

철근콘크리트 고층 건축물의 해석 및 설계

수평하중을 받는 철근콘크리트 고층건물의 설계 상세

Detailed Design of Multi-Story Reinforced Concrete Building Under Lateral Load



최 기 봉*



정 란**



하 기 주***

1. 서 언

강한 지진지반운동을 받는 R/C구조물은 비탄성 범위내에서 잘 변형하며 구조적 이력거동을 통해 많은 에너지를 소산시키도록 설계한다. 강한 지진 하에서의 구조적 응답(structural response)은 취성파괴의 잠재원(potential source)을 제거하고 구조물의 위험부위에서의 이력거동의 안전성을 확보함에 의해 성취될 수 있다.

보-기둥 접합부는 R/C조에서 전형적인 위험부위이며 비탄성범위내에서 큰 변위를 발생한다.⁽¹⁾ 최근 멕시코, 칠레, 일본 등지에서 일어난 지진에서 이 부분의 거동이 불만족스럽게 관찰되어졌으며 이는 부재의 크기, 접합부의 만족스런 구축을 위한 철근 상세, 적절한 접합부 전단강도, 접합부에서 기둥모

멘트 강도 및 보 모멘트강도의 적정비 및 접합부내에 배근되거나 관통하는 정착 등의 미비에 기인할 수 있다고 하겠다.

또한 과거에는 일체식 철근콘크리트 건축물의 접합부의 설계시에는 철근의 정착기준을 우선적으로 만족하도록 제안하였으나 고강도 재료(콘크리트, 철근)의 사용으로 인하여 부재단면이 작아지고 철근직경이 점점 커짐에 따라 수평하중을 받는 R/C 건축물의 접합부의 설계와 상세에 대한 특별한 주의가 더욱 중요하게 되었다.

따라서 횡하중을 받는 고층R/C건축물에 대해서 설계자는 보-기둥 접합부의 설계시 예상되는 모든 하중조건하에서 적절한 구조성능을 확보하고 철근의 집중을 피할 수 있도록 주의를 기울여야 한다.

본 소고는 ACI-ASCE 352위원회⁽²⁾의 기존지침

* 정회원, 경원대학교 건축학과 교수

** 정회원, 단국대학교 건축공학과 교수

*** 정회원, 경북산업대 건축공학과 교수

의 개정판에 근거를 두고 국내 철근콘크리트 극한 강설계기준(건축)의 적용에 도움을 줄 수 있도록 지진 및 풍하중을 받는 기둥-보 접합부의 설계에 대한 상세, 설계 및 문제점을 간략하게 설명하였다.

2. 보-기둥 접합부의 분류

보-기둥 접합부는 골조로 구성된 슬래브를 포함한 보층 내의 기둥부분을 말하며 접합부에 작용하는 하중조건 및 수평하중에 저항할 때 접합부에 예상되는 변형을 고려하여 Type 1과 Type 2로 구분한다.

Type 1 접합부는 특별한 연성조건을 고려하지 않고 강도를 기준으로 설계된 연속모멘트 저항구조의 접합부를 말하며 중력과 보통 풍하중에 저항하도록 설계된 골조의 접합부를 말한다.

또한 Type 2 접합부는 비탄성영역까지 전도변형이 일어날 때 에너지를 소산할 수 있는 부재를 연결한 접합부를 말한다. 모멘트저항 골조구조에서 지진력, 큰 풍하중, 충격하중을 저항할 수 있도록 설계된 접합부는 이 부류에 속한다.

지진하중이 일본이나 미국의 강지진대의 그것보다 상대적으로 작은 우리나라의 경우, 대체로 Type 1과 Type 2의 중간정도에 해당한다고 사료된다. 따라서 건물의 어느 Type의 상세를 적용하느냐 하는 것은 중요도나 위치에 따라 구조설계자가 판단하며 적절히 설계에 반영하여야 할 것이다.

3. 설계시 고려사항

3.1 작용력

접합부는 각 부재에서 접합부로 전달되는 축력, 휨, 비틀림, 전단 등의 작용력의 상호작용에 대하여 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.

특히 접합부에서 부재가 수직하중, 수평하중 및 2차응력효과로 인하여 휨항복에 도달되도록 해야 하므로 Type 2 접합부의 경우, 주 응력면에서 기둥의 휨내력의 합이 보의 휨내력의 합보다 커야하고, 그림 1 (b)에 나타나 있는 보에서 전달된 인장력과 압축력은 사용철근 단면적과 응력증가계수를 고려

한 항복응력에 의하여 계산한다. 즉 부재와 접합부의 접합면에서 휨철근에 작용하는 설계력은 응력 $\alpha \cdot f_y$ 를 사용하여 결정하여야 한다.

여기서, f_y 는 철근의 항복강도이고, α 는 응력증가 계수이다.

Type 1의 경우 $\alpha \geq 1.0$

Type 2의 경우 $\alpha \geq 1.25$

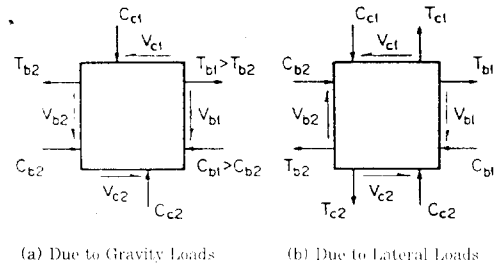


그림 1 접합부의 평면력

T=인장력, C=압축력, V=전단력(첨자 b는 보, 첨자 c는 기둥)

3.2 공칭강도 규정

3.2.1 압축

접합부 영역을 지나는 기둥 축하중의 전달 때문에 기둥 축방향 철근이 기둥에 연결되는 횡방향 부재 또는 기둥 축방향 철근과 횡방향 부재조합에 의하여 기둥 코어에 적절한 횡구속이 필요하다. 따라서 Type 2의 경우 Type 1의 경우와 달리 접합부를 지나는 기둥의 축방향 철근은 접합부에서 오프셋(offset)하여서는 안되며, 기둥 코어의 구속효과를 증진시킬 수 있도록 기둥 철근을 기둥의 코어 둘레에 균일하게 배근하여야 한다. 또한 인접 축방향 철근의 중심간의 간격은 200mm(8in)를 초과하지 않거나 기둥 직경의 1/3 또는 간격을 고려한 방향의 단면치수를 초과해서는 안되며, 어떠한 경우에도 300mm(12in)를 초과하여서는 안된다.

3.2.2 Type 1 접합부의 횡보강 철근

(1) (3)항에 정의된 횡보강 철근은 (2)항에 정의된 위치나 방향을 제외하고는 접합부의 전체 층에 배근하여야 한다.

(2) 접합부를 구성하는 가장 얇은 부재 층내에서

는 (3)항에 대하여 다음의 예외 규정을 적용할 수 있다.

