

## 지진하중을 받는 철근콘크리트 접합부의 강도

### Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Assembles Subjected to Seismic Loading

이정윤<sup>1)</sup> · 채희대<sup>2)</sup>

Lee, Jung-Yoon · Chai, Hye-Dai

**국문 요약 >>** 본 논문에서는 지진하중을 받는 내부 및 외부 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 강도 및 연성능력을 평가하였다. 접합부에 인접한 보에 소성힌지가 발생한 이후 접합부가 파괴할 경우 접합부 내력은 보의 소성힌지의 영향을 받아 감소하게 된다. 보에 소성힌지가 발생하면 보의 부재축방향 변형률은 급격하게 증가하게 되며, 증가된 부재축방향 변형률은 접합부의 변형에 영향을 주어 접합부의 강도를 저감시킨다. 이 논문에서는 보에 소성힌지가 발생하기 이전에 파괴하는 접합부의 내력과 보에 소성힌지가 발생한 이후에 파괴하는 접합부의 연성능력을 접합부의 변형능력 및 스트럿의 강도저감을 이용하여 평가하였다. 제시한 평가법은 52개의 접합부 실험체를 이용하여 검증하였다.

**주요어** 철근콘크리트 접합부, 강도저감, 콘크리트 유효압축강도, 콘크리트 스트럿

**ABSTRACT >>** This paper provides a method to predict the ductile capacity of reinforced concrete beam-column joints that fail in shear after the plastic hinges occur at both ends of the adjacent beams. After the plastic hinges occur at both ends of the beams, the longitudinal axial strain at the center of the beam section in the plastic hinge region abruptly increases because the neutral axis continues to move upward toward the extreme compressive fiber and the residual strain of the longitudinal bars continues to increase with each cycle of inelastic loading. An increase in the axial strain of the beam section after flexural yielding widens the cracks in the beam-column joints, thus leading to an decrease of the shear strength of the beam-column joints. The proposed method takes into account shear strength deterioration in the beam-column joints. In order to verify the shear strength and the corresponding ductility of the proposed method, test results of 52 RC beam-column assembles were compared. Comparisons between the observed and calculated shear strengths and their corresponding ductilities of the tested assembles, showed reasonable agreement.

**Key words** beam-column assembles, strength reduction, effective compressive strength of concrete, concrete struts

## 1. 서론

철근콘크리트 구조물의 보·기둥 접합부는 휨모멘트보다 는 전단력과 부차력이 크게 작용하므로 파괴의 종류도 콘크리트 압괴에 의한 전단파괴나 부차파괴가 빈번하게 발생한다. 보·기둥 접합부는 구조물의 기둥에 포함되는 부분으로 파괴가 발생할 경우에 구조물에 치명적인 손상을 유발할 수 있다. 따라서 철근콘크리트 부재의 내진설계에서는 소성힌

지가 보의 양단부에 선행 발생하며 보·기둥 접합부 및 기둥은 보의 변형 능력이 설계변형 능력에 도달할 때까지 내력이 저감되지 않도록 설계하고 있다.

1960년대 이전에 발생한 지진피해에서는 철근콘크리트 구조물의 보·기둥 접합부 파괴는 매우 드물었고, 대부분의 파괴는 기둥이나 보 및 벽체에 집중되었다. 그러나 1960년 이후에 발생한 지진피해에서는 철근콘크리트 구조물의 보·기둥 접합부 파괴가 빈번하게 발생하였다. 이러한 현상에 대하여 Paulay와 Priestley<sup>(1)</sup>는 1960년대의 보·기둥 접합부 설계법이 우수했기 때문에 피해가 없었던 것이 아니라 접합부외의 기둥이나 보의 설계법과 시공기술이 1960년 이후에 발달하여 상대적으로 약한 보·기둥 접합부에 대한 피해가 1960년대 이후에 집중적으로 발생하였다고 설명하고 있다.

<sup>1)</sup> 정회원·성균관대학교 건축공학과 부교수  
(대표저자: jylee@skku.ac.kr)

<sup>2)</sup> 성균관대학교 철근콘크리트공학연구소

본 논문에 대한 토의를 2006년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

철근콘크리트 보·기둥 접합부 거동평가는 1970년 이후에 여러 연구자들에 의하여 실험 및 이론적으로 수행되었다. 특히 미국·일본·뉴질랜드의 3개국 공동연구에서는 다양한 변수를 갖는 접합부에 대한 연구를 실행하였다. ACI 설계기준<sup>(2)</sup>에서는 이러한 결과를 반영하여 비내진(Type 1) 및 내진설계(Type 2)로 구별된 접합부 강도평가법을 제안하였고 이를 다시 수정하여 접합부 전단강도를 평가하였다. 철근콘크리트 보·기둥 접합부에 대한 국내의 연구는 매우 미비한 실정이다. 박<sup>(3)</sup>은 외부접합부 내의 보강철근의 양을 변수로 하는 실험을 통하여 접합부의 내력을 평가하였으며, 차 등<sup>(4)</sup>은 비내진 상세를 가진 철근콘크리트 외부접합부의 내력 및 연성을 평가하였다.

이러한 기존의 연구에도 불구하고 현재 미국, 일본 및 뉴질랜드의 전단평가식은 접합부 전단 메커니즘과 접합부 강도에 영향을 주는 기본 요소에 대하여 서로 엇갈린 견해를 보이고 있다. ACI 기준과 일본 기준식에서는 접합부에 발생하는 콘크리트 아치 메커니즘을 기본으로 전단강도를 평가하고 있는 반면에 뉴질랜드 기준식에서는 콘크리트의 아치 메커니즘과 함께 접합부의 트러스 메커니즘을 이용하여 전단강도를 평가한다. 3개국 기준식에서는 접합부 강도에 가장 큰 영향을 미치는 요소로 콘크리트의 압축강도와 접합부 면적을 꼽고 있다. 그러나 접합부에 존재하는 철근비와 축력비의 영향에 대해서는 서로 엇갈린 견해를 나타내고 있다. ACI 기준과 일본 기준식에서는 철근비와 축력비에 의한 영향을 무시하고 있는 반면에 뉴질랜드 기준식에서는 두 요소에 의한 영향을 트러스 메커니즘을 이용하여 반영한다. 이 연구에서는 비내진(Type 1) 및 내진설계(Type 2)에 해당하는 철근콘크리트 보·기둥접합부의 내력평가식을 변형률의 적합조건을 이용한 트러스모델을 이용하여 유도하였다. 유도된 제안식을 기존의 연구자들에 의하여 실험된 48개의 Type 1의 철근콘크리트 보-기둥 접합부 실험결과와 4개의 Type 2의 실험 결과와 비교하였다.

