평가가 필요하다.

Table 3의 (8)열~(13)열에는 불균형모멘트 전달계수에 대한 평가 결과를 정리하였고, Fig. 16에는 실험에서 구한 값과 계산식에 의한 값을 비교하여 나타내었다. Table 3의 (8)열에는 식 (3)으로 계산된 $(\gamma_f)_{ACI}$ 를 나타낸 것으로서 기둥 형상비 $(\beta_c)c_1/c_2=1$ 을 기준으로 β_c 가 감소하면 γ_f 가 증가되고, β_c 가 증가하면 γ_f 가 감소되는 경향을 보이고, 전단 전달 계수인 γ_v 는 γ_f 와 더하여 1이 되어야 하므로 γ_f 와는 반대의 경향 (β_c 가 증가하면 γ_v 가 증가)을 나타낸다.

또한, (4)열에 나타난 Luo와 Durrani¹⁸⁾에 의해 제안된 식 (8)로 계산한 $(\gamma_v)_{Luo}$ 값은 β_c 가 증가하면 γ_v 가 증가하

Table 3 Evaluation of transferring unbalance moment

Label	$M_{u,test}$ (kN·m)	$M_{u,calc}$ (kN·m)	$M_{n,c+3h}$ (kN·m)	$M_{u,test} / M_{u,calc}$	$\gamma_f M_{u,test} / M_{u,calc}$	$\gamma_f M_{u,test} / M_{u,c+3h}$	$(\gamma_f)_{ACI}$	$(\gamma_f)_{ACI} = 1 - \gamma_f$	$(\gamma_f)_{Luo}$	$(\gamma_f)_{test}$	$(\gamma_v)_{test} = 1 - \gamma_f$	$(\gamma_v)_{test} / (\gamma_v)_{ACI}$	$(\gamma_v)_{test} / (\gamma_v)_{Luo}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
C-0.5	78.2	63.3	26.02	1.23	0.82	1.99	0.661	0.339	0.259	0.725	0.275	0.80	1.06
C-1	83.1	62.4	22.52	1.33	0.80	2.22	0.600	0.400	0.320	0.700	0.300	0.75	0.94
C-2	95.8	62.5	19.29	1.53	0.82	2.66	0.536	0.464	0.384	0.697	0.303	0.65	0.79
C-3	130.9	46.4	17.39	2.82	1.41	3.76	0.500	0.500	0.420	0.823	0.177	0.35	0.42

(1)Specimen name, (2)Peak unbalanced moment, (3)Unbalanced moment computed by Eq.(6), (4)Moment resistance of the slab within effective width of $c_2 + 3h$ (Eq.7), (5) = (2)/(3), (6)=(8)×(2)/(3), (7) = (8)×(2)/(4), (8)~(9)Computed fraction of unbalanced moment transferred by flexure and shear(Eq.3), respectively, (10)Computed fraction of unbalanced moment transferred by shear(Eq.8), proposed by Luo and Durrani¹⁸⁾, (11)~(12)Tested values for fraction of unbalanced moment transferred by flexure and shear(Eq.5), respectively, (13) = (12)/(9), (14) = (12)/(10),

는 경향은 ACI 318-05와 같으나, 이 식이 기둥열의 슬래브 철근비가 증가될 경우 γ_v 를 감소시키도록 하고 있으므로 전반적으로는 $(\gamma_v)_{Luo}$ 값이 $(\gamma_f)_{ACI}$ 보다 작게 계산된다. 그러나 이 식에서도 γ_f 를 ACI 318-05¹³⁾와 동일하게 사용하므로 기둥 형상비 증감에 따른 경향은 ACI 318-05¹³⁾와 동일한 경향(β_c 가 증가하면 γ_v 가 증가, γ_f 가 감소)을 나타내기 때문에 실험 결과에서 기둥 형상비가 증가할수록 접합부 모멘트의 크기가 증가하는 경향과는 상반된 것이다.

Table 3의 (11)열과 (12)열에는 식(5)에 의해 구한 $(\gamma_f)_{test}$ 와 $1 - (\gamma_f)_{test}$ 로 계산한 $(\gamma_v)_{test}$ 를 나타낸 것이며, 실험값에 근거한 접합부 모멘트의 전단 및 휨 전달비율을 각각 나타낸다. 그리고 (13)열과 (14)열에서는 이 실험값 $(\gamma_v)_{test}$ 를 $(\gamma_v)_{ACI}$ 및 $(\gamma_v)_{Luo}$ 와 비교하여 나타낸 것으로서, 두 식 모두 기둥 형상비가 증가할수록 계산값과의 편차가 크게 증가하고 있으므로 실험 결과에서 기둥 형상비의 증가에 따른 접합부 모멘트의 증가를 적절히 반영하지 못하는 것으로 나타났다. 그러므로 ACI 318-05¹³⁾ 기준식의 불균형모멘트 전달계수에서 기둥 형상비의 영향은 실험 결과에 기초하여 재검토될 필요가 있으며, 슬래브 휨 철근비와 중력 전단력비의 영향이 함께 고려될 수 있도록 보완되는 것이 바람직한 것으로 판단된다.