① 접합부의 모든 면(4면)에 보가 있고, 보 폭이 최소한 기둥 폭의 3/4이며 보가 없는 면에 덮여 있지 않는 기둥 폭이 100mm(4 in.)이상 되지 않을 경우에는 (3)항의 규정을 만족하지 않아도 된다.

② 접합부의 2면에만 보가 있거나 보 폭이 최소한 기둥 폭의 3/4 이고 보의 어떤 면에 덮여 있지 않는 기둥 폭이 100mm(4 in.)이상 되지 않을 경우, 보가 있는 접합부의 2면에 수직한 방향에는 (3)항의 규정을 만족하지 않아도 된다. 그러나 이들 면과 수평방향에는 (3)항의 규정을 만족하여야 한다.

• 띠기둥에서 띠철근의 중요한 역할은 축방향 철근의 좌굴을 방지하고 기둥 코어를 적절히 구속하는 것이다. Type 1 접합부의 경우, 접합부를 구성하는 수평부재가 띠철근의 구속을 효과적으로 대체할 만큼 충분히 크면 접합부내의 띠철근은 생략할 수 있다. 몇가지 대표적인 예가 그림 2에 나타나 있다.

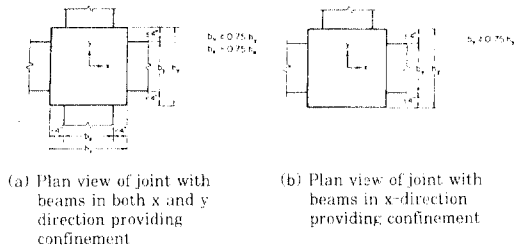


그림 2 적정 횡구속 부재의 정의

(3) 횡보강 철근은 ACI 318의 7.10절을 수정한 다음 규정을 만족하여야 한다. 접합부를 구성하는 가장 깊은 층을 갖는 보 부재의 상·하 축방향 철근 사이에 최소 2개층의 횡보강 철근을 사용하여야 한다. 그리고 횡보강 철근의 중심간 간격은 300mm(12in.)를 초과해서는 안된다. 또한 비지진(nonseismic) 수평하중에 저항하는 보-기둥 접합부의 경우 횡보강 철근의 중심간 간격은 150mm(6in.)를 초과해서는 안된다.

• 필요한 경우에는 접합부의 띠철근은 띠기둥에 대한 ACI 318의 규준과 접합부를 지나는 기둥 철근을 구속하는 규준도 만족하여야 한다. 비지진 수

평하중에 저항하는 접합부에서 띠철근을 제한할 경우에는 중심간 간격은 접합부에 대한 추가적인 구속을 위하여 150mm(6 in.)이하로 한다.

3.2.3 Type 2 접합부의 횡보강 철근

(1) 나선 횡보강 철근을 사용할 경우, 체적비(ρ_s)는 다음 식(1)을 만족하여야 하고, ACI 318 에서 규정된 값보다 적어서는 안된다.

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (1)$$

(2) 직사각형 띠철근 및 ACI 318 의 제21장에 정의된 대각 횡보강 띠철근을 사용할 경우, 단일 띠철근, 겹침 띠철근, 또는 동일크기의 대각 띠철근을 갖는 띠철근의 각 방향에서의 총 단면적은 적어도 다음 식(2)와 같고, 식(3)보다 적어서는 안된다.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{S_h \cdot h'' \cdot f'_c}{f_{yh}} (A_c / A_s - 1) \quad (2)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{S_h \cdot h'' \cdot f'_c}{f_{yh}} \quad (3)$$

• 기준 철근량은 예상되는 지지하중 및 변위 작용시 접합부에 대한 적절한 구속을 위하여 사용한다. 사용된 구속 철근도 접합부 내에 전달되는 소요력에 대하여 충분한 것으로 예상된다. 그리고 식(1)과 식(2)는 ACI 제 21장의 내용과 동일하며, 식(3)에서 계수 0.09는 적절한 상수로 된 띠철근 및 대각 띠철근을 갖는 띠기둥의 개선된 거동을 근거로 사용하였다.

(3) 지진하중에 저항하는 중요 시스템의 일부인 부재를 연결하는 접합부의 경우, 횡보강 철근 층사이의 중심간 간격(S_h)은 최소 기둥 직경의 1/4, 축방향 철근직경의 6배 또는 150mm(6 in.)중 최소값을 초과하여서는 안된다. 그리고 필요한 경우 대각 띠철근은 횡보강 철근의 각 층에 사용할 수 있으며, 대각 띠철근이나 겹침 띠철근의 갈구리 사이의 수평 중심간 거리는 300mm(12 in.)를 초과하여서는 안되며, 대각 띠철근의 끝은 축방향 철근 둘레를

감싸야 한다.

(4) 지진하중에 저항하는 중요 시스템의 일부가 아닌 부재를 연결하는 접합부의 경우 각 부재는 지진하중에 저항하기 위한 중요시스템의 변형 직합조건에 대하여 비탄성 범위에서 진도변형에 저항하도록 설계되어야 하며, 횡보강 철근의 층사이의 수직 중심간 간격은 최소 기둥 단면의 1/3 또는 200mm (8 in.)보다 작아서는 안된다.

- 지진력을 저항하는 건물 시스템의 설계시에는 하중을 어떤 수준까지 감소시켜 어떤 부재라도 탄성이론에 의하여 결정된다고 가정한다. 지진시 예상되는 비탄성 응답은 지진하중에 저항하기 위한 주요 시스템인 부재와 접합부의 특별한 상세에 의해 제어한다. 이러한 시스템에 포함되지 않는 부재도 수직강도의 손실없이 주요 시스템으로써 동일한 변형에 저항할 수 있어야 한다.

- 이 절에 주어진 횡보강 철근의 크기와 간격에 대한 규정은 Type 2 접합부에서 축방향 철근의 간격에 대한 ACI 318의 10.9.1절 및 10.9.2절의 규준과 병용할 때는 기둥 코어를 적절히 구속할 수 있도록 철망격자(steel gridwork)를 형성한다.

(5) (1)항 및 (2)항에 정의된 횡보강 철근은 3.2.2의 (2)①을 만족하는 구조 부재의 모든 면에 대하여 구속되어 있지 않으면 사용하지아 하며, 그 경우 철근은 (1)항, (2)항에서 요구하는 양의 반보다 적어서는 안된다. 그리고 (3)항 및 (4)항의 간격에 대한 규정은 구속조건에 관계없이 적용하여야 한다.

- 최근의 연구결과^{28,32,33,36,45,36,62}에서 보의 크기가 적정하면 횡보강 철근을 훨씬 적게 사용할 수 있다고 밝혀졌다.