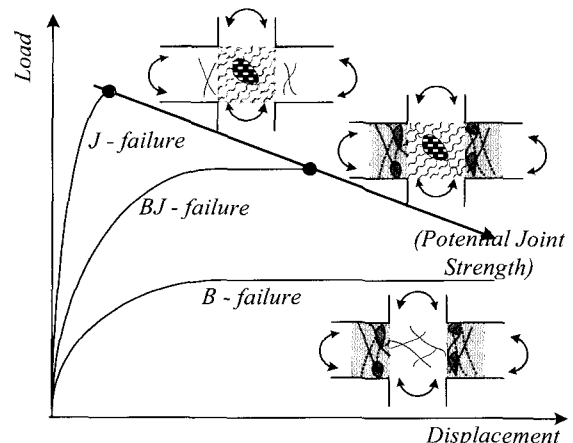
## 2. 접합부의 내력 저감

접합부는 기둥 부재의 일부로써 파괴될 경우에 건물에 치명적인 하자를 발생시킬 수 있다. 따라서 설계자는 보-기둥 접합부가 설계연성요구량에 도달하는 동안 접합부 내력이 보의 소성힌지 내력 이하가 되지 않도록 설계하여야 한다. 그림 1은 접합부의 3가지 파괴모드를 나타내고 있다.

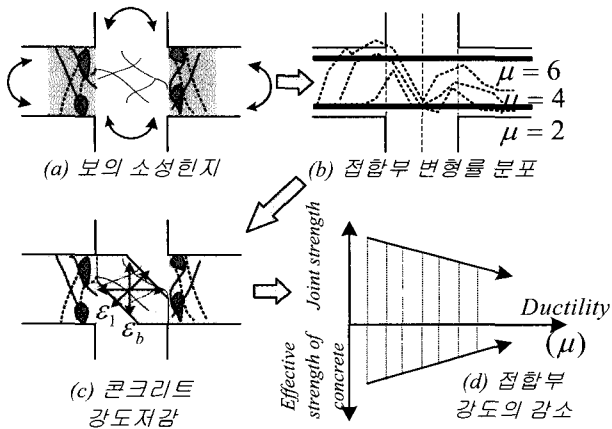
- J 파괴** : 보에 소성힌지가 발생하기 이전에 접합부가 파괴
- BJ 파괴** : 보에 소성힌지가 발생한 이후에 접합부가 파괴
- B 파괴** : 보의 소성힌지 파괴(접합부 탄성 상태)

내진설계에서는 기둥의 설계 강도와 보의 초과 강도(변형을 경화구역의 강도를 고려)를 비교하여 기둥에 소성힌지를 발생하지 않도록 설계하고 있다. 그러나 접합부의 경우는 보에 발생한 소성힌지에 의하여 접합부 내력이 저감되는 현상이 발생하여 설계연성내력에 도달하지 않은 상태에서 접합부가 파괴하는 경우가 있다. 이 연구에서는 J파괴하는 접합부의 내력과 BJ파괴하는 접합부의 연성을 인접한 소성힌지가 접합부에 미치는 강도저감효과를 고려하여 평가하였다.

접합부에 인접한 보의 주인장철근이 항복하여 소성힌지가 형성될 때 보 단면 중립축 높이가 감소하고 잔류 변형률이 증대하게 된다. 이 경우에 보의 부재 축방향 변형률( $\epsilon_s$ )은 주인장 철근의 항복과 함께 급격히 증가한다(그림 2(a)). 소성힌지가 발생한 보의 주인장철근의 변형률은 그림 2(b)와 같이 접합부의 철근에 영향을 미치게 되어 접합부의 축방향 변형률도 증가하게 된다. 부재 축방향 변형률  $\epsilon_s$ 가 증가하면 접합부 압축대의 사인장 균열폭이 증가하며, 콘크리트의 주인장 변형률  $\epsilon_1$ (사인장 균열과 직각 되는 방향의 변형률)도 급격히 증가한다(그림 2(c)). Collins 등<sup>(4)</sup>, Hsu 등<sup>(5)</sup>에 의한 철근콘크리트 패널 실험에 의하면 콘크리트 유효 압축 강도( $\nu f_{ck}$ , 균열이 발생한 콘크리트의 압축강도)는 콘크리트의 주인장 변형률  $\epsilon_1$ 과 밀접한 관계가 있어  $\epsilon_1$  값이 증가함에 따라  $\nu f_{ck}$  값은 감소하였다. 결과적으로 철근콘크리트 보에 발생한 소성힌지는 접합부의 축방향 변형률을 증가시키게 되며 보의 연성률  $\mu$ 가 증가하면,  $\epsilon_1$ 의 값이 증가하게 되며,  $\epsilon_1$ 의 증가에 의하여  $\nu f_{ck}$ 가 감소하게 된다(Fig. 2(d)). 이와 같은 접합부 강도 저감 메커니즘에서 BJ파괴하는 접합부의 경우에 소성힌지가 형성된 보의 연성은 접합부의 강도저감과 밀접한 관계가 있음을 알 수 있다. 소성힌지가 접합부에 미치는 영향은 위에서 설명한 전단뿐만 아니라 부착에 대하여도 영향에 미치며 이에 따라서 접합부의 거동이 변화할 수 있



〈그림 1〉 접합부의 3가지 파괴 종류



〈그림 2〉 접합부의 강도 저감

다. 이 논문에서는 이 둘 두 가지 힘에 대한 영향을 동시에 고려하여 접합부의 연성을 파악하기가 난해하여 이 둘 중에서 전단에 대한 영향만을 반영한 해석법을 제안하였다.

### 3. 접합부의 강도 평가

#### 3.1 스트럿 폭의 계산

전단력이 작용하는 접합부는 내부접합부와 외부접합부로 구분되며 각 접합부에 작용하는 외력 및 내부 응력을 그림 3과 같이 정리 할 수 있다. 그림에서 힘의 흐름은 기둥과 보의 힘압축력에 의하여 발생하는 직접 압축대와 일정한 간격의 크기를 갖는 콘크리트 압축대로 구분된다. 아직작용과 밀접한 관계가 있는 직접압축대의 내력은 식 (1)과 같이 계산할 수 있다.

