

불균형 휨모멘트를 받는 플랫플레이트-기둥 접합부의 편심전단강도

최경규¹⁾ · 박홍근^{1)*}

¹⁾ 서울대학교 건축학과

(2003년 11월 12일 원고접수, 2004년 2월 5일 심사완료)

Strength Model for Eccentric Shear of Flat Plate-Column Connections under Unbalanced Moment

Kyoung-Kyu Choi¹⁾ and Hong-Gun Park^{1)*}

¹⁾ Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul, 151-742, Korea

(Received November 12, 2003, Accepted February 5, 2004)

ABSTRACT

Many experiments have been performed to investigate eccentric shear strength and unbalanced moment-carrying capacity of flat plate-column connections under combined gravity and lateral load. However, each existing experiment used different test setup, and the shear strength of the connection was different depending on the test setup. Current design methods which were based on the experimental results might not accurately explain the shear strength of the flat plate. In a companion study, based on results of nonlinear finite element analyses, an alternative design method for the plate-column connection was developed. However, in this method, eccentric shear strength of the connection which was required for assessing unbalanced moment-carrying capacity was evaluated by an empirical formula. In the present study, a theoretical approach using Rankine's failure criterion was attempted to investigate failure mechanism of the eccentric shear. Based on the results, an improved strength model of the eccentric shear was developed, and it was verified by comparison with the existing experimental results. By means of the strength model, the design method developed in the companion study was re-verified.

Keywords : flat plate, eccentric shear strength, unbalanced moment, failure mechanism

1. 서 론

중력하중 또는 횡력에 의해서 플랫플레이트-기둥 접합부에는 불균형 휨모멘트가 발생하게 되며, 이로 인해 접합부가 취성적으로 전단파괴되면서 구조물 전체의 성능이 급격히 저하될 수 있다. 그동안 불균형 휨모멘트를 재하 받는 플랫플레이트 접합부의 강도를 구명하기 위해, 많은 실험연구가 수행되었으며, 이러한 실험연구결과에 근거하여, 콘크리트구조설계기준¹⁾(KCI)과 ACI 318²⁾에서는 슬래브-기둥 접합부에 대한 강도산정모형을 제안하고 있다 (Fig. 1).

그러나 Elstner³⁾에 의하면 기존 실험연구에서는 실험방식⁴⁾에 따라서 접합부의 전단강도가 크게 변화하며, 또한 Luo⁵⁾의 연구에 의하면 현행 설계식은 접합부의 강도를

정확하게 예측하지 못하는 것으로 나타났다. 선행연구⁶⁾에서도 Fig. 2에 나타난 바와 같이, 콘크리트구조설계기준에 의해 예측된 접합부 강도는 실험결과와 큰 차이가 있음이 드러났다. 또한 현 설계기준들이 근거하고 있는 기존 실험은 기둥과 그 주위의 슬래브로 구성되는 단판 슬래브를 이용하는 데 (Fig. 3), 이러한 실험모형은 연속된 슬래브의 하중조건과 경계조건을 나타내기 어려우며, 또한 강도산정모형의 개발을 위해 필요한 접합부 주변의 응력분포에 대해서도 충분한 정보를 얻기가 어렵다.

이러한 기존 실험연구의 단점을 보완하기 위하여 선행연구⁷⁾에서는 슬래브-기둥 접합부에 대해 비선형 수치해석연구를 수행하였다. 해석결과를 이용하여, 접합부 주위의 휨모멘트와 전단력의 분포 및 강도를 파악하였다. 또한 변수연구결과에 근거하여, Fig. 1에 나타난 바와 같은 새로운 위험단면과 편심전단강도를 사용하는 슬래브-기둥 접합부 설계방법⁶⁾이 제안되었고, 기존의 실험결과와의 비교를 통하여 그 유효성이 검증되었다 (Fig. 2).

* Corresponding author
Tel : 02-880-7065
E-mail : parkhg@snu.ac.kr

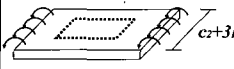
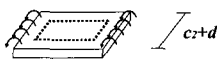
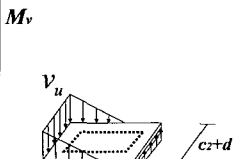
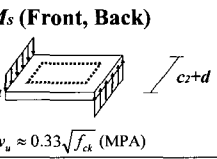
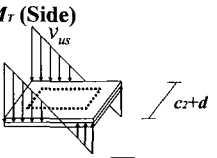
	KCI (ACI) design method	Park and Choi's method
Moment capacity	$M_{pred} = M_f + M_v$	$M_{pred} = M_f + M_s + M_r$
Ratio of $\gamma_f = M_f/M_{pred}$ $\gamma_c = 1 - \gamma_f$	$\gamma_f = 0.6, \gamma_c = 0.4$ γ_f can be increased.	Unspecified
Flexural moment	M_f 	M_f 
Eccentric shear moment	M_v  $v_v = 0.33\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)	M_s (Front, Back)  $v_s \approx 0.33\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)
		M_r (Side)  $v_{sr} \approx 3.5 \times 0.33\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)

Fig. 1 Comparison of strength models proposed by KCI(ACI) and Park & Choi

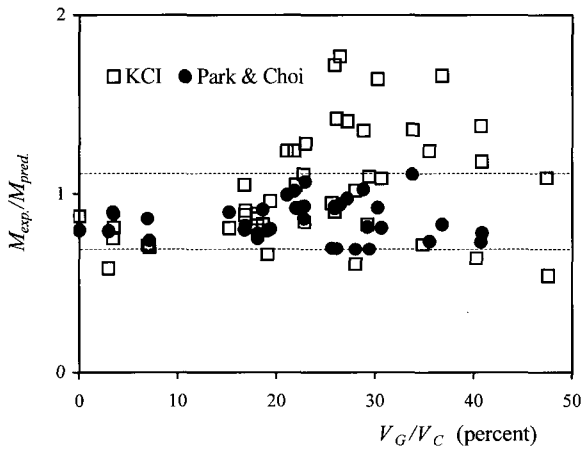


Fig. 2 Prediction of KCI (ACI) and Park & Choi for existing experiments

그러나 제안된 설계방법에서는 접합부 강도산정의 중요한 요소인 편심전단강도의 산정을 위해서, 수치해석과 실험결과에 근거한 경험적인 방법을 사용하였다. 본 연구에서는 불균형 휨모멘트를 재하받는 슬래브-기둥 접합부의 전단강도를 재료역학적으로 규명하기 위하여, 철근콘크리트의 재료파괴기준에 근거하여 접합부의 파괴메커니즘을 분석하였다. 이에 근거하여 개선된 편심전단강도 모델을 개발하였으며, 선행연구⁶⁾에서 개발하였던 설계방법을 재검증하였다.

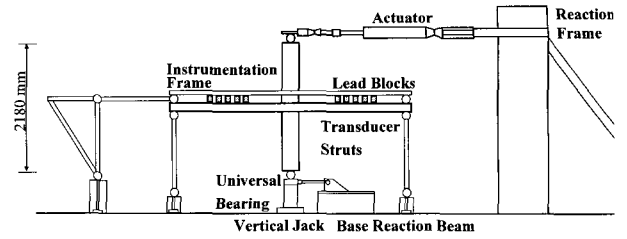
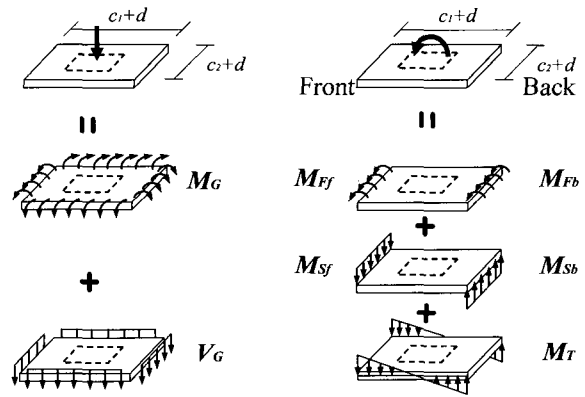


Fig. 3 Test setup: Moehle's experiment⁸⁾



(a) Gravity load (b) Lateral load

Fig. 4 Components of resisting moment at connection

2. 선행연구

선행연구⁷⁾에서는 중력하중 및 횡하중을 재하받는 연속 플랫플레이트 구조의 슬래브-기둥 접합부의 거동과 강도의 규명에 활용하기 위하여, 비선형 유한요소해석을 수행하였다. 슬래브의 기하학적 조건과 재료적 조건 그리고 중력하중의 크기 등 다양한 변수 조합 별로 실제 설계범위를 포괄할 수 있는 넓은 변수범위에 대해 해석연구를 수행하였다. 해석모델은 참고문헌[7]에 제시되어 있다.