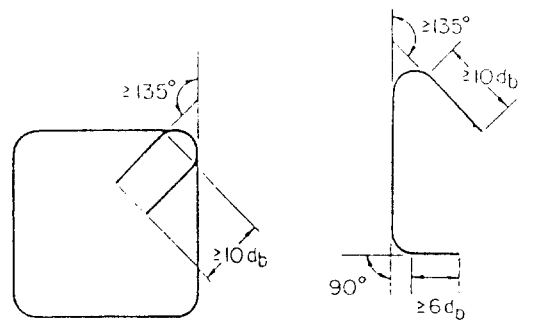
(6) 모든 띠철근은 끝단에서 135° 이상 구부러고, 철근 직경의 10배 이상의 연장 길이를 두어 폐쇄하여야 한다. 단일 갈구리 대각 띠철근은 ACI 318 7.1절에 규정된 바와 같이 한쪽 단에서 연장길이는 철근직경의 10배 이상으로 하고 135° 각으로 구부러야 하며, 다른 단에서 표준 후크를 사용하여야 한다. 외부 및 모서리 접합부에서는 접합부의 외부면에서 135° 구부러므로 대각 띠철근을 사용하여야 한다.

- 폐쇄 띠철근과 단일 갈구리 대각 띠철근에 대

한 권장 형태가 그림 3에 나타나 있다. 단일 갈구리 대각 띠철근에 대한 좋은 형상은 양끝에 모두 135° 구부러진 것이다. 그러나 보통 대각 띠철근을 설치하는 것은 어렵다. 표준 90° 후크는 허용되지만 구부러진 부분의 연장 길이가 구속된 기둥 코어의 바깥 모서리를 향하므로 유효하게 정착하는 데는 사용할 수 없다. 연장길이를 증가하면 약간의 성능만 개선되므로 더욱 짧은 연장길이에 90° 구부림이 허용된다. 그러나 90° 구부림시 피복의 손실이 대각후프근의 정착에 영향을 미치는 외부 및 모서리 접합부에서는 접합부의 외부 면에서 135° 구부림만을 사용한다.

(7) 접합부에서 요구되는 횡보강 철근의 층은 ACI 318의 제21장에 규정된 바와같이 접합부의 상·하의 기둥까지 확대하여야 한다. 그리고 ACI 318의 제21장에 규정된 바와 같이 횡보강 철근은 기둥에 인접한 모에서도 사용하여야 한다.

- 접합부 상·하부분의 기둥 코어에 대한 구속을 위하여 사용되는 접합부 횡보강 철근이 기둥으로 확대되는 최소거리는 ACI 318의 21.4.4.1절에 나타나 있다. 위원회에서는 최상층이나 1층 기둥의 기초와 같은 곳에서 규정 연장길이의 적정성에 대하여 고찰하였다. 휨 항복 영역에서는 규정된 최소 거리보다 층높이까지 더 확대하여야 한다. 그러한 경우에는 접합부 횡보강 철근은 휨 항복 영역까지 확대하여 배치하여야 한다.



(a) Closed Hoop

(b) Single Leg Cross Tie

그림 3 횡보강 철근의 소요 치수

(8) 접합부에서 요구되는 횡보강 철근의 층은 ACI 318의 제21장에 규정된 바와 같이 접합부의

상·하의 기둥까지 확대하여야 한다. 그리고 ACI 318의 제21장에 규정된 바와 같이 횡보강 철근은 기둥에 인접한 보에서도 사용하여야 한다.

- 접합부 상·하부분의 기둥코어에 대한 구속을 위하여 사용되는 접합부 횡보강 철근이 기둥으로 확대되는 최소거리는 ACI 318의 21.4.4.1절에 나타나 있다. 위원회에서는 최상층이나 1층 기둥의 기초가 같은 곳에서 규정 연장길이의 적정성에 대하여 고찰하였다. ²⁾ 횡 방향영역에서는 규정된 최소 거리보다 층 높이까지 더 확대하여야 한다. 그러한 경우에는 접합부 횡보강철근은 횡방향 영역까지 확대하여 배근하여야 한다.

3.3 Type1 및 Type 2 접합부의 전단력

3.3.1 두개의 직각방향으로 보가 있는 접합부에서 접합부의 수평 전단력은 각 방향에서 각각 검토하여야 한다. 설계전단력(V_u)은 접합부의 자유물체도의 경계면에 대한 전단력과 3.1절에 정의한 접합부를 구성하는 부재의 수직인장력 및 압축력을 고려하여 접합부 중심의 수평면에 대하여 계산하여야 하며, 다음 식(4)를 만족하여야 한다.

$$\phi V_u \geq V_u \quad (4)$$

여기서 $\phi = 0.85$ 이고, V_u 은 접합부의 공칭전단력이며 다음 식(5)에 의하여 계산된다.

$$V_u = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h, \quad (\text{psi}) \quad (5)$$

$$V_u = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h, \quad (\text{MPa})$$

여기서, b_j 는 접합부의 유효폭이고, h 는 하중작용 방향의 기둥 폭이다. 또한, 접합부의 유효폭은 다음 식(6)으로 계산하지만,

$$b_j = \frac{b_n + b_c}{2} \quad (6)$$

기둥 폭(b_c)보다 커서는 안되며, 보 폭(b_n)에 기둥 층(h)의 1/2를 합한 값 보다 커야 한다. 이 때 보 폭(b_n)은 하중작용 방향의 보 폭을 말한다. 그리고 하중작용 방향의 기둥 양면에 보 폭이 다른 보가 있을 경우에는 보 폭(b_n)은 두 개의 보 폭의 평균값

을 보 폭(b_b)으로 계산한다.

식(5)에서 상수 γ 에 대한 값은 표 1에 있으며, γ 값은 3.3.2절에 정의된 접합부의 분류와 제2장에 정의된 접합부 Type에 따른다. 식(5)에서 콘크리트압축 강도 (f'_c)의 값은 420kg/cm²(6000psi)보다 커서는 안된다.

3.3.2 내부 접합부는 접합부를 구성하는 4개의 모든 면에 보가 있다. 그러나 표 1에서 내부 접합부로 분류된 것은 보의 층이 최소한 기둥 폭의 3/4 보다 커야 하며, 각 부재의 전체 층은 접합부를 구성하는 최대 보의 전체 층의 3/4 이상이어야 한다. 4개의 보가 상기의 조건을 만족하지 않은 경우에는 접합부에 대한 γ 값의 선정시 표 1의 모서리 접합부(c)에 따른다.

외부 접합부는 접합부를 구성하는 면에 적어도 2개의 보를 가진다. 그러나 표 1에서 외부 접합부로 분류된 것은 접합부를 구성하는 보 폭은 최소한 기둥 폭의 3/4보다 커야 하며, 각 부재의 전체 층은 접합부를 구성하는 최대 보의 전체 층의 3/4 이상이어야 한다. 2개의 보가 상기의 조건을 만족하지 않은 경우에는 접합부에 대한 γ 값의 선정시 표 1의 모서리 접합부(c)에 따른다.