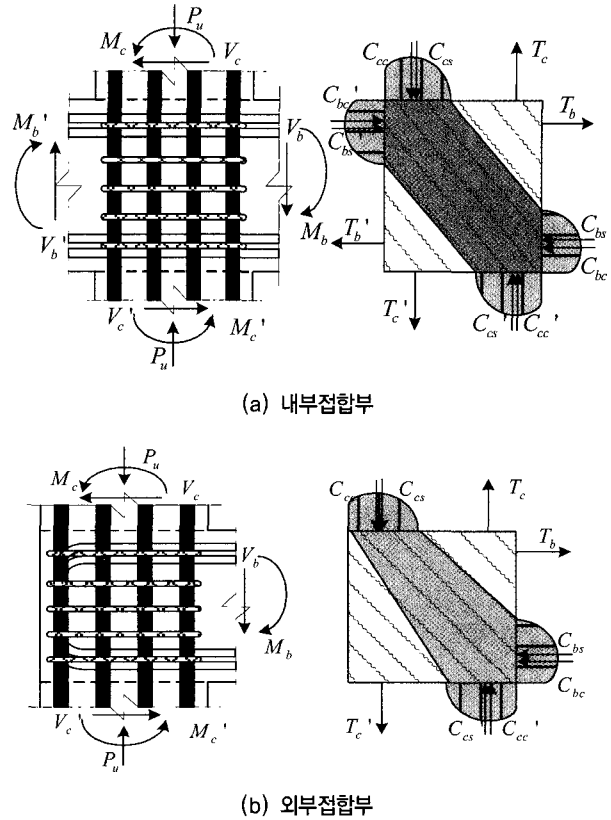
$$V_j = v f_{ck} b_j b_s \sin \alpha \cos \alpha \quad (1)$$

여기서  $V_j$  접합부 전단 강도,  $v$ 는 콘크리트 압축강도의 강도저감계수,  $b_j$ 는 접합부의 폭,  $b_s$ 는 콘크리트 압축대의 폭,  $\alpha$ 는 압축대의 경사각이다. 콘크리트 압축대의 폭은 기둥과 보에 작용하는 휨모멘트에 의한 힘압축 영역과 밀접한 관계가 있다. 기둥에 인접한 보에 소성힌지가 발생하지 않을 경우에 스트럿의 폭은 식 (2)에 의하여 결정된다.

$$b_s = \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \quad (2)$$

여기서  $a_b$ 와  $a_c$ 는 각각 보와 기둥의 압축영역 깊이이다. Paulay와 Priestley<sup>(1)</sup>는 탄성인 기둥의 휨 압축영역의 깊이를 식 (3)에 의하여 계산하였다.

$$a_c = \left( 0.25 + 0.85 \frac{N}{A_g f_{ck}} \right) h_c \quad (3)$$



〈그림 3〉 접합부의 콘크리트 스트럿 폭

〈표 1〉 콘크리트 스트럿의 폭

종류	내부접합부	외부접합부
Type 1, 2	$\sqrt{a_b^2 + a_c^2}$	$\frac{\sqrt{a_b^2 + a_c^2} + a_c \sin \alpha}{2}$

$\alpha$ 는 콘크리트 스트럿의 각도

여기서  $N$ 은 기둥에 작용하는 축력,  $A_g$ 는 기둥의 단면적,  $h_c$ 는 하중이 작용하는 방향에서의 기둥의 폭이다. 이 연구에서는 Paulay와 Priestley의 실험결과를 바탕으로 표 1과 같이 스트럿 폭을 정하였다. 외부 접합부의 경우에는 바깥쪽 보에 힘압축영역이 발생하지 않으므로 압축대의 크기는 상·하 기둥에서 달라 질수 있다. 따라서 그림 3(b)와 같이 스트럿 상·하 폭의 평균값(스트럿 중앙부의 폭)을 사용하였다. 소성힌지가 발생하지 않은 보의 압축대의 깊이( $a_b$ )는 식 (4a)로 가정하였으며, 소성힌지가 발생하는 경우에 피복 콘크리트가 떨어져 나감을 고려하여(Zhang과 Jirsa<sup>(7)</sup>) 식 (4b)를 사용하였다.

$$\text{(Type1)} \quad a_b = 0.35 h_b \quad (4a)$$

$$\text{(Type2)} \quad a_b = 0.25 h_b \quad (4b)$$

#### 3.2 Type-1 접합부(J파괴 접합부)의 강도 계산

균열이 발생한 철근콘크리트 접합부의 내력을 2차원의

트리스모델로 형상화하여 보의 부재축 방향과 기둥의 부재축 방향에 대한 평형식을 계산하면 식 (5)와 (6)과 같다.

$$f_{sb} = (f_b - f_2 \cdot \cos^2\alpha - f_1 \cdot \sin^2\alpha) / \rho_b \quad (5)$$

$$f_{sc} = (f_c - f_2 \cdot \sin^2\alpha - f_1 \cdot \cos^2\alpha) / \rho_c \quad (6)$$

여기서,  $\rho_b, \rho_c$ 는 각각 보의 부재축 방향과 기둥의 부재축 방향의 철근비,  $f_{sb}, f_{sc}$ 는 보와 기둥 접합부 철근의 응력,  $f_b, f_c$ 는 보와 기둥의 직응력,  $f_1$ 와  $f_2$ 는 콘크리트의 주인장응력 및 주압축응력,  $\alpha$ 는 접합부 콘크리트의 균열각으로 스트럿의 각도와 동일하다고 가정하였다.

접합부에 대한 변형률 적합조건으로부터 식 (7)을 구할 수 있다.

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \varepsilon_b + \varepsilon_c \quad (7)$$

여기서,  $\varepsilon_1$ 과  $\varepsilon_2$ 는 콘크리트 주인장변형률 및 주압축 변형률,  $\varepsilon_b, \varepsilon_c$ 는 보의 부재축 방향과 기둥의 부재축방향 접합부 철근의 평균변형률이다.