Table 1에 나타난 모델명은 주요변수를 나타내고 있는데, 모델명은 계열- c_1 - c_2 - h - ρ_t - ρ_b - V_G/V_c 이며 이때, c_1 =횡하중 재하방향의 기둥 폭 (mm), c_2 =횡하중 직교방향의 기둥 폭 (mm), h =슬래브 두께 (mm), ρ_t =상부철근비 (percent), ρ_b =하부철근비 (percent), V_G/V_c = 접합부의 전단공칭성능 대비 중력하중에 의한 뚫림전단력의 재하비율 (percent), L_1, L_2 = 횡하중 방향과 그 직각방향의 스패ん길이다. 변수연구 결과에 근거하여, Fig. 1에 나타난 바와 같이 새로운 슬래브-기둥 접합부 설계방법을 개발하였다.

접합부 강도계산을 위한 위험단면은 기둥의 둘레로부터 각각 $0.5d$ 만큼 떨어진 단면으로 간주하였다(Fig. 4). 여기서 전면(front)과 후면(back)은 횡하중에 의한 휨모멘

트가 수직하중에 의한 휨모멘트에 부가되는 면과 상쇄되는 면을, 측면(sides)은 전후면에 직교하는 두면을 각각 가리킨다. 불균형 휨모멘트를 받는 접합부의 강도 M 은 전후면의 휨모멘트성분 $M_F (= M_{Ff} + M_{Fb})$ 와 전후면의 편심전단력에 의한 휨모멘트성분 $M_S (= M_{Sf} + M_{Sb})$ 그리고 측면의 편심전단력에 의해 발생하는 비틀림모멘트 M_T 의 합으로 정의하였다(Fig. 1).

$$M = M_F + M_S + M_T \quad (1)$$

여기서 각 모멘트 성분들은 다음과 같다.

$$M_F = M_{Ff} + M_{Fb} = A_{sf}f_yjd + A_{sb}f_yjd \quad (2)$$

$$M_S = M_{Sf} + M_{Sb} = [v_u(c_2 + d)d] \cdot (c_1 + d) \quad (3)$$

$$M_T = [v_{us} - v_g] \frac{2J}{c_1 + d} \quad (4)$$

A_{sf} , A_{sb} = 접합부 전후면에 배근된 상부철근과 하부철근의 단면적, jd = 전후면의 모멘트 팔길이, v_u = 접합부 전후면의 평균 전단강도, v_g = 중력하중에 의해 접합부 측면에 재하되는 평균 전단응력, v_{us} = 접합부 측면(Sides)의 편심전단강도, J = 접합부 측면의 비틀림상수. 각 변수는 선행연구⁶⁾에 자세히 소개되어 있다.

이때 전후면과 측면의 편심전단강도는 비선형해석결과에 근거하여 다음과 같이 각각 정의하였다(Fig. 10, 12).

$$\frac{v_u}{v_c} = \left[-0.8 \left(\frac{c_2}{d} \right) + 8 \right] \left(\frac{c_u}{d} \right) \quad (5)$$

$$\frac{v_{us}}{v_c} = 5.0 - 2.5 \left(\frac{\sigma_G}{f_{ck}} \right) \quad (6)$$

여기서, $v_c = 0.33 \sqrt{f_{ck}}$ (MPa), c_u = 콘크리트 압축대의 깊이, σ_G = 중력하중에 의해 접합부 측면의 콘크리트 압축대에 발생하는 최대 압축응력으로써, 선행연구⁶⁾와 부록에 자세한 계산방법이 소개되어 있다.

현행 설계방법(KCI)와 선행연구에서 제안한 설계방법이 Fig. 1에 비교되어 있으며, 두 설계법의 주요한 차이는 다음과 같다.

- 1) 현행 설계기준에서는 휨모멘트와 편심전단에 대해 서로 다른 위험단면을 사용하는데, 이는 독립된 두 저항성분의 합으로 접합부 강도를 정의하고 있는 설계개념과 상충된다. 반면 제안된 설계방법에서는 휨모멘트와 편심전단에 대하여 동일한 위험단면을 사용하고 있으므로, 설계의 일관성을 유지할 수 있다.
- 2) 현행 설계기준에서는 전체 저항모멘트 중 슬래브의 휨모멘트가 차지하는 비율 $\gamma_f = 0.6$ 그리고 편심전단모멘트의 비율 $\gamma_v = 0.4$ 로 그 비율을 규정하고 있으며,

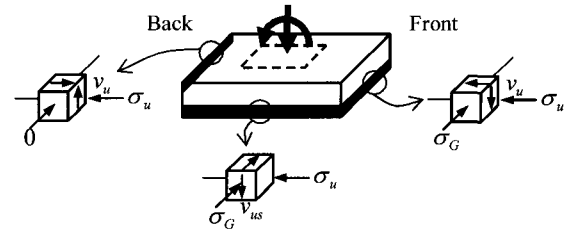


Fig. 5 Stress components at connection under unbalanced moment

또한 이 비율도 설계자에 따라서 조정이 가능하므로 접합부 강도의 정의가 명확하지 않다. 따라서 접합부의 휨모멘트 성능과 편심전단성능을 정확히 평가하기 위한 평가방법으로는 활용할 수 없다. 반면 제안된 설계법에서는 접합부강도의 명확한 정의가 가능하며, 접합부의 성능 평가기준으로 사용이 가능하다.

- 3) 현행 설계기준에서는 전후면과 측면의 최대 편심전단응력이 $v_u = 0.33\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)로 일정하다. 반면 제안된 설계법에서는 전후면과 측면의 최대 편심전단응력을 각기 별도로 산정하며, 그 크기는 전후면에서는 대략 $v_u \approx 0.33\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)이고 측면에서는 안전측으로 $v_{us} \approx 3.5 \times 0.33\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)이다.
- 4) 현행 설계기준에서는 슬래브 휨철근량에 의하여 휨모멘트 저항내력만이 영향을 받으며 전단편심저항내력은 휨철근량에 무관하다. 반면 제안된 설계방법에서는 슬래브 철근량의 증가에 따라서 휨모멘트 저항내력 뿐만 아니라 전단편심저항내력도 증가된다.

선행연구⁶⁾에서는 제안된 강도모델을 비선형 해석결과와 기존 실험결과와 비교하였으며, 그 결과 제안모델이 접합부의 강도를 비교적 정확하게 추정하는 것으로 나타났다(Fig. 2).

3. 파괴기준

불균형 휨모멘트를 재하받는 접합부의 저항모멘트를 산정하기 위해서는, 전후면과 측면의 편심전단강도 v_u , v_{us} 를 결정해야 한다. Fig. 5에 나타난 바와 같이 플랫폼리트 위험단면의 압축대는 휨에 의한 압축응력과 전단응력의 조합력을 재하받으므로, 편심전단강도를 산정하기 위해서는 두 응력의 상호작용을 고려해야 한다. 그러나 식 (5), (6)에 나타난 바와 같이, 선행연구⁶⁾에서는 전후면과 측면의 편심전단강도 산정을 위해서 비선형 수치해석결과에 의존하는 경험식을 사용하였다.