그 밖의 모든 접합부는 γ 값의 선정시 표 1의 모서리 접합부에 따른다.

- 내부 접합부, 외부 접합부 및 모서리 접합부의 기하학적 분류는 그림 4에 나타나 있다.

- 접합부의 4개의 모든 면에 보가 있다고 하여 표 1을 사용할 때 모두 내부 접합부로 분류할 수 있는 것은 아니며, 보 부재의 크기가 주어진 조건을 만족하지 않을 때는 γ 의 하한값을 사용한다. 마찬가지로, 접합부의 2개의 반대면에 보가 있다고 하여 접합부는 표 1을 사용할 때 모두 외부 접합부로 분류할 수 있는 것이 아니며, 보 부재의 크기가 주어진 조건을 만족하지 않을 때에는 γ 값의 하한값을 사용한다.

표 1 보-기둥 접합부의 γ 값

Joint type	Joint classification		
	(a) Interior	(b) Exterior	(c) Corner
1	24	20	15
2	20	15	12

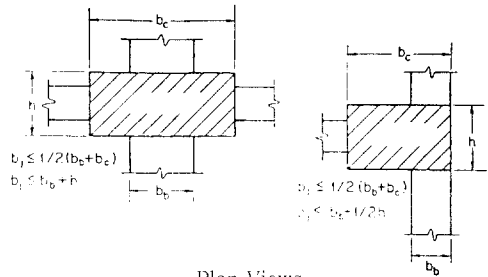
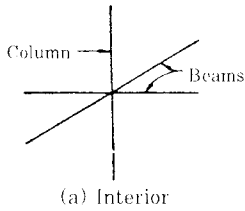


그림 6 접합부의 유효폭(b)의 결정

(6000psi)까지로 제한한다.

- 내부 및 외부 접합부에서 수평 설계전단력을 계산하는 일반적인 방법은 그림 5에 있으며, 보 폭이 기둥 폭보다 작은 경우에 접합부 폭을 결정하는 방법은 그림 6에 있다.

- 보 중심선이 기둥 중심을 관통하지 않는 경우에는 비틀림이 일어날 수 있다. 이 경우 특별한 설계규정을 정할 만큼 자료가 부족하지만, 편심으로 인하여 지진 피해가 크게 될 것은 명백하다.³¹ 따라서 설계자는 접합부를 설계하고 상세를 정할 때 접합부의 성능에 미치는 부재의 편심효과를 고려하여야 한다.

- 식(5)에 포함된 설계 철학은 지진하중과 변위 발생시 접합부내의 콘크리트가 적절히 구속되어 있으면 접합부는 기준 전단력에 대하여 저항할 수 있다. 이러한 지속을 위하여 3.2절은 접합부 영역에서 기둥 축방향 및 횡방향 철근에 대한 권장상세를 포함하고 있다.

- 몇몇의 연구자들^{30,32}은 접합부에서 수직전단력도 고려할 필요가 있다고 지적하였다. 3.2.1절에 있는 기둥 축방향 철근의 배근에 대한 지침은 접합부의 전단력의 수직성분을 지탱할 수 있는 적절한 수직철근을 사용할 것을 권장하고 있다.

- 352 위원회에서 채택된 전단력에 대한 규정은 변위와 회전의 제한과 부정정 구조물에서 하중 재분배의 유용한 효과를 기대하고 있다. 352 위원회에서는 보-기둥 접합부에서 철근의 집중에 따른 시공상의 문제에도 관심을 갖고 있다.

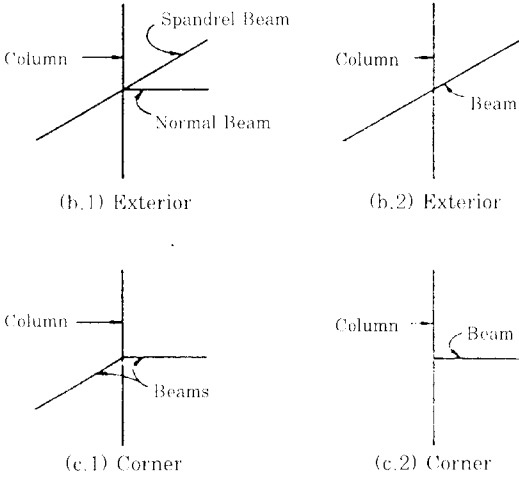


그림 4 접합부의 기하학적 분류

- 접합부가 2개의 수직·수평 방향에서 전단력에 저항하도록 설계되었다고 접합부의 한 분류에만 속하게 된다. 즉 접합부에 대한 하나의 γ 값만 표 1에서 선택하여 사용하고, 그 값은 두 방향에서 접합부의 전단내력을 검토하는 데 사용한다.

- 고강도콘크리트³³⁾를 사용한 접합부의 거동에 관한 유용한 연구 자료가 제한되어 있기 때문에 식(5)에 있는 콘크리트 압축강도는 420kg/cm^2

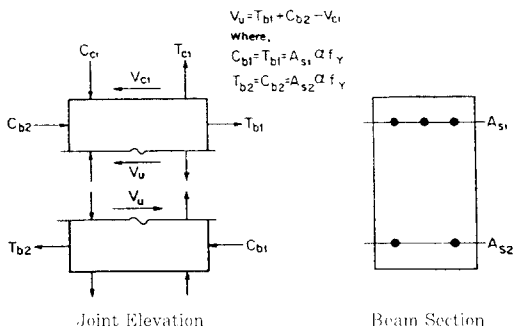


그림 5 접합부의 수평전단력의 평가

3.4 휨

접합부를 구성하는 부재의 휨 설계는 ACI 318 규정을 따른다.

지진하중을 저항하기 위한 중요 시스템의 일부인 Type 2 접합부의 경우, 최소 기둥 모멘트를 발생시키는 축하중을 받는 접합부에서 상·하 기둥 단면의 공칭모멘트 합은 접합부에서 보 단면의 공칭모멘트의 합이 1.4배 보다 적어서는 안된다. 두개의 수직방향에 보가 있는 접합부의 경우, 각 방향에 대하여 휨강도비를 검토하여야 한다.

3.4.3 지진하중을 저항하기 위한 중요 시스템의 일부가 아닌 Type 2 접합부의 경우는 휨강도비가 1.0보다 커야 한다. 이 규정을 준수하지 않으면 3.2.3의 (5)항에 정의한 횡보강철근을 접합부의 상·하에 배근하고, 최소한 접합부의 상·하경계면에서 기둥 유효 춤의 2배의 거리까지 확대하여 배근하여야 한다.