식 (5)와 (6)에서 콘크리트의 주인장응력은 주압축응력에 비하여 매우 작으므로 이 연구에서는  $f_1 = 0$ 으로 가정하였다. 또한 식 (7)에서  $\varepsilon_2$ 는  $\varepsilon_1, \varepsilon_b, \varepsilon_c$ 에 비해 매우 작은 값이므로  $\varepsilon_2 = 0$ 이라 가정하였다. 접합부에는 기둥과 보방향의 많은 철근이 존재하므로 접합부가 파괴할 때 Type 1에 의하여 파괴하는 접합부 철근은 대부분 탄성 상태를 유지한다 (변형률의 적합조건을 이용한 트리스 모델<sup>(5)</sup>이나 실험결과에서도 Type 1의 접합부 철근은 탄성 상태임). 따라서 식 (5)와 (6)을 식 (7)에 대입하여 식 (8)을 유도할 수 있다.

$$\varepsilon_1 = \frac{f_b - f_2 \cdot \cos^2\alpha}{\rho_b \cdot E_s} + \frac{f_c - f_2 \cdot \sin^2\alpha}{\rho_c \cdot E_s} \quad (8)$$

여기서,  $E_s$ 는 철근의 탄성계수이며 보의 직응력  $f_b$ 는 0이다. 철근콘크리트 접합부의 최종적인 파괴는 콘크리트의 주압축응력( $f_2$ )이 콘크리트의 유효압축강도( $vf_{ck}$ )에 도달함으로써 발생한다. 주압축응력( $f_2$ )는 전단변형률이 증가함에 따라서 증가하지만 유효압축강도( $vf_{ck}$ )는 전단변형률이 증가함에 따라서 감소한다. 콘크리트의 유효압축강도는 여러 연구자들에 의하여 균열과 직각방향의 변형률(주인장변형률)과 밀접한 관계가 있어서 주인장변형률이 증가함에 따라서 콘크리트의 유효압축강도는 감소함이 지적되었다. 이 연구에서는 Hsu 등<sup>(6)</sup>에 의하여 제안된 식 (9)를 이용하여 유효압축강도를 계산하였다.

$$f_2 = vf_{ck} = \frac{5.8}{\sqrt{f_{ck}}} \frac{1}{1 + 400\varepsilon_1} f_{ck} \leq \frac{0.9}{1 + 400\varepsilon_1} f_{ck} \quad (9)$$

식 (9)의 유효압축강도( $vf_{ck}$ )는 주인장 변형률  $\varepsilon_1$ 과 관계가 있으며, 식 (9)에 식 (8)을 대입하여 식 (10a, b)와 같이 보통강도와 고강도에 관한 강도저감계수를 얻을 수 있다.

$$f_{ck} < 41.5 \text{ MPa} \\ \left( \frac{400f_{ck} \cdot (\rho_b \sin^2\alpha + \rho_c \cos^2\alpha)}{\rho_b \cdot \rho_c \cdot E_s} \right) \nu^3 - \left( \frac{400f_c}{\rho_{tc} \cdot E_s} + 1 \right) \nu^2 + 0.81 = 0 \quad (10a)$$

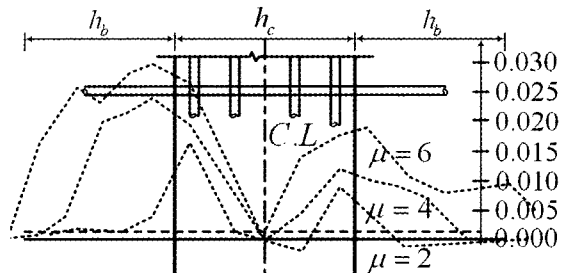
$$f_{ck} \geq 41.5 \text{ MPa} \\ \left( \frac{400f_{ck} \cdot (\rho_b \sin^2\alpha + \rho_c \cos^2\alpha)}{\rho_b \cdot \rho_c \cdot E_s} \right) \nu^3 - \left( \frac{400f_{ck} \cdot f_c}{\rho_c \cdot E_s} + f_{ck} \right) \nu^2 + 33.64 = 0 \quad (10b)$$

철근콘크리트 접합부의 전단강도는 식 (10a, b)로부터 계산된  $\nu$  값을 식 (1)에 대입하여 계산할 수 있다. 또한, 식 (10a, b)의 콘크리트 스트럿의 각도는 보와 기둥의 폭으로부터 계산한다.

### 3.3 Type-2 접합부(BJ파괴 접합부)의 강도 저감

Type-2로 설계된 접합부는 보에 소성힌지가 발생된 이후에 접합부에서 파괴가 발생한다. 이러한 접합부는 설계에서 요구하는 연성요구량을 충족시키는 동안 접합부의 전단내력이 충분히 저항할 수 있도록 설계하여야 한다. 그러나 접합부의 내력이 보의 내력보다 충분히 크게 설계하였음에도 불구하고 보에서 발생한 소성힌지의 영향에 의하여 접합부의 내력이 점차적으로 감소하여 접합부파괴가 발생할 수 있다(그림 2 참조).

접합부에 인접한 보에 소성힌지가 발생할 경우에 보의 축방향 변형률은 급격하게 증가하게 된다. 보의 축방향 변형률은 인접한 접합부의 축방향 변형률을 증가시키게 되며 궁극적으로 접합부의 강도가 저감한다. 그림 4는 Paulay와 Priestley<sup>(1)</sup>



<그림 4> 접합부 철근 변형률의 변화<sup>(1)</sup>

에 의하여 수행된 실험에서 나타난 접합부를 지나는 보의 주철근의 변형률 분포를 나타낸다. 실험에서는 접합부 내부를 통과하는 보에 변형률계지를 부착하여 연성률( $\mu$ )이 증가함에 따라서 변화하는 접합부 내의 보의 부재축 방향 철근의 변형률을 계측하였다. 그림에서 보는 것과 같이 접합부 내의 철근도 소성힌지가 발생한 이후에 급격히 증가하여 항복변형률의 10배가 넘는 큰 변형률에 도달함을 알 수 있다. 또한 접합부 내부 철근의 변형률은 보에 인접한 곳에서는 큰 변형률을 나타내지만 접합부의 중심부에서는 항복변형률 이하의 값을 나타내고 있다. 이 연구에서는 소성힌지 구역의 보의 부재축방향 변형률이 BJ-파괴하는 접합부의 변형률에 미치는 영향을 변수  $K$ 에 의하여 나타냈다.

$$\epsilon_b = K \epsilon_{bb} \quad (11)$$

여기서,  $\epsilon_b$ 는 접합부의 부재축 방향 접합부 철근의 변형률,  $\epsilon_{bb}$ 는 보의 소성힌지 구역에서의 보의 부재축 방향 변형률이다.