뚫림 전단강도에 대한 선행연구⁴⁾에서는 접합부의 파괴 메카니즘과 뚫림전단강도에 대해 명확한 이론적 토대를

마련하기 위하여, 철근 콘크리트의 재료파괴기준에 근거한 뿔집전단강도모형을 개발하였다. 본 연구에서는 기존 연구 결과에 근거하여, 재료파괴기준을 사용한 편심전단강도모형을 개발하고자 한다. 일반적으로, 플랫폼레이트는 경간대 슬래브 두께의 비가 매우 크므로 휨변형이 지배적으로 발생하며, 따라서 슬래브-기둥 접합부에서 휨모멘트에 의해 인장철근의 항복과 휨균열 손상이 선행되며 그 이후에 전단파괴가 일어난다. 이처럼 슬래브 단면에서 큰 휨균열이 발생한 이후에는 균열이 발생한 인장측보다는 압축대의 콘크리트가 주로 전단력에 저항한다⁹⁾. 또한 압축대의 콘크리트는 휨에 의한 압축응력과 전단응력의 조합력을 받으며, 따라서 본 연구에서는 조합응력을 재하받는 접합부 압축대의 전단강도를 연구하였다.

수직응력과 전단응력의 조합응력을 재하받는 접합부의 전단강도를 추정하기 위해서, Rankine 파괴기준¹⁰⁾을 사용한다. 즉 압축대의 콘크리트에 재하되는 압축주응력 (principal stress)이 콘크리트 압축강도 $-f_{ck}$ 에 도달하면 압축파괴가 일어나고, 평균 응력 개념을 도입하여 철근과 콘크리트 전체에 재하되는 인장주응력이 철근콘크리트 재료의 인장강도 f_{tr} 에 도달하면 인장파괴가 발생하는 것으로 정의하였다. Rankine 파괴기준을 사용하면, 각 모서리에 평행한 방향으로 작용하는 압축응력은 해당 위험단면의 전단강도에 아무런 영향을 미치지 않는다. 따라서 압축대에 직각방향으로 작용하는 주응력에 대한 Rankine의 파괴기준은 Fig. 6에 나타난 바와 같이 2차원의 응력관계로 단순화될 수 있다. 이때 주응력성분과 파괴면은 식 (7)로 정의된다.

압축지배 전단파괴

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + v_u^2} \geq -f_{ck} \quad (7a)$$

인장지배 전단파괴

$$\sigma_2 = -\frac{\sigma_a}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_a}{2}\right)^2 + v_{ua}^2} \leq f_{tr} \quad (7b)$$

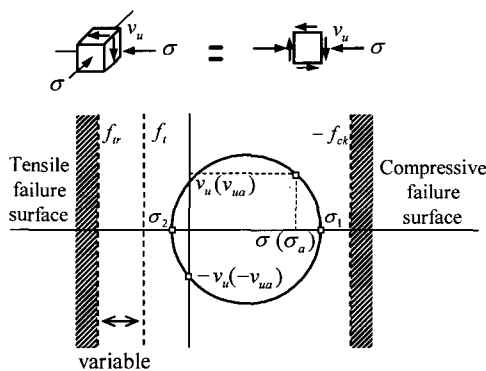


Fig. 6 Rankine's failure criteria of reinforced concrete

여기서, σ , v_u = 콘크리트의 압축응력, 전단응력, σ_a , v_{ua} = 철근콘크리트의 평균 압축응력, 평균 전단응력

Fig. 6에 나타난 바와 같이, 압축파괴강도는 $-f_{ck}$ 로 일정하지만, 인장파괴강도는 압축대에 배근된 철근량에 따라서 변화하는 철근콘크리트의 인장강도 f_{tr} 에 의하여 결정된다. 압축대에 작용하는 압축응력은 중립축에서의 거리에 따라 달라지며, 따라서 식 (7)로부터 압축대의 각 지점에서의 전단강도는 중립축에서의 거리 z 의 함수로 정의된다.

압축지배 전단파괴

$$v_u(z) = \sqrt{f_{ck}[f_{ck} - \sigma_u(z)]} \quad (8a)$$

인장지배 전단파괴

$$v_u(z) = \sqrt{f_{tr}[f_{tr} + \sigma_{ua}(z)]} \quad (8b)$$

휨부재에서 압축응력의 크기 및 분포는 단면에 배치된 철근량 뿐만 아니라 단면의 변형, 즉, 곡률에 따라서 변화하게 된다. Fig. 7에 나타난 바와 같이 휨모멘트에 의하여 휨 손상이 진행됨에 따라서 위험단면의 곡률과 그에 관계된 압축변형률이 증가하게 된다. 압축변형률이 증가할수록 압축대의 길이가 줄어들고 압축응력이 증가한다. Fig. 7(c), (d) 또는 식 8(a)와 8(b)에 나타난 바와 같이, 압축대가 지지하는 허용전단응력은 압축응력의 크기 및 분포와 밀접한 관계를 가지고 있다.

특히 압축응력이 압축강도에 도달하게 되면, 콘크리

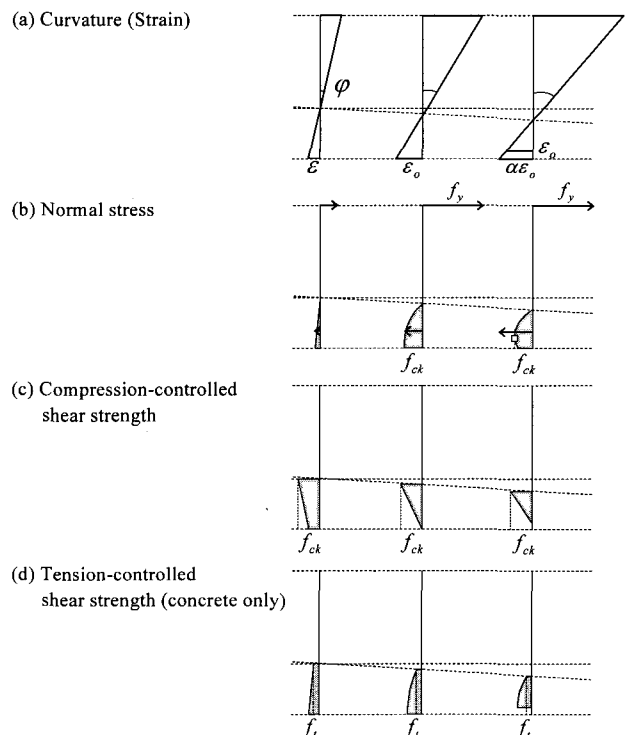


Fig. 7 Variations of normal stress and corresponding shear strength with curvature at connection

트 압축대가 압축연화(compressive softening)를 겪게 되며 더 이상 전단내력을 발휘할 수 없다.

선행연구⁴⁾에서는, 접합부 위험단면에서의 평형관계와 재료파괴기준[식 (8)]을 이용하여 접합부의 전단파괴면을 다음과 같이 정의하였다.

압축지배 전단파괴,

$$v_u = \left(\int_0^{c_u} v_u(z) dz \right) \frac{1}{d} = \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) f_{ck} \frac{c_u}{d} \quad \text{for } \alpha \leq 1 \quad (9a)$$

$$= \left(\frac{1}{2\alpha} \right) f_{ck} \frac{c_u}{d} \quad \text{for } \alpha > 1 \quad (9b)$$

인장지배 전단파괴

$$v_u = \sqrt{f_{tr} [f_{tr} + (\alpha - \alpha^2/3) f_{ck}] \left(\frac{c_u}{d} \right)} \quad \text{for } \alpha \leq 1 \quad (10a)$$

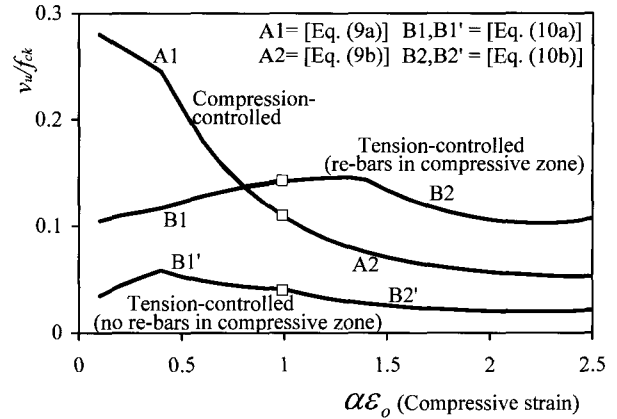
$$v_u = \sqrt{f_{tr} [f_{tr} + (\alpha - \alpha^2/3) f_{ck}] \left(\frac{c_u}{d} \right) \frac{1}{\alpha}} \quad \text{for } \alpha > 1 \quad (10b)$$