• Type 2 접합부의 상·하 부분 기둥 단면의 공칭모멘트 강도의 합은 접합부를 구성하는 보 단면의 공칭모멘트 강도보다 40% 커야 한다는 규준은 모멘트 저항 철근콘크리트 구조의 내진 설계시에 일반적으로 기둥에서보다는 보에서 휨 항복이 발생하도록 하기 위한 것이다. 그러므로 계수 1.4는 최소 값이며, 무거운 철근콘크리트 슬래브를 갖는 구조물에서 보에 힌지가 생기도록 하기 위하여는 더 높은 값이 요구된다. 보의 모멘트강도를 계산함에 있어서 적정 슬래브폭이 포함되어야 한다. 최근의 연구^{7,8, 12, 41, 48, 59, 61, 66, 68, 69, 72, 73}에서 슬래브가 있으면 접합부의 성능에 유리한 영향을 미친다고 보고되었다. 그리고 위원회에서는 계속적으로 이에 관한 자료를 검토할 것이지만, 현재까지는 보의 휨 강도를 산정하는 데 적정한 슬래브의 유효폭에 명확한 자료는 없는 상태이다.

• 지진하중을 저항하는 중요 시스템의 일부가 아닌 구조 부재에서는 횡 보강 철근이 적절하게 배근되어 있으며, 심한 지진으로 인하여 기둥에 힌지가 발생하더라도 위험하지 않다. 그러나 플조가 춤이 깊고, 긴 스패의 보와 상대적으로 작은 기둥으로 설계되면, 지진하중을 저항하는 중요 시스템의 일부

로 사용하여서는 안된다.

3.5 철근의 정착

3.5.1 보 철근의 정착에 대한 위험단면

철근의 정착에 대한 위험단면은 Type 1 접합부의 경우 기둥면으로 하고, Type 2 접합부에서는 기둥 코아의 외측단으로 한다.

• 강한 지진하중이 작용하면 보-기둥 접합부에서 보와 기둥의 축방향철근에 전도응력을 야기시키는 전도모멘트가 발생하게 된다. 이때 기둥 철근의 피복두께는 Type 2 접합부의 철근 정착에 유효하지 못한 것으로 연구 결과¹³ 밝혀졌다. 따라서 정착에 대한 위험단면은 구속된 기둥의 코아면으로 한다 (그림 7).

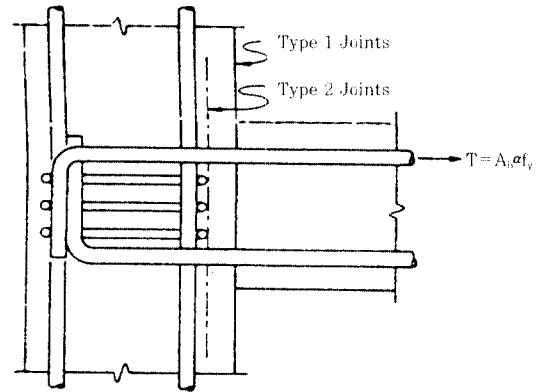


그림 7 접합부내에서 끝나는 보 철근의 정착에 대한 위험단면

3.5.2 접합부에서 끝나는 후크철근

(1) 철근 직경은 NO.11을 초과해서는 안되며, 후크는 가능한 한 위험단면으로부터 멀리 위치해야 한다. 다음 절에서 정의된 최소 정착길이(l_{dh})는 8 d_b 혹은 150mm(6in.)보다 작아서는 안된다

(2) Type 1 접합부의 경우, 표준 후크로 끝나는 철근의 정착길이(l_{dh})는 다음 식으로 계산하여야 한다.

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{50 \sqrt{f'_c}}, \quad (\text{psi}) \quad (7)$$

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{4.2 \sqrt{f'_c}}, \quad (\text{MPa})$$

① NO.11 및 더 작은 철근 직경을 사용할 경우, 후크면에 수직인 측면 피복두께가 65mm(2.5 in.) 보다 작지 않고, 후크의 연장철근의 피복두께가 50mm(2 in.) 이상이면 정착길이(l_{dh})는 식(7)에 의한 값에 0.7을 곱하는 것이 좋다.

② NO.11 및 더 작은 철근직경을 사용할 경우, 후크가 $3d_b$ 보다 크지 않은 간격으로 전 정착 길이를 따라 띠철근 또는 스테럽내에 수직 또는 수평으로 폐쇄되어 있으면 식(7)에 0.8의 계수를 곱하는 것이 좋다. 단, d_b 는 후크 철근의 직경이다.

③ 휨 부재의 철근이 소요 휨강도 및 정착에 따른 철근량보다 과도하게 배근되고 항복강도(f_y)에 대한 특별한 규정이 없는 경우에는 정착길이(l_{dh})는 식(7)에 의한 값에 A'_s (소요철근량)/ A_s (사용철근량) 비 만큼 감소하여도 좋다.

(3) Type 2 접합부의 경우, 모든 철근은 90° 표준 후크를 사용하여 접합부의 횡보강 철근내에 구부려야 한다. 3.5.1절에 정의된 위험단면으로부터 측정된 정착길이(l_{dh})는 다음 식(8)에 의하여 계산하여야 한다.

$$l_{dh} = \frac{\alpha f_y d_b}{75\sqrt{f'_c}}, \quad (psi) \quad (8)$$

$$l_{dh} = \frac{\alpha f_y d_b}{6.2\sqrt{f'_c}}, \quad (MPa)$$

(4) 접합부의 횡보강 철근이 정착철근 직경의 3 배 이하의 간격으로 배근되면 정착길이(l_{dh})는 식(8)에 0.8을 곱하여도 좋다.

(5) 철근이 여러 층으로 배근되어 있을 경우 각 층에서의 철근은 주어진 기준을 만족하여야 한다.

- 대부분의 Type 1 접합부와 모든 Type 2 외부 접합부의 경우 접합부에서 끝나는 철근은 ACI 318에 명시된 표준 후크를 사용하여 정착하여야 한다. 후크 끝단의 연장길이는 접합부의 중심을 향하여 하며, 대개는 통과하게 된다. 소요정착길이는 ACI 408 위원회에서 제안한 식(7) 및 식(8)에 의한다.

- 식(7)은 ACI 318의 12.5.2절과 12.5.3.1절의 규정들은 조합한 것이다. 3.5.2의 (2)①, ② 및 ③은 ACI 318의 12.5.3.2절, 12.5.3.3절 및 12.5.3.4절과 동일하다. 식(7)과 식(8)의 차이는

다음과 같은 몇 가지 계수를 반영한 점이다.

(1) Type 2 접합부에서 후크는 구속 코아내에서 폐쇄시켜야 한다. 그러므로 3.5.2의 (2)①항의 계수 0.7을 포함시켜야 한다.