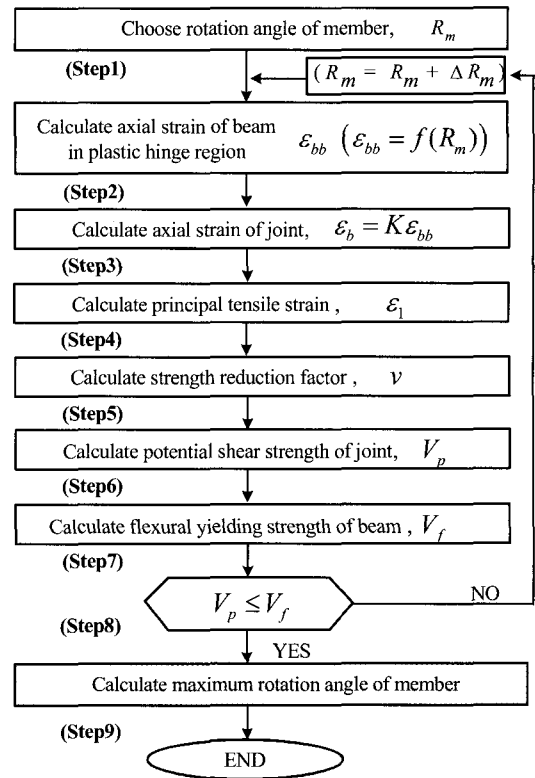
Type2의 BJ파괴하는 접합부의 연성은 그림 5와 같은 계산절차에 의하여 평가하였다. 해석에서는 단면해석과 실험 결과에 근거하여 계산된 부재 축방향 변형률( $\epsilon_b$ )값을 대입하여 고정한 후에 접합부의 잠재 전단 강도를 구하였다. 주어진  $\epsilon_b$ 값이 증가함에 따라 콘크리트의 주인장 변형률  $\epsilon_1$ 이 증가하게 되므로 그림 2와 같이 콘크리트 유효 압축 강도( $\nu f_{ck}$ )는 감소한다.  $\nu f_{ck}$ 값이 감소함에 의하여 철근콘크리트 접합부의 잠재 전단 강도  $V_p$ 는 감소한다.

해석에서는 먼저 부재 회전각이 주어진다(Step1). 부재 회전각이 주어지면 부재 회전각의 함수인 소성힌지 구역의 부재 축방향 변형률 ( $\epsilon_{bb}$ )를 Lee와 Watanabe의 연구 결과<sup>(8)</sup>에 근거하여 Step2에서 구할 수 있다. Lee와 Watanabe는 소성힌지 구역에서의 변형률을 단면해석과 실험결과에 근거하여 4단계로 구분하여 예측하였으며 정산식과 약산식으로 구별하였다. 이 연구에서는 해석의 편의를 위하여 약산식 (12)를 이용하여  $\epsilon_{bb}$ 를 계산하였다.

$$\epsilon_{bb} = \frac{(R_{mpp} + R_{mmp}) \cdot z}{2l_p} \quad (12)$$

여기서,  $R_{mpp}$ 와  $R_{mmp}$ 은 정(正)과 부(負)방향의 소성 부재 회전각,  $z$ 는 보의 상·하현재 철근 중심 간의 거리,  $l_p$ 는 소성힌지 길이이다.  $l_p$ 는 일본 콘크리트학회 [콘크리트구조물의 연성과 평가법]<sup>(9)</sup>에서 쓰여진 식 (13)을 사용하여 계산하였다.

$$l_p = 0.5 \left( \frac{M}{V \cdot h} \right) \cdot d \quad (0.75d \leq l_p \leq d) \quad (13)$$



〈그림 5〉 BJ파괴하는 접합부의 연성평가 과정

여기서,  $M/(V \cdot h)$ 는 전단경간비,  $d$ 는 단면의 유효 깊이이다.

소성힌지 구역의 부재 축방향 변형률 ( $\epsilon_{bb}$ )이 구해지면 식 (11)을 이용하여 접합부 내의 보 방향 변형률( $\epsilon_b$ )을 계산할 수 있다. 이 연구에서는 Paulay와 Priestley<sup>(11)</sup>의 실험결과에 근거하여 접합부의 변형률에 미치는 영향을 변수  $K$ 를 정하였다. 실험결과에 의하면 접합부 중심부에서는 변형률은 거의 0에 근접하고 보에 인접한 구역에서는 소성힌지 변형률과 거의 동일하였으므로  $K$ 를 0.5로 결정하였다.

접합부 구역의 콘크리트의 주인장 변형률은 콘크리트의 주압축 변형률을 무시할 경우에 변형률의 접합조건으로부터 식 (14a)에서 계산할 수 있다. 식 (14a)에 식 (12)를 대입하여 식 (14b)를 구할 수 있다.

$$\epsilon_1 = \epsilon_{1y} + \frac{\epsilon_b}{\sin^2 \alpha} \quad (14a)$$

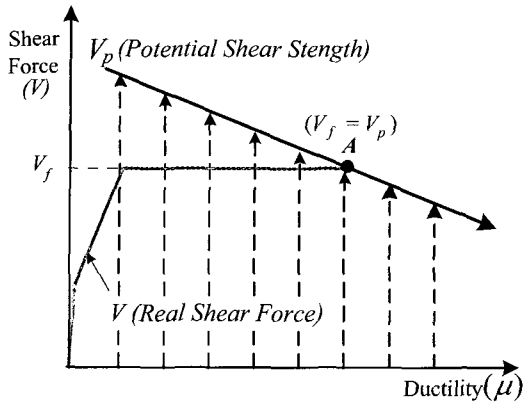
$$\epsilon_1 = \epsilon_{1y} + \frac{(R_{mpp} + R_{mmp}) \cdot z}{4l_p \sin^2 \alpha} \quad (14b)$$

식 (14a, b)에서  $\epsilon_{1y}$ 는 보의 주인장철근이 휨항복할 때의 주인장변형률이다. 식 (12)의 부재회전각은 소성부재회전각이므로 휨항복시의 변형률( $\epsilon_{1y}$ )을 더하여 BJ파괴하는 접합부의 주인장 변형률을 계산하였다.  $\epsilon_{1y}$ 는 보의 휨항복 강도를 식 (1)에 대입하여  $\nu$ 를 계산한 후에, 이를 식 (10a, b)에

대입하여 계산할 수 있다.