여기서, $\alpha \epsilon_o$ = 위험단면의 최대압축변형률, ϵ_o = 콘크리트 압축강도 f_{ck} 에 해당하는 압축변형률

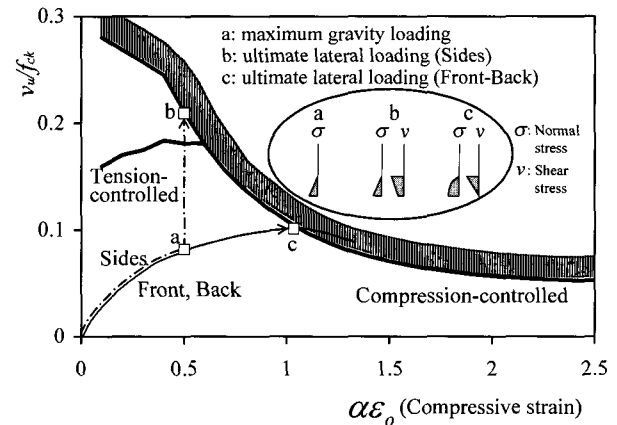
Fig. 8(a)는 식 (9), (10)을 이용해서, 해석모델 E-500-500-180-0.6-0.6과 E-500-500-180-0.6-0에 대한 압축지배 파괴면과 인장지배 파괴면을 나타내고 있다. 곡선 A는 압축지배 파괴면을 가리키고 있는데, 최대압축변형률 $\alpha \epsilon_o$ 가 증가함에 따라서 압축응력이 증가하므로 전단강도가 감소한다. 곡선 B와 B'는 인장지배 파괴면을 가리키고 있는데, $\alpha < 1$ 인 경우에는, 압축변형률과 압축응력이 증가함에 따라서 인장파괴가 지연되므로 대체로 인장지배 전단파괴강도가 증가한다 [Eq. (10a)]. 반면에 $\alpha \geq 1$ 인 경우에는, 압축연화가 발생하는 면적이 증가하므로 인장지배 전단파괴강도가 감소한다 [Eq. (10b)]. 또한 압축대에 철근이 배치되는 경우(곡선 B)에는 압축대의 인장파괴강도 f_{tr} 이 증가하므로, 철근이 배치되지 않은 경우(곡선 B')에 비하여 인장파괴강도가 크게 증가한다.

4. 편심전단강도

접합부의 각 위험단면의 전단강도는 위험단면에 작용하는 휨모멘트에 의하여 영향을 받는다(Fig. 4, 5). 전후면에는 중력하중(또는 균형모멘트)과 함께 횡하중(또는 불균형 모멘트)에 의하여 극한의 휨모멘트가 발생하며, 반면 측면에는 중력하중에 의하여 휨모멘트가 발생되며, 일반적으로 이 휨모멘트의 크기는 항복모멘트보다 크지 않다. Fig. 8(b)는 접합부 위험단면의 파괴



(a) Failure surface: E-500-500-180-0.6-0.6 (curve A and B) or E-500-500-180-0.6-0 (curve A and B')



(b) Behavior of shear strength

Fig. 8 Failure criteria at plate-column connection

면과 함께 성능곡선을 개념적으로 나타내고 있다. 곡선 oac는 접합부 전면의 성능곡선을 가리키는데, 중력하중 이후 횡하중이 재하되는 동안 전면에서는 휨모멘트와 전단력이 동시에 증가하므로, 최대압축변형률이 계속 증가하며 최종적으로 파괴면에 도달하면서 전단강도가 결정된다.

한편, 횡하중이 재하되는 동안, 접합부 후면에서는 먼저 압축변형률과 전단응력의 제하(unloading)가 발생하며 그 이후에는 전면의 반대방향으로 압축변형률이 계속해서 증가한다. 후면의 성능곡선이 전면의 반대방향에 위치하는 전단파괴면에 최종적으로 도달하면서 후면의 전단강도가 결정된다. 따라서 압축변형률의 제하 이후에는, 횡하중에 대한 후면의 성능곡선은 전면과 대략적으로 대칭을 이루므로 곡선 oab는 접합부 측면의 성능곡선을 가리키는데, 중력하중이 재하되는 동안에는 전후면과 거동이 동일하지만, 횡하중이 재하되는 동안에는

측면의 최대압축변형률이 평균적으로 그다지 변화하지 않으므로 최종적으로 파괴면에 도달하는 순간 전후면보다 매우 큰 전단력을 지지하게 된다.

한편, 일반적으로 플랫플레이트 접합부 위험단면의 상하부에는 상당한 철근량이 배치되어 있으며, 따라서 인장 지배 전단강도가 크게 증가하므로 인장지배 전단파괴가 발생할 가능성은 크지 않다. 특히 접합부 측면은, 인근 전후면에 극한상태의 압축응력이 재하되고 있기 때문에, 측면의 압축대에 인장균열이 국부적으로 발생하더라도 인장균열의 진전이 억제되며, 따라서 압축지배 전단파괴면에 이르기까지 전단저항을 계속 발휘하게 된다[Fig. 8(b)].

따라서 본 연구에서는 전후면과 측면의 전단강도식을 구분하여 개발하였으며, 압축지배 전단파괴에 근거하여 접합부의 뿔림전단강도식을 개발하였다.

4.1 전후면의 편심전단강도

본 연구에서는, Rankine 재료파괴기준을 적용하여 접합부 전후면의 편심전단강도를 재 정의하기 위해서, Fig. 9와 같이 변형률이 선형적으로 분포하고 인장철근은 항복한다고 가정하였다. 횡하중이 재하되는 동안 접합부 후면에는 압축응력의 제하(unloading)가 발생하며 극한상태에서는 전후면에 압축응력의 재분배가 발생하므로, 전후면에서 압축응력의 분포가 매우 복잡하다. 따라서 본 연구에서는 계산의 편의를 위해서, 전후면에 대해 평균응력의 개념을 도입해서 전후면의 콘크리트 압축대에 재하되는 압축응력의 크기와 분포가 동일하며 압축연화가 발생하지 않는 것으로 가정하였다. 이때 콘크리트 압축대에는 식 (11)에서 정의하는 포물선 형태의 압축응력이 분포하는 것으로 가정하였다.

$$\sigma_u(\epsilon) = f_{ck} \left[2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_o} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (11a)$$

또는,

$$\sigma_u(z) = f_{ck} \left[2 \left(\frac{z}{c_u} \right) - \left(\frac{z}{c_u} \right)^2 \right] \quad (11b)$$

압축파괴가 일어나는 순간 압축대 각 지점에서의 전단강도는 식 (8a)에 식 (11b)를 대입하여 구할 수 있다(Fig. 10).

$$v_u(z) = f_{ck} \left(1 - \frac{z}{c_u} \right) \quad (12)$$

이때 압축대에서 전단강도의 분포는 선형이 되며, 전후면의 평균 전단강도는 식 (13)으로 정의된다.

$$v_u = \left(\int_0^{c_u} v_u(z) dz \right) \frac{1}{d} = \frac{1}{2} f_{ck} \frac{c_u}{d} \quad (13)$$