(2) 하중반전에 따른 치명적인 영향을 반영⁽¹¹⁾하기 위하여 식에 계수를 곱하여 정착길이를 증가시켜야 한다.

(3) 대 변형시 응력이 증가하게 되면 계수 α 를 포함시켜야 한다.

3.5.2의(4)항은 횡보강 철근간격이 매우 작을 때의 유리한 효과를 반영하였다. 대부분의 경우에서 횡보강 철근의 간격은 철근의 집중을 피하기 위하여 3.5.2의 (4)항에 규정된 값보다 크게 한다.

3.5.3 Type 1 접합부내에서 끝나는 직선철근

(1) 직선철근은 NO.11 또는 더 작은 철근을 사용하여야 하며, 접합부 내에서 끝나는 직선철근의 정착길이(l_d)는 다음 식(9)로 계산하여야 하며, $0.0004d_b f_y$ (psi) [$0.058d_b$ (mm) f_y (MPa)] 보다 작아서는 안된다.

$$l_d = \frac{f_y A_b}{25\sqrt{f'_c}}, \quad (psi) \quad (9)$$

$$l_d = \frac{f_y A_b}{53\sqrt{f'_c}}, \quad (MPa)$$

식(9)는 철근이 기둥 코아내에 있다고 가정하며, 구속 코아내에 있지 않은 직선 매립길이는 30% 증가하여야 한다.

① 철근 아래에 타설된 콘크리트의 층이 800mm (12 in.)를 초과하게 되면, 정착길이(l_d)는 30% 증가하여야 한다.

② 휨 부재의 철근이 소요휨강도 및 정착에 따른 철근량보다 과다하게 배근되고 항복강도(f_y)에 대해 특별한 규정이 없는 경우, 정착길이(l_d)는 A'_s (소요 철근량)/ A_s (사용 철근량)의 비만큼 감소하여도 좋다.

3.5.4 접합부를 관통하는 보 와 기둥의 철근

Type 1 접합부의 경우에는 아무런 제한 규정이 없으나, Type 2 접합부에서는 접합부를 관통하는

모든 보 와 기둥의 직선철근은 다음 식을 만족하여야 한다.

$$h(\text{기둥})/d_b(\text{보 철근}) \geq 20$$

$$h(\text{보})/d_b(\text{기둥 철근}) \geq 20$$

• 많은 연구자들^{14,19,32,33,40,51,64)}의 연구에서 큰 전도 모멘트를 받을 때 보와 기둥의 직선철근은 보-기둥 접합부내에서 슬립이 발생함을 규명하였다. 그림 8에서와 같이 이러한 직선철근의 부착응력은 매우 큰 것으로 판단된다. 그리고 h/d_b 비에 대한 규정값의 목적은 접합부를 관통하는 보와 기둥의 슬립을 제한하는 데 있다. 일반적인 설계에서는 철근의 슬립은 보통 고려하지 않으나, 비탄성 동적해석을 위한 골조 구조물의 모델링시에는 철근의 슬립을 고려하여야 한다. 또한 큰 전도하중을 받을 때 철근의 슬립을 방지하기 위하여는 부착응력을 충분히 낮은 값으로 감소시키기 위하여 매우 큰 접합부가 필요하게 된다. 이러한 테마에 대한 심층적인 고찰이 참고문헌 38에 소개되어 있다.

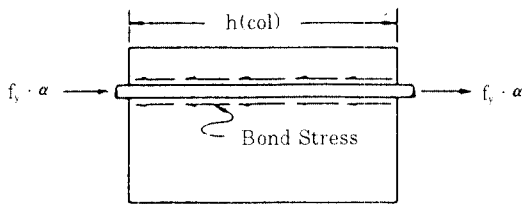


그림 8 접합부를 관통하는 직선철근의 부착응력

4. 결 언

지진 및 풍하중과 같은 수평하중을 받는 고층건물의 보-기둥 접합부 설계의 개념을 한마디로 요약하면 구조물의 연성거동을 확보하고 선단파괴가 아닌 휨파괴를 유도하며 또한 Strong Column-Weak Beam 개념에 따라 기둥파괴가 아닌 보의 파괴로 유도하는 것이다.

앞에서 열거한 모든 규정들은 단지 이를 보장하기 위한 것이라고 해도 과언이 아니므로 이와같은 관련 규정을 명확히 따르고 수평하중에 따른 구조물의 연성거동에 대한 개념을 유념한다면 지진 및

풍하중과 같은 실제 수평하중에 대해서도 안전한 구조물을 설계할 수 있을 것이다.

그러나 현재 국내규정의 정착·이음 결정과정이나 너무 복잡하여, Shop Drawing을 별도로 그리지 않는 현실에서 일반 실무자가 접합부에 대한 정확한 시공을 한다는 것은 거의 불가능하다고 판단되므로 향후 단순한 표에 따라 정착 및 이음길이를 결정할 수 있도록 국내 관련 규정을 체계화할 필요가 있다고 본다.

기호

- A_b = 개개 철근의 단면적
- A_c = 나선철근 또는 띠철근 바깥면에서 측정된 기둥 코아의 단면적
- A_g = 기둥 단면의 전(全) 단면적
- A_{sb} = 코아치수 h'' 인 단면을 가로지르는 대각 띠철근을 포함한 띠철근의 모든 갈구리의 총 단면적
- b_b = 보의 설계 폭
- b_c = 전단방향으로 가로지르는 기둥의 폭
- b_j = 전단방향으로 가로지르는 접합부의 유효 폭
- d_b = 철근의 공칭지름
- f'_c = 접합부의 콘크리트기준 압축강도
- f_y = 철근의 기준 항복강도
- f_{yh} = 띠철근 및 대각 띠철근의 기준 항복강도
- f_{ys} = 나선철근의 기준 항복강도
- h = 기둥 또는 보의 전체 총
- h'' = 횡방향 철근(A_{sb})에 수직인 철근 외측단까지의 띠기둥의 코아 치수
- l_d = 직선철근의 정착길이
- l_{dh} = 위험한 단면으로부터 후크의 바깥 끝까지 측정된 후크 철근의 정착길이
- M_o = 단면의 공칭모멘트 내력
- M'_a = $\alpha > 1.0$ 일때 단면의 증가된 모멘트 내력
- s_b = 띠철근 또는 띠철근과 대각 띠철근의 합인 중심간 간격
- V_n = 접합부의 공칭전단강도
- V_o = 접합부의 설계전단력
- α = 접합부와 부재의 접합면에서 휨 철근의 응력 증가계수
- γ = 수평부재에 의한 접합부의 구속효과를 고려

한 전단강도계수

ρ_s = 나선철근의 바깥면에서 측정된 코어의 전
체적에 대한 나선철근의 체적비

ϕ = 강도저감계수

참 고 문 헌

참고 기준

ACI Committee 318. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)." American Concrete Institute, Detroit, 1989, pp. 353.