5.3 중력 하중비와 층간 변위비의 관계

전술한 바와 같이 ACI 318-05¹³⁾의 section 21.11.5에서는 층간 변위비의 제한을 $\text{drift limit} = [0.035 - 0.05(V_u / \phi V_c)] \geq 0.005$ 와 같이 제시하고 있으며, 본 연구의 실험에서 적용된 중력 전단력비 0.3인 경우 2.0% 이상의 접합부 변형 능력 (connection drift capacity)을 요구하고 있는데, 실험 결과는 모두 3.0% 이상의 변형 능력을 보였다. 또한, 이 연구에서는 중력 전단력비가 일정한 조건이므로 전반적인 변형 능력 검토를 위해서는, 다양한 중력 전단력비를 변수로 한 장방형 기둥-슬래브 접합부에 관한 실험 자료가 더 축적될 필요가 있다.

6. 결 론

일정 수직 전단력과 반복 횡하중이 작용하는 슬래브-기둥 접합부의 이력 거동에 대한 실험을 통하여 기둥 단면의 형상비 증가에 따른 영향을 고찰하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 모든 실험체는 층간 변위비 3.0%에서 최대 하중이 기록되었으며, 기둥 형상비가 감소된 실험체 S-0.5를 제외한 3개의 실험체는 최대 하중에서 뚫림전단 파괴가 발생하였다. 슬래브의 휨 저항 유효폭이 상대적으로 증가된 S-0.5의 경우는 최대 하중 이후 6.0%까지 연성적인 파괴 거동을 보이다가 뚫림전단 파괴되었다.

- 2) 장방형 기둥이 사용된 기준 실험체 (S-1)와 비교하면 기둥 형상비가 2~3배 증가함에 따라서 강도는 15.2~57.6%, 강성은 17.6~60.7% 증가하였고 연성은 S-2에서는 약간 증가된 반면 S-3에서는 약 30% 정도 감소하는 경향을 보였다. 또한, 기둥 형상비가 0.5인 S-0.5 실험체는 S-1보다 강도와 강성이 각각 6.0%와 4.1% 감소한 반면에 연성은 50.1%로 크게 증가하는 것으로 나타났다.
- 3) ACI 318-05¹³⁾의 drift limit은 중력 전단력비가 0.3일 때 2.0% 이상의 접합부 변형 능력 (connection drift capacity)을 요구하고 있는데, 실험 결과는 3.0% 이상으로 나타나 이 기준을 모두 만족하였으며, 기둥 형상비가 1보다 작아진 S-0.5 실험체의 경우는 변형 능력이 2배 (6.0%에서 뚫림전단파괴) 높게 나타났다.
- 4) 조합 하중 (V+H)이 작용하는 슬래브-기둥 접합부에서 수직 전단응력과 편심 전단응력을 더하여 계산되는 현행 기준식 (식 (1))은 실험 결과와 비교하여 기둥 형상비가 0.5~2 범위에서는 17~37% 안전측으로 나타났으나, 형상비가 3인 실험체 (S-3)에서는 계산값 보다 2배 이상 높게 나타나 위험단면 측면 길이 (b_1) 증가로 유발되는 모멘트 증가가 편심 전단응력에 미치는 영향이 과소평가되고 있는 것으로 나타났다. 따라서 현행 설계 기준식에서 기둥 형상비 증가에 따른 불균형모멘트 전달계수는 실험 자료에 기초한 재검토가 요구된다.

감사의 글

이 논문은 정부 (교육인적자원부)의 재원으로 한국학술진흥재단 (R08-2004-000-10328-0), 과학기술부 우수연구센터육성사업인 한양대학교 친환경건축 연구센터(R11-2005-056-01003-0), 건설핵심기술연구개발사업 (04핵심기술C02-02)지원으로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. J. Moe, *Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footing Under Concentrated Loads*, Research and Development Laboratories 5420, Portland Cement Association (Skokie, Illinois), 1961.
2. N. M. Hawkins, H. B. Fallsen, and R. C. Hinojosa, *Influence of Column Rectangularity on the Behavior of Flat Plate Structures*, ACI Publication SP-30, 1971, pp.127~146.
3. K. K. Leong and S. Teng, *Punching Shear Strength of Slabs with Openings and Supported on Rectangular Columns*, Nanyang Technological University, Singapore, August, 2000.
4. D. R. C. Oliveira, P. E. Regan, and G. S. S. A. Melo, "Punching Resistance of RC Slabs with Rectangular Columns", *Magazine of Concrete Research*, 2004, Vol.56, No.3, pp.123~138.
5. S. Teng, H. K. Cheong, K. L. Kuang, and J. Z. Geng, "Punching Shear Strength of Slabs with Openings and Sup-