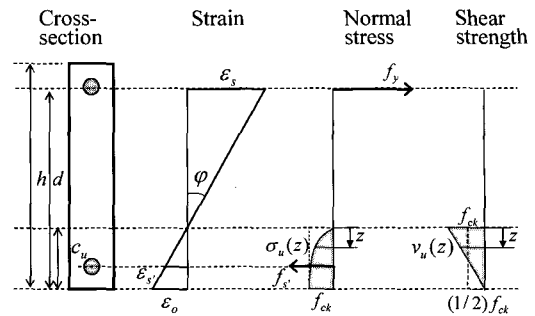


Fig. 9 Stress and strain profile in the front-back

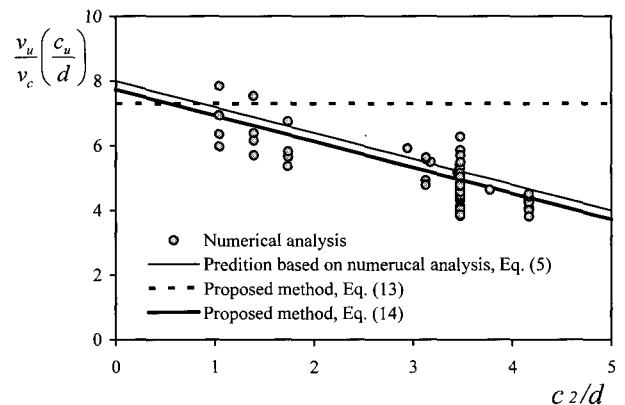


Fig. 10 Relationship between $(v_u/v_c) \cdot (c_u/d)$ and c_2/d at front-back

Table 1에 제시된 해석모델에 대해, 비선형수치해석에 근거하여 제안된 식 (5)와 재료파괴기준에 근거하여 제안된 식 (13)을 이용해서 접합부 전후면의 평균 전단강도를 추정하였으며, Fig. 10에는 추정결과가 비교되고 있다. 그림에 나타난 바와 같이 본 연구에서 제안된 전단강도식은 수치해석결과를 비교적 정확하게 설명하고 있으나, 대체적으로 위험단면의 형상비 c_2/d 가 커질수록 전단강도를 과대평가하는 경향을 보이고 있다. 그 이유는 위험단면의 형상이 장방형에 가까워질수록 측면에 작용하는 전단응력 $v_{us}(= 3.5 v_c)$ 의 영향을 받아 전후면 위험단면의 양 단부가 조기에 압축파괴 되므로 전체 전단강도가 감소하기 때문이다.

이처럼 위험단면의 형상비 c_2/d 에 따라 접합부의 전단강도가 저하되는 현상은, 비선형 수치해석결과⁶⁾와 Vanderbilt¹¹⁾의 실험연구에서도 확인되었다. 반면 본 연구에서 제안된 전단강도식은 위험단면 전체에 대해 평균 압축응력과 평균 전단응력의 관계를 사용하므로, 양단부의 전단강도가 조기에 국부적으로 저하되는 현상을 충분히 설명할 수 없다. 따라서 위험단면의 형상비에 따른 전단강도의 저하현상을 고려하기 위해서, 수치해석결과에 근거하여 보정계수 λ 를 도입하여 접합부 전후면의 평균전단강도식을 다음과 같이 수정하였다.

$$v_u = \frac{\lambda}{2} f_{ck} \frac{c_u}{d} \quad (14)$$

$$\text{여기서, } \lambda = 1.05 - 0.11 \frac{c_2}{d} \quad (15)$$

Fig. 10에 의하면, 제안식 (14)은 수치해석결과를 비교적 정확하게 나타내고 있다.

4.2 측면의 편심전단강도

측면의 압축대에는, 중력하중에 의해 휨모멘트가 발생하며(Fig. 4), 일반적으로 항복모멘트보다 작다. 따라서 극한 휨모멘트의 영향을 고려하는 전후면과는 달리 측면에서는 항복모멘트보다 작은 중력하중에 의한 휨모멘트를 고려해야 한다. Fig. 5에는 중력하중과 불균형 휨모멘트에 의해 접합부 측면에 발생하는 응력성분들이 제시되어 있다. 불균형 휨모멘트를 재하받는 동안에 접합부 측면의 압축대에 분포되는 수직응력은 실제 매우 복잡하게 변화하지만, 본 연구에서는 접합부 측면의 압축대에 발생하는 균형 휨모멘트는 평균적으로 거의 변화하지 않는다고 가정한다. Fig. 11에 나타난 바와 같이 접합부 측면의 압축대에는 중력하중에 의해서 최대압축응력 σ_G 가 재하되며, 압축응력이 선형으로 분포하는 것으로 가정하였다. 계산의 편의를 위하여 압축대에 분포되는 압축응력을 등가의 압축응력블럭 $\sigma_{GB}(=1/2 \sigma_G)$ 으로 치환하였다. 이때, 압축대에 대한 전단강도 $v_{us, cu}$ 와 유효깊이 전체에 대한 전단강도 v_{us} 는 식 (8a)의 압축과괴기준으로부터 각각 식 (16), (17)로 정의된다.

$$v_{us, cu} = \sqrt{f_{ck} \left(f_{ck} - \frac{1}{2} \sigma_G \right)} \quad (16)$$

$$v_{us} = \sqrt{f_{ck} \left(f_{ck} - \frac{1}{2} \sigma_G \right) \left(\frac{c_G}{d} \right)} \quad (17)$$

여기서, c_G = 중력하중에 대한 콘크리트 압축대의 길이,

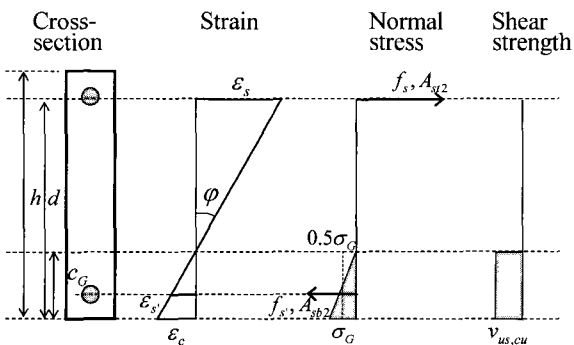


Fig. 11 Stress and strain profile in the side face, developed by gravity load

불균형 휨모멘트를 받는 플랫플레이트-기둥 접합부의 편심전단강도

σ_G 와 c_G 에 대한 자세한 계산방법은 선행연구⁶⁾와 부록에 소개되어 있다.

Fig. 12에는 접합부 측면의 편심전단강도에 대해, 비선형 수치해석결과와 본 연구에서 개발한 전단강도식에 의한 추정결과가 비교되어 있다. 비교결과, 제안된 전단강도식은 중력하중에 의해 발생하는 압축응력의 크기에 따라 편심전단강도의 변화를 정확하게 추정하는 것으로 나타났다.

4. 모멘트 산정방법 및 검증

선행연구⁶⁾에서 제안된 바와 같이, 접합부의 총 저항모멘트 $M_{pred.}$ 는 다음과 같이 정의된다.

$$M_{pred.} = M_F + M_S + M_T \quad (18)$$

M_F , M_S , M_T 는 선행연구에서 제안된 식 (2), (3), (4)에 의하여 각각 산정된다. 여기서 전후면과 측면의 편심전단강도 v_u , v_{us} 는, 본 연구에서 재료파괴기준에 근거하여 재정의되었으므로 식 (14)와 식 (17)에 의해서 산정된다.

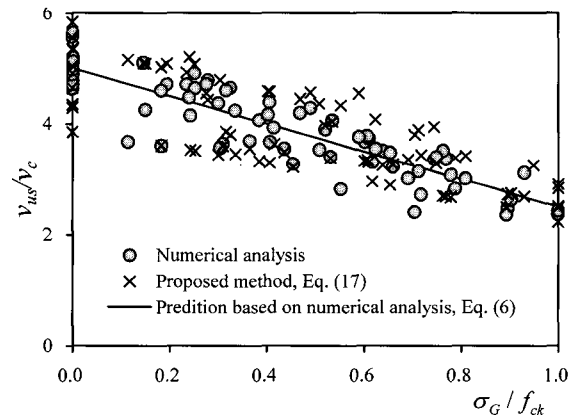


Fig. 12 Relationship between v_{us}/v_c and σ_G/f_{ck} at Sides

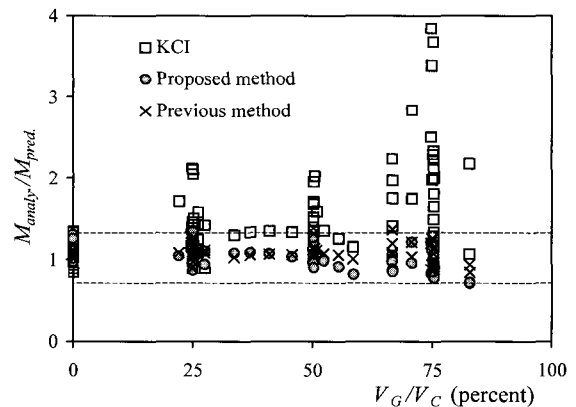


Fig. 13 Strength prediction for analytical models

Fig. 13과 Table 1은 해석모델에 대한 해석결과와 제안된 설계방법에 의한 강도추정결과를 비교하고 있다. 비교 결과, 본 연구와 선행연구에서 제안된 설계방법들은, 예측 강도 대비 해석강도가 각각 평균 1.03, 1.08, 표준편차 11.0, 16.3 %로써 기존 설계기준 보다 집합부 강도를 정확하게 추정하는 것으로 나타났다. 또한 이 그림에서 콘크리트구조 설계기준¹⁾(KCI)에 제시된 강도산정식과 본 연구에서 제안된 강도산정모델에 의한 추정결과가 함께 비교되고 있는데, 기존의 설계기준에 의한 강도는 전반적으로