계산된  $\varepsilon_1$ 을 식 (9)에 대입하여 강도저감계수( $\nu$ )를 계산하고 이를 식 (1)에 대입하여 접합부의 잠재전단력을 계산할

수 있다. 해석에서는 그림 6과 같이 구해진 잠재 전단 강도  $V_p$ 가 휨항복 시의 전단력  $V_f$ 에 도달할 때의 부재 변형 능력을 그 부재의 최대 연성 능력으로 하였다(Step7과 Step8).



〈그림 6〉 접합부 잠재전단강도의 감소

#### 4. 접합부의 내력 및 연성평가

##### 4.1 Type1(J파괴) 접합부의 강도평가

기존 연구자들<sup>(10-15)</sup>에 의하여 수행된 총 48개(내부접합부 33개, 외부접합부 15개)의 Type 1 철근콘크리트 접합부 실험결과를 이용하여 접합부의 전단강도를 평가하였다. 수집된 접합부는 모두 J-파괴하는 실험체로 보와 기둥의 축이 직각으로 교차하고, 보의 주근이 접합부를 연속해서 지나며, 슬래브가 없는 경우이다.

표 2와 표 3은 J-파괴하는 내부 및 외부 접합부의 실험결

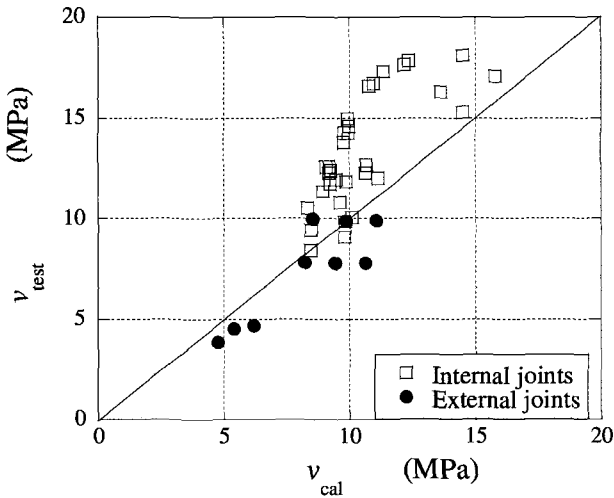
〈표 2〉 내부접합부의 재료 특성 및 실험값과 예측값의 비교

	Specimens	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{by}$ (MPa)	$\rho_b$	$\eta$	$\nu_{test}$ (MPa)	Failure mode	$\nu_{cal}$ (MPa)	$\nu_{test} / \nu_{cal}$	
Shiohara (10)	j-2	81.2	1456	0.0297	0.11	15.30	J	14.48	1.06	
	j-3	81.2	1456	0.0297	0.11	18.10	J	14.48	1.25	
	j-5	72.8	839	0.0285	0.13	16.30	J	13.63	1.20	
	j-8	79.2	370	0.0601	0.12	17.10	J	15.78	1.08	
	j-10	39.2	700	0.0285	0.12	10.80	J	9.63	1.12	
	j-11	39.2	372	0.0601	0.12	12.70	J	10.69	1.19	
Teraoka (11)	1	33.6	411	0.0453	0.25	14.28	J	9.79	1.46	
	2	33.6	411	0.0513	0.25	14.60	J	9.97	1.46	
	3	34.5	411	0.0453	0.24	14.97	J	9.91	1.51	
	4	36.6	411	0.0502	0.32	16.59	J	10.77	1.54	
	5	36.6	411	0.0562	0.32	16.73	J	10.94	1.53	
	6	39.6	411	0.0502	0.32	17.32	J	11.35	1.53	
	7	46.7	411	0.0502	0.25	17.65	J	12.16	1.45	
	8	46.7	411	0.0562	0.25	17.83	J	12.35	1.44	
	9	30.5	411	0.0393	0.25	12.58	J	9.08	1.39	
	10	30.5	411	0.0453	0.25	12.42	J	9.26	1.34	
	11	32.2	396	0.0442	0.33	13.80	J	9.79	1.41	
	12	32.2	396	0.0502	0.33	14.27	J	9.96	1.43	
Meinheit (12)	1	26.2	434	0.0316	0.42	8.41	J	8.47	0.99	
	2	41.8	434	0.0316	0.25	12.28	J	10.64	1.15	
	3	26.6	434	0.0316	0.39	9.41	J	8.47	1.11	
	4	35.8	434	0.0316	0.30	11.86	J	9.86	1.20	
	5	35.8	434	0.0316	0.04	11.77	J	9.23	1.27	
	7	37.2	434	0.0316	0.47	12.04	J	11.15	1.08	
	9	31.0	434	0.0316	0.35	12.29	J	9.18	1.34	
	10	29.6	434	0.0316	0.36	11.38	J	8.95	1.27	
	11	25.5	434	0.0316	0.42	10.52	J	8.32	1.26	
	13	31.0	434	0.0389	0.35	11.96	J	9.45	1.26	
	14	29.6	434	0.0389	0.36	12.60	J	9.21	1.37	
	Fujii (13)	A1	40.2	1068	0.0314	0.08	9.86	J	9.82	1.00
		A2	40.2	409	0.0314	0.08	9.08	J	9.82	0.93
		A3	40.2	1068	0.0314	0.08	9.86	J	9.82	1.00
A4		40.2	1068	0.0383	0.08	10.06	J	10.09	1.00	
Total	35							Average	1.26	
								C.O.V	14.6	

〈표 3〉 외부접합부의 재료 특성 및 실험값과 예측값의 비교

	Specimens	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{bj}$ (MPa)	$\rho_b$	$\eta$	$\nu_{test}$ (MPa)	Failure mode	$\nu_{cal}$ (MPa)	$\nu_{test} / \nu_{cal}$
Ehsani (14)	LL8	55.8	457	0.0351	0.04	7.83	J	8.21	1.11
	LL11	73.7	457	0.0350	0.03	7.79	J	9.43	0.96
	LL14	93.7	457	0.0351	0.02	7.79	J	10.62	0.86
	LH8	55.8	457	0.0357	0.04	7.83	J	8.23	1.11
	LH11	73.7	457	0.0356	0.03	7.81	J	9.45	0.96
	LH14	93.7	457	0.0357	0.02	7.79	J	10.64	0.85
	HL8	55.8	443	0.0442	0.07	9.97	J	8.53	1.36
	HL11	73.7	443	0.0447	0.06	9.89	J	9.85	1.17
	HL14	93.7	443	0.0442	0.04	9.90	J	11.04	1.05
	HH8	55.8	443	0.0448	0.07	9.97	J	8.55	1.36
	HH11	73.7	443	0.0447	0.06	9.89	J	9.86	1.17
	HH14	93.7	443	0.0448	0.04	9.92	J	11.06	1.05
Tsonos (15)	S4	21.0	484	0.0245	0.00	3.87	J	4.77	0.95
	S5	24.9	484	0.0320	0.00	4.53	J	5.40	0.98
	S6	32.9	484	0.0320	0.00	4.69	J	6.20	0.88
Total	15							Average	1.06
								C.O.V	15.3