- ported on Rectangular Columns”, *ACI Structural Journal*, 2004, Vol.101, No.5, pp.678~687.
6. M. S. Choi, J. M. Ahn, K. S. Lee, and S. W. Shin, “Influence of Column Aspect Ratio on the Shear Strength of Interior Flat Plate Slab-Column Connections”, *Journal of Architectural Institute of Korea(Structure & Construction)*, Vol.21, No.10, 2005, pp.79~86 (in Korean).
 7. N. W. Hanson and J. M. Hanson, “Shear and Moment Transfer Between Concrete Slabs and Columns”, *Journal of the Portland Cement Association*, Research and Development Laboratories, Vol.10, No.1, 1968, pp.2~16.
 8. D. N. Farhey, M. A. Adin, and D. Z. Yankelevsky, “RC Flat Slab-Column Subassemblages under Lateral Loading”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.119, No.3, 1960, pp.299~314.
 9. D. Y. Kim, *The Seismic Behavior of Interior Flat Slab-Column Connections*, PhD Dissertation, Hanyang University, 1995 (in Korean).
 10. S. J. Hwang and J. P. Moehle, “Vertical and Lateral Load Tests of Nine-Panel Flat-Plate Frame”, *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.1, 2000, pp.193~203.
 11. D. B. Lee, *A Study on Behavior of Flatplate Structural System according to Column Section Shape*, PhD Dissertation, Hanyang University, 2007 (in Korean).
 12. Korea Concrete Institute, *Design Code and Commentary for Concrete Structures*, KCI, 2003 (in Korean).
 13. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete(318-05) and Commentary (318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2005, pp.181~183.
 14. M. E. Kamara and B. G. Rabbat(Ed.), *Notes on ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete*, Portland Cement Association, 2005, pp.16~12.
 15. Paul E. Mast, “Stresses in Flat Plates Near Columns”, *ACI Journal*, Oct. 1970, pp.761~768.
 16. J. P. Moele, M. E. Kreger, and R. Leon, “Background to Recommendations for Design of Reinforced Concrete Slab-Column Connections”, *ACI Structural Journal*, 1988, Vol.85, No.6, pp.636~644.
 17. ACI-ASCE Committee 352, “Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Structures(ACI 352.1R)”, *ACI Structural Journal*, Nov.-Dec. 1988, pp.675~696.
 18. Y. H. Luo and A. J. Durrani, “Equivalent Beam Model for Flat-Slab BuildingsPart: Interior Connections”, *ACI Structural Journal*, 1995, Vol.92, No.1, pp.115~124.
 19. A. Pan and J. P. Moele, “Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates”, *ACI Structural Journal*, 1989, Vol.86, No.3, pp.250~258.

요약 본 연구는 주거용 고층 건물에서 폭넓게 사용되고 있는 플랫플레이트 구조에서 장방형 기둥-슬래브 접합부를 대상으로 실시한 4개의 실험 결과를 분석한 것이다. 이 연구의 목적은 지진하중과 같이 반복적으로 작용하는 횡하중에 대하여 기둥 단면의 형상비 ($\beta_c = c_1/c_2 =$ 횡하중과 나란한 방향의 기둥 단면의 크기/횡하중과 직교 방향의 기둥 단면의 크기)에 따른 접합부의 이력 거동을 비교·평가한 것이다. 기둥 단면의 형상비는 0.5~3 ($c_1/c_2 = 1/2, 1/1, 2/1, 3/1$)으로 선정되었고, 기둥 또는 슬래브 위험단면의 둘레 길이 (b_o)가 일정하지 않을 경우 공칭 수직 전단력 (V_c)의 크기가 변화하여 중력 전단력비의 차이가 발생하기 때문에 기둥 양변의 크기를 동시에 변화시켜서 b_o 가 일정해 지도록 기둥 단면의 크기를 결정하였다. 그리고 슬래브 휨철근비와 중력 전단력비 (V_g/V_c) 등 접합부의 이력 거동에 영향을 줄 수 있는 다른 영향 인자들은 일정한 조건으로 계획하여 기둥 형상비의 영향을 고찰할 수 있도록 하였다. 일정 수직하중과 반복횡하중이 작용하는 슬래브-기둥 접합부의 실험을 통해서 뚫림전단파괴 양상과 균열 패턴, 철근 및 콘크리트의 변형률, 접합부의 강도와 강성, 그리고 변형 능력 등을 기둥 형상비 변수에 따라 분석하였다. 또한, ACI 318-05 설계기준의 편심 전단응력 모델에 의한 전단응력을 실험 결과와 비교하여 평가하였고, 실험 결과에 기초하여 휨과 전단에 의한 접합부 불균형모멘트 전달비율에 대한 검토를 하였다.

핵심용어 : 플랫플레이트 구조, 슬래브-기둥 접합부, 이력 거동, 불균형모멘트 전달, 편심 전단응력