해석결과를 과소평가하고 있으며 또한 큰 편차를 보이는 것을 알 수 있다. 제안된 강도산정모델의 유효성을 검증하기 위해, 제안된 강도모델을 기존 실험결과에 적용하였다. 기존 시험체의 부재 형상 및 재료 특성, 그리고 시험체의 강도산정결과와 실험강도의 비교는 Table 2에 정리되어 있다. Fig. 14과 Table 2에 의하면, 실험강도 대 예측강도의 비 ($M_{exp.}/M_{pred.}$)는 평균 0.83, 표준편차 11.1 %로써, 제안된 강도산정모델은 콘크리트구조 설계기준 보다 상대적으로 정확한 추정능력을 가지는 것으로 나타났다.

Table 1 Numerical results and strength prediction for analytical models

Model ($c_1 - c_2 - h - \rho_t - \rho_b - V_G/V_C$) ⁽¹⁾	Strength component			Comparison of strength	Model ($c_1 - c_2 - h - \rho_t - \rho_b - V_G/V_C$) ⁽¹⁾	Strength component			Comparison of strength
	$\frac{M_{S\,analy.}}{M_{S\,pred.}}$	$\frac{M_{F\,analy.}}{M_{F\,pred.}}$	$\frac{M_{T\,analy.}}{M_{T\,pred.}}$	$\frac{M_{analy.}^{(2)}}{M_{pred.}}$		$\frac{M_{S\,analy.}}{M_{S\,pred.}}$	$\frac{M_{F\,analy.}}{M_{F\,pred.}}$	$\frac{M_{T\,analy.}}{M_{T\,pred.}}$	$\frac{M_{analy.}^{(2)}}{M_{pred.}}$
E-500-500-180-0.3-0.3-0	1.46	1.07	1.24	1.27	U-500-500-180-0.9-0.45-75	1.03	0.85	0.61	0.79
E-500-500-180-0.3-0.3-25	1.42	1.29	1.13	1.24	U-500-500-180-1.2-0.6-0	1.07	1.03	0.90	0.97
E-500-500-180-0.3-0.3-50	1.39	1.51	1.00	1.22	U-500-500-180-1.2-0.6-25	1.03	0.97	0.90	0.96
E-500-500-180-0.3-0.3-75	1.16	1.13	0.65	0.91	U-500-500-180-1.2-0.6-50	1.09	0.89	0.79	0.90
E-500-500-180-0.6-0.6-0	1.24	0.98	1.08	1.10	U-500-500-180-1.2-0.6-75	1.04	0.81	0.60	0.79
E-500-500-180-0.6-0.6-25	1.22	1.03	1.13	1.13	S1-150-150-180-0.3-0.3-25	1.51	1.55	0.96	1.27
E-500-500-180-0.6-0.6-50	1.24	1.09	0.91	1.06	S1-150-150-180-0.3-0.3-75	1.33	1.47	0.91	1.21
E-500-500-180-0.6-0.6-75	1.11	0.91	0.56	0.83	S1-150-150-180-1.2-1.2-25	1.21	0.83	0.68	0.87
E-500-500-180-0.9-0.9-0	1.18	0.96	1.04	1.05	S1-150-150-180-1.2-1.2-75	1.14	0.78	0.64	0.83
E-500-500-180-0.9-0.9-25	1.20	0.96	1.00	1.05	S1-450-450-180-0.3-0.3-25	1.42	1.46	1.26	1.35
E-500-500-180-0.9-0.9-50	1.21	0.97	0.82	0.98	S1-450-450-180-0.3-0.3-75	1.43	1.39	0.99	1.22
E-500-500-180-0.9-0.9-75	1.08	0.82	0.65	0.79	S1-450-450-180-1.2-1.2-25	1.24	0.99	0.96	1.04
E-500-500-180-1.2-1.2-0	1.18	0.98	0.97	1.03	S1-450-450-180-1.2-1.2-75	1.21	0.95	0.77	0.96
E-500-500-180-1.2-1.2-25	1.19	0.97	0.90	1.00	S2-200-200-180-0.3-0.3-25	1.51	1.50	1.13	1.33
E-500-500-180-1.2-1.2-50	1.20	0.95	0.80	0.96	S2-200-200-180-0.3-0.3-75	1.28	1.41	0.96	1.19
E-500-500-180-1.2-1.2-75	1.07	0.79	0.74	0.79	S2-200-200-180-1.2-1.2-25	1.22	0.89	0.80	0.94
C-300-600-180-0.6-0.6-50	1.23	1.12	0.88	1.09	S2-200-200-180-1.2-1.2-75	1.13	0.82	0.67	0.86
C-450-600-180-0.6-0.6-50	1.28	1.08	0.85	1.05	S2-600-600-180-0.3-0.3-25	1.32	1.35	1.14	1.22
C-600-600-180-0.6-0.6-50	1.27	1.06	0.76	0.98	S2-600-600-180-0.3-0.3-75	1.35	1.27	0.60	0.96
C-750-600-180-0.6-0.6-50	1.25	1.03	0.68	0.91	S2-600-600-180-1.2-1.2-25	1.19	1.01	0.87	1.00
C-900-600-180-0.6-0.6-50	1.18	1.04	0.62	0.82	S2-600-600-180-1.2-1.2-75	1.13	0.86	0.47	0.78
T-600-600-180-0.6-0.6-50	1.27	1.06	0.76	0.98	S3-250-250-180-0.3-0.3-25	1.41	1.49	1.20	1.34
T-600-600-195-0.6-0.6-50	1.28	1.09	0.84	1.03	S3-250-250-180-0.3-0.3-75	1.18	1.31	0.92	1.12
T-600-600-210-0.6-0.6-50	1.33	1.11	0.89	1.07	S3-250-250-180-1.2-1.2-25	1.21	0.94	0.87	0.98
T-600-600-225-0.6-0.6-50	1.34	1.09	0.93	1.09	S3-250-250-180-1.2-1.2-75	1.12	0.84	0.65	0.86
T-600-600-240-0.6-0.6-50	1.37	1.04	0.92	1.08	S3-750-750-180-0.3-0.3-25	1.27	1.38	0.97	1.10
U-500-500-180-0.3-0.15-0	1.58	1.16	1.22	1.30	S3-750-750-180-0.3-0.3-75	1.08	0.93	0.69	0.71
U-500-500-180-0.3-0.15-25	1.43	1.74	1.23	1.31	S3-750-750-180-1.2-1.2-25	1.20	1.04	0.76	0.94
U-500-500-180-0.3-0.15-50	1.54	1.54	1.05	1.27	S3-750-750-180-1.2-1.2-75	1.11	0.80	0.63	0.72
U-500-500-180-0.3-0.15-75	1.19	1.16	0.67	0.92	F-500-500-180-0.3-0.3-0	1.49	1.09	1.19	1.25
U-500-500-180-0.6-0.3-0	1.29	1.01	1.13	1.15	F-500-500-180-0.3-0.3-65	1.31	1.53	0.76	1.05
U-500-500-180-0.6-0.3-25	1.20	1.24	1.10	1.16	F-500-500-180-0.6-0.6-0	1.22	1.03	1.10	1.12
U-500-500-180-0.6-0.3-50	1.23	1.11	0.93	1.06	F-500-500-180-0.6-0.6-65	1.20	1.13	0.75	0.98
U-500-500-180-0.6-0.3-75	1.09	0.92	0.60	0.83	F-500-500-180-0.9-0.9-0	1.13	0.97	1.04	1.05
U-500-500-180-0.9-0.45-0	1.11	1.10	0.97	1.04	F-500-500-180-0.9-0.9-65	1.14	0.95	0.66	0.88
U-500-500-180-0.9-0.45-25	1.10	1.08	0.96	1.03	F-500-500-180-1.2-1.2-0	1.13	0.99	0.97	1.02
U-500-500-180-0.9-0.45-50	1.09	1.00	0.84	0.95	F-500-500-180-1.2-1.2-65	1.13	0.90	0.63	0.85
Mean									1.03
Standard deviation									0.161

⁽¹⁾ c_1, c_2 = length of cross section of column parallel and normal to the direction of bending moment; h = slab thickness; ρ_t = steel ratio of top reinforcement; ρ_b = steel ratio of bottom reinforcement; V_G/V_C = gravity shear ratio; span lengths $L_1, L_2 = 3000$ mm for S1 series, $L_1, L_2 = 4000$ mm for S2 series, $L_1, L_2 = 5000$ mm for S3 series, and $L_1, L_2 = 6000$ mm for the other series; and compressive strength $f_{ck} = 30.0$ MPa for F series, and $f_{ck} = 23.5$ MPa for the other series. ⁽²⁾ The Strength of connection were calculated by the proposed method, Eq. (18).