$f_{bj}$ : 보의 주철근의 항복강도,  $\nu_{test}$ : 실험에 의한 접합부 내력,  $\nu_{cal}$ : 해석에 의한 접합부 내력



〈그림 7〉 J-파괴하는 접합부의 전단강도 비교

과와 계산결과를 비교하고 있다. 표에서 접합부의 전단내력은 콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라 접합부의 전단강도가 증가하는 경향을 나타내었다. 또한 횡 방향 철근비에 대하여 내부접합부 및 외부접합부 모두 횡방향 철근비가 증가함에 따라 접합부의 전단강도가 비례적으로 증가하는 경향을 나타내었다. 그러나 축력비( $\eta = N_c / b_j d_j f_{ck}$ )에 대하여 내부접합부는 큰 영향을 받지 않았으며, 외부접합부의 내력은 축력비가 증가함에 따라 접합부의 전단강도가 약간 증가하는 경향을 나타내었다. 그림 7은 J-파괴하는 내부 및 외부접합부의 해석결과와 실험결과를 비교하고 있다. 콘크리트의 강도저감을 고려한 제안식은 J-파괴하는 내부 접합

〈표 4〉 BJ파괴하는 접합부의 재료 특성

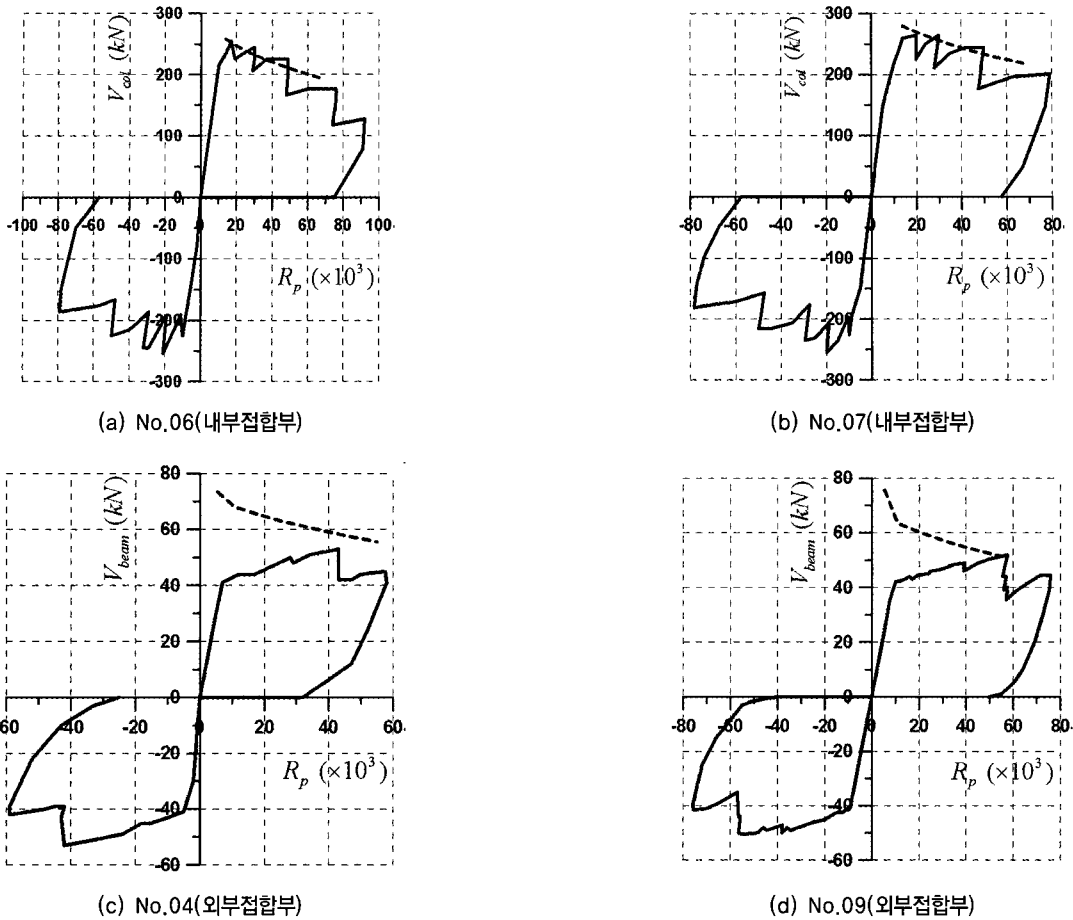
	Specimens	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{bj}$ (MPa)	$\rho_b$	$\eta$	$V_{test}$ (kN)	Failure mode
Teraoka (16)	No.06	39.6	419	0.0502	0.297	250	BJ
	No.07	46.7	419	0.0502	0.252	265	BJ
Kaku (17)	No.04	44.7	391	0.0324	0.17	52	BJ
	No.09	40.6	391	0.0361	0.00	51	BJ

부의 내력을 평균 1.26, 변동계수 14.6%로 예측하였다. 외부접합부에 대해서는 평균 1.06, 변동계수 15.3%로 예측하였다.

### 4.2 Type2(BJ파괴) 접합부의 강도평가

접합부에 인접한 보에서 발생하는 소성힌지의 영향을 고려한 접합부의 강도저감 평가법을 Teraoka<sup>(16)</sup>와 Kaku<sup>(17)</sup>의 내부 및 외부접합부 실험결과와 비교하였다. 강도저감평가는 그림 5의 계산과정과 같이 부재회전각을 대입한 후에 부재축방향 변형률을 계산하고 이를 이용하여 접합부의 내력을 계산하였다. 이 연구에서는 Teraoka<sup>(16)</sup>와 Kaku<sup>(17)</sup>의 실험결과에서 파괴점을 확실하게 구별할 수 있는 4개의 실험체를 선정하여 그 결과를 비교하였다. 비교된 4개의 실험체는 모두 BJ-파괴하는 실험체이며 실험체의 재료특성은 표 4와 같다.