인용 참고문헌

1. Hanson, Norman W. and Connor, Harold W., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Proceedings, ASCE V. 93, ST5, Oct. 1967, pp. 533-560.
2. Higashi, Y., and Ohwada, Y., "Failing Behaviors of Reinforced Concrete Beam-Column Connections Subjected to Lateral Loads," Memoirs No. 19, Faculty of Technology, Tokyo Metropolitan University, 1969, pp. 91-101.
3. Ohno, K., and Shibata, T., "On the Damage to the Hakodate College by the Tokachioki Earthquake, 1968," Proceedings, U.S.-Japan Seminar of Earthquake Engineering with Emphasis on the Safety of School Buildings, Sendai, Sept. 1970, pp. 129-144
4. Hanson, Norman W., "Seismic Resistance of Concrete Frames with Grade 60 Reinforcement," Proceedings, ASCE, V. 97, ST6, June 1971, pp. 1685-1700.
5. Megget, L. M., and Park, R., "Reinforced concrete Exterior Beam-Column Joint Under Seismic Loading," New Zealand Engineering (Wellington), V. 26, No. 11, Nov. 15, 1971, pp. 341-353.
6. Renton, G.W., "The Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Cyclic Loading," ME thesis, University of Canterbury, Christchurch, 1972.
7. Park, R., and Sampson, Richard A., "Shear Strength Decay in Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design," ACI Journal,

Proceedings V. 69, No 9, Sept. 1972, pp. 543-551.

8. Wight, J. K., and Sozen, M.A., "Shear Strength Decay in Reinforced Concrete Columns Subjected to Large Deflection Reversals," Report No. SRS 403, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana-Champaign, Aug. 1973, 290 pp.
9. Uzuneri, S. M., and Seckin M., "Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Subjected to Slow Load Reversals," Publication No. 74-05, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Mar. 1974, 84 pp.
10. Park, R., and Thompson, K. J., "Behavior of Prestressed, Partially Prestressed, and Reinforced Concrete Interior Beam-Column Assemblies under Cyclic Loading: Test Results of Units 1 to 7," Research Report No. 74-9, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, 1974, 42 pp.
11. Hawkins, N. M., Kobayashi, A. S., and Fourny, M. E., "Reversed Cyclic Loading Bond Deterioration Tests," Structures and Mechanics Report No. SM 75-5, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Nov. 1975.
12. Priestly, M. J.N., "Testing of Two Reinforced Concrete Beam-Column Assemblies under Simulated Seismic Loading," Report No. 5-75/1, New Zealand Ministry of Works and Development, Wellington, 1975.
13. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," ACI Journal, Proceedings V. 73, No. 7, July 1976, pp. 375-393.
14. Meinheit, D.F., and Jirsa, J. O., "The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Report No. 77-1, Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, University of Texas at Austin, Jan. 1977.
15. Fenwick, R. C., and Irvine, H. M., "Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Loading," Report No. 142, University of Auckland, Mar. 1977..
16. Lee, Duane L. N., Wight, James K., and

- Hanson, Robert D., "RC Beam-Column Joints under Lagre Load Reversals," Proceedings, ACSE, V.103, ST12, Dec. 1977, pp. 2337-2350.
17. Uzumeri, S. M., "Strength and Ductility of Cast-In-Place Beam-Column Joints," Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977, pp.293-350.
 18. Vallenias, J., Bertero, V. V., and Popov, E. P., "Concrete Confined by Rectangular Hoops Subjected to axial Loads," Report No. UCB/EERC-77/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkely, Aug. 1977, 114 pp.
 19. Briss, G. R., Paulay, T., and Park R., "The Elastic Behavior of Earthquake Resistant R.C. Interior Beam-Column Joints," Report No. 78-13, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, Feb. 1978.
 20. Paulay, T., Park, R., and Priestly, M. J. N., "Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Action," ACI Journal, Proceedings V. 75, No. 11, Nov. 1978, pp. 585-593.
 21. Gill, W.D., Park, R., and Priestly, M. J. N., "Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Columns With Axial Load," Research Report No. 79-1, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, Feb. 1979, 136 pp.
 22. ACI Committee480, "Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," (ACI 408.1R-79), American Concrete Institute, Detroit, 1979, 3 pp.
 23. Sheikh, S. A., and Uzumeri, S. M., "Properties of Concrete Confined by Rectangular Ties," AICAP-CEB Symposium on Structural Concrete Under Seismic Actions (Rome, May 1979), Bulletin d'information No.132, Comite Euro-International du deton, Paris, Apr. 1979, pp.53-60.
 24. Bertero, V. V., Popov, E. P., and Forzani, B., "Seismic Behavior of Lightweight Concrete Beam-Column Subassemblages," ACI Journal, Proceedings V. 77, No.1, Jan.-Feb. 1980, pp.44-52.
 25. Sheikh, Shamim A., and Uzumeri, S. M., "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns," Proceedings, ASCE, V.106, ST5, May 1980, pp. 1079-1102.
 26. Selna, L, Martin, I., Park, R., and Wyllie, L., "Strong and Tough Concrete Column for Seismic Forces," Proceedings, ASCE, V. 106, ST8, Aug.1980, pp. 1717-1734.
 27. Scott, B. D., Park, R., and Priestly, M. J. N., "Stress-Strain Relationships for Confined Concrete," Research Report No. 80-6, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, 1980, 106 pp.
 28. Meinheit, Donald F., and Jirsa, James O., "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," Proceedings, ASCE, V. 107, ST11, Nov. 1982, pp.2227-2244.
 29. Scott, B. D., Park, R., and Priestly, M. J. M., "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates," ACI Journal, Proceedings V. 79, No. 1 Jan. - Feb. 1982, pp. 13-27.
 30. Zhang, Liande, and Jirsa, J. O., "A Study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," PMFSEL Report No. 82-1, University of Texas at Austin, Feb. 1982.
 31. Park, Robert; Priestly, M.J. Nigel; and Gill, Wayne D., "Ductility of Square-Confined Concrete Columns," Proceedings, ASCE, V. 108, ST4, Apr. 1982, pp.929-950
 32. Ehsani, M.R., and Wright, J.K., "Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake Type Loading," Report No. UMEE 82R5, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, July 1982, 243 pp
 33. Durrani, A.J., and Wright, J.K., "Experimental Analytical Study of Internal Beam to Column Connections Subjected to Reserved Cyclic Loadings," Report No. UMEE 82R3, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, 1982, 275 pp.
 34. Robbat, B.G, Daniel, J.I., Wienmann, T. L. and Hanson, N. W., "Seismic Behavior of