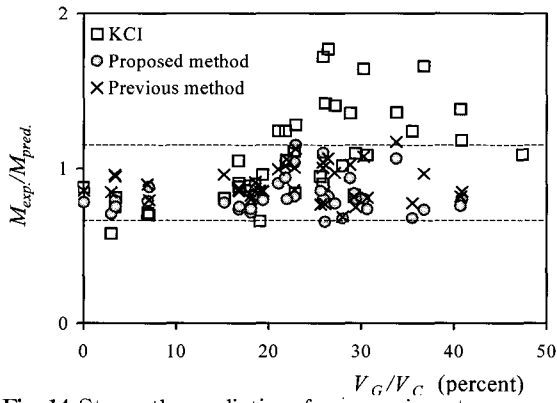


Fig. 14 Strength prediction for experiments

실험결과는 제안된 강도모델에 의한 추정결과 보다 대략 15% 정도 작은 강도를 보이는데, 선행연구⁶⁾에 의하면, 그 이유는 실험체의 경계조건과 하중재하방식이 실제 연속슬래브와는 다르기 때문이다. 기존의 시험체는 Fig. 3과 같은 기둥과 주위의 슬래브로 구성되어 있는데, 일반적으로 중력하중 재하방식으로 기둥의 치올림(제업)이 사용되고 있으며 슬래브의 모서리가 단순지지되어 있어서 실제 연속슬래브의 경계조건과는 다르다. 이러한 중력하중 재하방식과 경계조건의 차이로 인해, 접합부 주위에 응력집중이 발생하며 조기에 전후면의 전단저항능력이 상실되므로 접합부 강도가 상대적으로 저하된다.

Table 2 Strength prediction for experimental specimens

Specimen		L_1 (mm)	L_2 (mm)	c_1 (mm)	c_2 (mm)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	Reinforcement ratio (%) ⁽¹⁾		Thickness (mm)	V_G/V_c (%)	Comparison of strength $\frac{M_{exp.}}{M_{pred.}}$
								Top	Bottom			
Morison and sozen ¹²⁾	S1	1829	1829	305	305	45.7	322.5	0.54	0.54	76.2	3	0.71
	S2	1829	1829	305	305	35.1	330.0	0.82	0.82	76.2	3	0.79
	S3	1829	1829	305	305	33.9	334.9	1.09	1.09	76.2	3	0.75
	S4	1829	1829	305	305	34.9	319.7	0.68	0.82	76.2	7	0.79
	S5	1829	1829	305	305	35.1	339.7	0.82	0.82	76.2	15	0.78
Islam and Park ¹³⁾	1	2743	2286	229	229	27.3	355.5	0.90	0.45	88.9	25	0.82
	2	2743	2286	229	229	31.9	373.4	0.90	0.45	88.9	23	0.90
	3C	2743	2286	229	229	29.7	315.6	0.90	0.45	88.9	24	0.94
Robertson ⁵⁾	8I	2896	1981	254	254	39.3	524.3	0.70	0.70	114.3	18	0.74
Durrani and Luo ⁵⁾	I I	2896	1981	254	254	20.7	380.3	0.52	0.00	114.3	8	0.88
	INT1	3048	2896	254	254	30.9	417.5	0.49	0.00	114.3	43	0.80
Hanson and Hanson ¹⁴⁾	A12	1829	1219	152	152	33.2	372.1	1.22	1.22	76.2	29	0.82
	A13L	1829	1219	152	152	32.8	370.0	1.22	1.22	76.2	29	0.81
	B16	1829	1219	305	152	30.4	340.4	1.22	1.22	76.2	29	0.66
	C17	1829	1219	152	305	36.0	341.1	1.22	1.22	76.2	24	0.80
Zee and Moehle ¹⁵⁾	INT	1829	1829	137	137	26.2	434.8	0.57	0.46	61.0	24	1.16
Pan and Moehle ⁸⁾	1	3658	3658	274	274	33.3	471.3	0.67	0.25	121.9	35	0.68
	3	3658	3658	274	274	31.3	471.3	0.76	0.25	121.9	22	1.06
Hawkins et al ¹⁶⁾	S1	3658	2134	305	305	23.4	458.9	0.65	0.38	152.4	45	0.80
	S2	3658	2134	305	305	23.2	459.6	1.42	0.66	152.4	89	0.76
	S4	3658	2134	305	305	26.5	458.9	0.69	0.36	152.4	80	0.74
Farhey et al ¹⁷⁾	1	2690	2690	300	200	35.1	456.8	0.68	0.44	80.0	0	0.78
	2	2690	2690	300	200	35.1	456.8	0.68	0.44	80.0	0	0.78
	3	2690	2690	300	200	15.0	456.8	0.68	0.44	80.0	26	0.86
	4	2690	2690	300	120	15.0	456.8	0.68	0.44	80.0	30	0.81
Durrani and Du ¹⁸⁾	DNY1	2896	1981	254	254	35.3	372.1	0.52	0.00	114.3	20	0.81
	DNY3	2896	1981	254	254	24.6	372.1	0.52	0.00	114.3	24	1.04
	DNY4	2896	1981	254	254	19.1	372.1	0.52	0.00	114.3	28	1.10
Robertson and Durrani ¹⁹⁾	1	2896	1981	254	254	38.0	500.2	0.74	0.74	114.3	21	0.72
	2C	2896	1981	254	254	33.0	500.2	0.74	0.74	114.3	22	0.79
	3SE	2896	1981	254	254	44.0	500.2	0.74	0.74	114.3	19	0.74
	4S	2896	1981	254	254	43.8	500.2	0.74	0.74	114.3	19	0.75
	5SO	2896	1981	254	254	38.0	500.2	0.74	0.74	114.3	21	0.74
Amin Ghali ²⁰⁾	SM0.5	1830	1830	305	305	36.8	470.0	0.43	0.14	152.0	29	0.84
	SM1.0	1830	1830	305	305	33.4	470.0	0.87	0.29	152.0	31	0.74
	SM1.5	1830	1830	305	305	40.0	470.0	1.30	0.43	152.0	28	0.68
	DM0.5	1830	1830	305	305	44.1	470.0	0.43	0.14	152.0	19	0.90
	DM1.0	1830	1830	305	305	32.7	470.0	0.87	0.29	152.0	29	0.94
	DM1.5	1830	1830	305	305	42.5	470.0	1.30	0.43	152.0	27	0.78
Mean												0.83
Standard deviation												0.111

(1) The ratios were calculated for gross area.

선행연구⁶⁾에서는 실제 시험체의 하중 및 경계조건을 반영하기 위해, 접합부 주위에 작용하는 실제 전단력과 휨모멘트를 직접 반영하여 강도추정식을 보정한 결과, 추정력이 크게 개선되었다. 따라서 접합부 주위의 응력을 정확히 구할 수 있다면 다양한 경계조건이나 하중조건에서도 제안된 강도식을 적용할 수 있는 것으로 나타났다.