그림 8은 실험결과와 해석결과를 비교한 그림이다. 그림에서 실선은 실험에서 측정된 하중의 포락선(envelope curve)



〈그림 8〉 BJ-파괴하는 접합부의 연성평가

을 나타내며, 점선은 3장에서 설명한 해석법에 근거하여 계산된 접합부의 강도저감을 나타낸다. 그림에서 제안된 해석법에 의한 접합부의 전단강도는 부재의 소성힌지 회전각이 증가함에 따라서 감소함을 알 수 있다. 그림에서 내부접합부에 대하여 제안식은 강도저감을 비교적 정확히 예측하고 있지만 외부접합부에 대해서는 다소 과대평가하였다.

5. 결론

이 연구에서는 철근콘크리트 접합부의 전단내력 및 연성을 평가할 수 있는 평가법을 제시하였다. 접합부를 J-파괴와 BJ-파괴로 구별하고 J-파괴의 경우는 접합부의 전단강도를 평가하였으며 BJ-파괴의 경우는 접합부의 연성을 평가하였다. 이 논문의 결론을 정리하면 다음과 같다.

(1) J-파괴하는 접합부의 전단내력을 콘크리트 스트럿의 유효압축강도를 이용하여 평가하였다. 콘크리트의 유효압축강도는 접합부 파괴시의 재료조건을 이용하여 계산하였다. 제안식은 48개의 내부 및 외부접합부 내력을 각

각 변동계수 14.6%와 15.3%로 예측하였다.  
 (2) BJ-파괴하는 접합부 연성을 인접하는 보의 소성힌지의 영향을 고려하여 평가하였다. 접합부 내력은 인접하는 소성힌지의 영향을 받아 부재의 연성률이 증가함에 따라서 잠재 내력이 감소하였다. 이 연구에서는 접합부의 잠재전단내력이 보의 휨내력과 만나는 점을 접합부의 연성능력으로 평가하였다. 4개의 실험결과에 대하여 제안된 평가법은 접합부의 강도저감을 비교적 정확히 예측하였다. 그러나 비교된 실험체의 수가 한정되어 BJ-파괴하는 접합부의 연성능력에 대해서는 보다 많은 실험체와의 비교·검증이 필요한 것으로 판단된다.

본 논문에서 언급한 BJ파괴하는 실험체의 경우는 보에 소성힌지가 형성된 후에 그 영향으로 부착열화 및 부착 미끄러짐이 발생하여 접합부 거동이 영향을 받는다. 제안된 해석법은 접합부에 인접한 보의 소성힌지가 미치는 부착에 의한 영향을 제외하고 전단에 대한 영향만을 고려하여 접합부의 연성을 평가하였다. 따라서 BJ파괴하는 실험체에 대한 해석된 결과는 실험체의 변수에 따라서 달라 질수 있으므로,



소성힌지가 접합부의 부착과 전단에 미치는 영향을 동시에 평가할 수 있는 평가법에 대한 추 후 연구가 요구된다.

### 감사의 글

본 연구는 과학기술부가 출연하고 한국과학재단에서 위탁 시행 한 2004년도 특정기초사업(R01-2004-000-10290-0) 지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

### 참 고 문 헌

1. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, A Wiley Interscience Publication, 1992, 744pp.
2. ACI Committee 318, *Building code and Requirements for Structural Concrete(318-02) and Commentary(318-02)*, American Concrete Institute, Farmington hills, Michigan, 2002, 389pp.
3. 박기철, "고강도 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 전단 거동에 관한 실험", 한국콘크리트학회논문집, 제 17권 4호, 2005, pp. 535-542.
4. 차병기, 고동우, 우성우, 이한선, "비내진 상세를 가진 RC 외 부접합부의 반복 횡하중 실험", 한국콘크리트학회논문집, 제 15권 1호, 2003, pp. 11-16.
5. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 2, 1986, pp. 219-231.
6. Belarbi, A. and Hsu, T. T. C., "Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-compression," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 5, 1995, pp. 562-573.
7. Zhang, L. and Jirsa, J. O., "A Study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *PMFSEL Report No. 82-1*, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Feb. 1982, 118pp.
8. Lee, J.-Y. and Watanabe, F., "Predicting the Longitudinal Axial Strain in the Plastic Hinge Regions of Reinforced Concrete Beams Subjected to Reversed Cyclic Loading," *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 7, June, 2003, pp. 927-939.
9. Japan Concrete Institute, *JCI Colloquium on Ductility of Concrete Structures and Its Evaluation*, 1988, 466pp.
10. Shiohara, H., "New Model for Shear Failure of RC Interior Beam-Column Connections," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 2, Feb. 2001, pp. 152-160.
11. Teraoka, T., Sasaki, S., and Hayashi, K., "Evaluation of Bond Behavior of Beam Reinforcement before Yielding Passing Through Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joint," *J. Soc. Mat. Sci., Japan*, Vol. 48, No. 8, Aug. 1999, pp. 927-933.
12. Meinheit, D. F. and Jirsa, J. O., "Shear Strength of RC Beam-Column Connections," *Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 107, No. ST11, Nov. 1981, pp. 2227-2244.
13. Fujji, S. and Morita, S., "Comparison between Interior and Exterior RC Beam-Column Joint Behavior," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP-123*, American Concrete Institute, Farmington hills, Michigan, 1991. pp. 145-165.
14. Ehsani, M. R and Alameddine, F., "Design Recommendations for Type 2 High-Strength Reinforced Concrete Connections," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 3, May-June. 1991, pp. 277-291.
15. Tsonos, A. G., Tegos, I. A. and Penelis, G. G., "Seismic Resistance of Type 2 Exterior Beam-Column Joints Reinforced With Inclined Bars," *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 1, Jan.-Feb. 1992, pp. 3-12.
16. Teraoka, M., "Study on Earthquake-Resistant Design Methods for Beam-Column Joints in High-rise Moment-Resisting Frames," *Fusita Corporation*, 1997, pp. 124-135.
17. Kaku, T. and Asakusa, H., "Ductility Estimation of Exterior Beam-Column Subassemblages in Reinforced Concrete Frames," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP123-7*, ACI, Detroit, 1991, pp. 167-185.