- Lightweight Concrete Columns," PCA Construction Technology Laboratory / National Science Foundation, Washington, D.C., Sept. 1982 (Available as PB83-204 891 from NTIS.)
35. "Code of Practice for the Design of Concrete Structures," (NZS 3101, Part 1:1982), Standards Association of New Zealand, Wellington, 1982, 127 pp.
 36. "Commentary on the Design of Concrete Structures," (NZS 3101, Part 2:1982), Standards Association of New Zealand, Wellington, 1982, 156 pp.
 37. Suzuki, N., Otani, S., and Aoyama, H., "The Effective Width of Slabs in Reinforced Concrete Structures," Transaction of the Japan Concrete Institute, Vol. 5, 1983, pp. 309-316.
 38. Zhu, Sosngchao, and Jirsa, James O., "A Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints," PMFSEL Report No. 83-1 Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, July 1983.
 39. Aoyama, H. "Overview of the Japanese Building Code Requirements for Reinforced Concrete Beam-Column Joints and Design Examples," "Paper Prepared for the U.S.-N.Z.-Japan Seminar on the Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, Monterey, California, July 30-August 1, 1984.
 40. Kanada, K., Kondo, G., Fujii, S., and Morita, S., "Relation Between Beam Bar Anchorage and Shear Resistance at Exterior Beam-Column Joints," Transaction of the Japan Concrete Institute, Vol. 6, 1984, pp. 433-440.
 41. Kanada, K., Fujii, S., and Morita, S., "Effect of Joint Shear Reinforcement on Behaviors of Exterior Beam-Column Joints under Reversed Cyclic Loadings," Transaction of the Japan Concrete Institute, Vol. 7, 1985, pp. 559-556.
 42. Aoyama, H., "Problems Associated with 'Weak-Beam' Design of REinforced Concrete Frames," Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. 38, No. 2, 1985, pp. 75-105.
 43. Paulay, T., and Park, R., "Joints in Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance," Research REport 84-9, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, June 1984.
 44. Leon, R.T., "The Effect of Floor Member Size on the Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, July 1984, pp. 445-452.
 45. Yoshimura, M., and Kurose, Y., "Inelastic Behavior of the Building, Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures," U.S.-Japan Research, ACI Publication SP-84, Detroit 1985, pp. 163-201.
 46. Joglekar, M., Murry, P., Jirsa, J., and Klingner, R., "Full Scale Tests of Beam-Column Joints," Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures, U.S.-Japan Research, ACI Publication SP-84, Detroit 1985, pp. 271-304.
 47. Zerbe, H.E., and Durrani, A.J., "Effect of a Slab on the Behavior of Exterior Beam to Column Connections," Report No.30, Department of Civil Engineering, Rice University, Houston, Texas, March 1985.
 48. Ehsani, M.R., and Wigh, J.K., "Effect of Transverse Beam and Slab on the Behavior of Reinforced Concrete Beam-to-Column Connections," ACI Journal, March-April 1985, pp. 188-195.
 49. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," ACI Journal, Vol. 82, No.3, May-June 1985, pp. 266-283.
 50. Sattary-Javid, V., and Wight, J.K., "Earthquake Load on R/C Beam: Building Versus Single Beam," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No.7, July 1986, pp.1443-1508.
 51. Otani, S., Kitayama, K., and Aoyama, H., "Beam Bar Bond Requirements for Interior Beam-Column Connections," Proceedings of the International Symposium on Fundamental Theory of Reinforced and Prestressed Concrete, Nanjing Institute of Technology, China, September, 1986.

52. Abdel-Fattah, B. and Wight, J.K., "Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake-Resistant Design of R/C Buildings," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 1, January-February 1987, pp. 31-39.
53. Ehsani, M/ R., Moussa, A. E., and Vallenilla, C.R., "Comparison of Inelastic Behavior of Reinforced Ordinary-and High-Strength Concrete Frames," *ACI Journal*, Vol. 84, March-April 1987, pp. 161-169.
54. Fujii, S., and Morita, S., "Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column-Slab Subassemblages under Bi-Directional Loading," Paper Prepared for the U.S.-N.Z.-Japan -China Seminar on the Design of R.C. Beam-Column Joints for Earthquake Resistance, University of Canterbury, Christchurch, New-Zealand, August, 1987.
55. Kitayama, K., Otani, S., and Aoyama, H., "Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections with Slabs," Paper Prepared for the U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on the Design of R.C. Beam-Column Joints for Earthquake Resistance, University of Canterbury, Christchurch, New-Zealand, August, 1987.
56. Durrani, A.J., and Wight, J.K., "Earthquake Resistance of Reinforced Concrete Interior Connections Including a Floor Slab," *ACI Structural Journal*, September-October 1987, pp. 400-406.
57. Aktan, A.E., and Bertero, V.V., "Evaluation of Seismic Response of RC Buildings Loaded to Failure," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.113, No. 5, May 1987, pp.1092-1108.
58. Durrani, A.J., and Zerbe, H.E., "Seismic Resistance of R/C Exterior Connection with Floor Slab," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.113, No. 8, August 1987, pp.1850-1864.
59. Otani, S., Li, S., and Aoyama, H., "Moment-Redistribution in Earthquake Resistant Design of Ductile Reinforced Concrete Frames," *Transaction of the Japan Concrete Institute*, Vol. 9, 1987, pp. 581-588.
60. Pantazopoulou, S.J., Moehle, J.P., and Shahrooz, B.M., "Simple Analytical Model for T-Beam in Flexure," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 7, July 1988, pp.1507-1523.
61. Kokusho, S., Hayaishi, S., Wada, A., and Sakata, H., "Elastic and Plastic Behavior of Reinforced Concrete Beam in Consideration of Axial Restriction Effect of Deformation," Report of the Research Laboratory of Engineering Materials, Tokyo Institute of Technology, No.13, 1988, Nagatsuta, Yokohama 227, Japan, pp. 253-270.
62. French, C.W., and Boroojerdi, A., "Contribution of R/C Floor Slab in Resisting Lateral Loads," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 1, January 1989, pp. 1-18.
63. Ammerman, O.V., and French, C. W., "R/C Beam-Column-Slab Subassemblages Subjected to Lateral Loads," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 6, Jun 1989, pp. 1298-1308.
64. Leon, R.T., "Interior Joints with Variable Anchorage Length," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 9, September 1989, pp. 2261-2275.
65. Zerbe, H.E., and Durrani, A.J., "Seismic Response of Connections in Two-Bay R/C Frame Subassemblies," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 11, November 1989, pp. 2829-2844.
66. Paultre, P. et al., "Seismic Response of Reinforced Concrete Frame Subassemblages - A Canadian Perspective," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 16, No. 5, 1989, pp. 627-649. 