5. 결 론

플랫플레이트-기둥 접합부의 불균형 휨모멘트강도를 규명하기 위해 많은 실험연구와 이론연구가 수행되었으며, 실험결과에 근거하여 다양한 설계기준들이 개발되어 있다. 그러나 기존의 실험연구³⁾에 의하면 실험방식에 따라서 접합부의 전단강도가 큰 차이를 보이고 있으며, 현행 설계기준은 접합부의 휨모멘트 강도를 정확히 예측하지 못하고 있다.

선행연구⁶⁾에서는 비선형 유한요소해석결과에 근거하여, 접합부의 불균형 휨모멘트 강도를 정확히 산정할 수 있는 새로운 접합부 설계방법을 개발하였다. 그러나 제안된 설계방법에서는 접합부의 편심전단강도를 경험식에 의존하는 한계가 있었다.

본 연구에서는 슬래브-기둥 접합부의 편심전단파괴메카니즘을 재료역학적으로 분석하기 위해, Rankine 주응력 파괴기준을 이용하였다. 분석결과에 근거하여 접합부 위험 단면에 대해 개선된 편심전단강도모형을 개발하였다. 개발된 편심전단강도식을 이용하여, 비선형 유한요소해석결과에 근거하여 선행연구⁶⁾에서 개발하였던 슬래브-기둥 접합부의 설계방법을 재검증하였다. 개발된 편심전단강도모형은 다양한 설계변수에 대하여 기존의 설계식이나 이론식보다 접합부강도를 정확히 추정할 수 있으므로, 현행 설계기준의 개선에 활용될 수 있다.

감사의 글

본 연구는 지진공학센터(KEERC)과 동부건설의 재정적 지원에 의해 수행되었으며 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

참고문헌

1. 한국콘크리트학회, "콘크리트구조설계기준", 한국콘크리트학회, 1999.
2. American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete," ACI 318-02. American Concrete Institute, 2002, pp.184~186, 213~232, 337~342.
3. Elstner, R. C. and Hognestad, E., "An Investigation

- of Reinforced Concrete Slabs Failing in Shear," Mineographed Report, University of Illinois, Department of Theoretical and Applied Mechanics, Mar. 1953.
4. 최경규, 박홍근, "플랫플레이트-기둥 접합부의 뚫림전단강도", 콘크리트학회 논문집, 제16권 2호, 2004.
5. Luo, Y. H. and Durrani, A. J., "Equivalent Beam Model for Flat-Slab Buildings-Part1: Interior Connections," *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.1, Jan.-Feb. 1995, pp.115~124.
6. 최경규, 박홍근, "불균등 휨모멘트를 받는 플랫플레이트-기둥 접합부의 강도산정모형", 콘크리트학회 논문집, 제14권 6호, 2002, pp.961~972.
7. 최경규, 황영현, 박홍근, "불균등 휨모멘트를 받는 플랫플레이트-기둥 내부 접합부의 강도에 대한 해석연구", 콘크리트학회 논문집, 제14권 6호, 2002, pp.949~960.
8. Pan, Austin D. and Moehle, J. P., "An Experimental Study of Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.6, Nov.-Dec. 1992, pp.626~638.
9. Farhey, D. N., Yankelevsky, D. Z., and Adin, Moshe A., "Resistance Mechanism Model for Reinforced Concrete Flat Slab-Column Frame Connections," *ACI Structural Journal*, Vol.94, No.6, Nov.-Dec., 1997, pp.653~662.
10. Chen, W. F., "Plasticity in reinforced concrete," McGraw-Hill, New York, pp.204~205.
11. Vanderbilt. M. D., "Shear Strength of Continuous Plates," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol.98, No.ST5, May 1972, pp.961~973.
12. Morrison, D. G. and Sozen, M. A., "Response of Reinforced Concrete Plate-Column Connections to Dynamic and Static Horizontal Loads," *Civil Engineering Studies, Structural Research Series*, No.490, University of Illinois, Urbana, Apr. 1981.
13. Islam, S. and Park, R., "Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.102, No.ST3, Mar. 1976, pp.549~568.
14. Hanson, N. M. and Hanson, J. M., "Shear and Moment Transfer Between Concrete Slab and Column," *Journal of Portland Cement Association*, Research and Development Laboratories, Vol.10, No.1, Jan. 1968, pp.2~16.
15. Zee, H. L. and Moehle, J. P., "Behavior of Interior and Exterior Flat Plate Connections Subjected to Inelastic Load Reversals," Report No. UCB/EERC-84/07, College of Engineering, University of California at Berkeley, Aug. 1984, 130pp.
16. Hawkins, N. M., Mitchell, D., and Sheu, M. S.,

"Cycle Behavior of Six Reinforced Concrete Slab-Column Specimens Transferring Moment and Shear," *Progress Report 1973-74 on NSF Project GI-38717*, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, 1976.

17. Farhey, D. N., Adin, Moshe A., and Yankelevsky, D. Z., "Flat Slab-Column Subassemblages under Lateral Loading," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.119, No.6, June 1993, pp.1903~1916.
18. Durrani, A. J. and Du, Y., "Seismic Response of Slab-Column Connections in Existing Non-Ductile Flat-Plate building," Technical Report NCEER-92-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY, May 1992.
19. Robertson, I. N. and Durrani, A. J., "Seismic Response of Connections in Indeterminate Flat-Plate Subassemblies," Structural Research at Rice, Report No.41, Department of Civil Engineering, Rice University, Houston, July 1990, 266pp.
20. Ghali, A., Elmasri, Mahmoud, Z., and Diler, Walter, "Punching of Flat Plates under Static and Dynamic Horizontal Force," *ACI Journal*, October 1976, pp.566~572.
21. Allen, F. and Darvall P., "Lateral Load Equivalent Frame," *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.6, July 1977, pp.294~299.

부 록

중력하중에 의해 접합부 측면의 압축대에 재하되는 압축응력의 크기 σ_G 를 산정하기 위해서는, 중력하중에 의하여 측면에 재하되는 휨모멘트 M_G 를 구해야 한다.

Allen²¹⁾은 플랫플레이트 구조에 대해 슬래브의 유효폭 βL_1 을 수평부재로 갖는 등가의 평면골조로 치환하는 방법을 제안하였다. 이는 슬래브 유효폭 만큼의 강성이 모멘트 저항을 일으킨다는 것을 의미한다. 또한 비선형 해석결과에 의하면, 유효폭 βL_1 에 작용하는 모멘트 중에서 기둥면에 전달되는 휨모멘트 비율은 대략 40%인 것으로 나타났다. 따라서 스펠의 길이가 일정한 연속슬래브에서, 중력하중이 균등하게 작용할 때 M_G 는 다음과 같이 정의된다(Fig. 15).

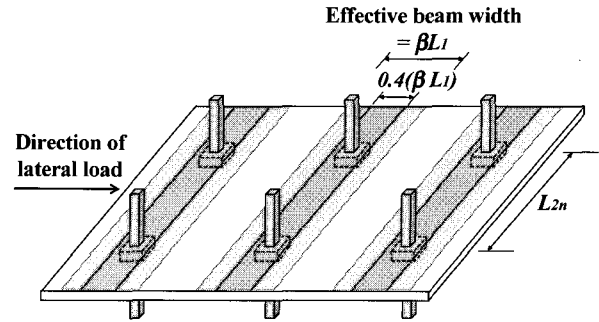


Fig. 15 Effective beam width for flat plate

$$M_G = \frac{w(0.4\beta L_1)L_{2n}^2}{12} \leq M_y (= A_{st2}f_y \cdot jd)$$

$$M_G = \frac{(0.4\beta L_1)L_{2n}^2[2(c_1 + c_2 + 2d)]v_c}{12[L_1L_2 - (c_1 + d)(c_2 + d)]} \cdot \left(\frac{V_G}{V_c}\right) \leq M_y(A1)$$

여기서, 기둥면에 작용하는 총전단력 $V_G = w[L_1L_2 - (c_1 + d)(c_2 + d)]$, $V_c = [2(c_1 + c_2 + 2d)d]v_c$ 이고, 항복모멘트 $M_y = A_{st2}f_y(jd)$

접합부 측면의 압축대에 재하되는 최대압축응력 σ_G 는, M_y 에 대한 M_G 의 비율로서 다음과 같이 정의된다(Fig. 11).

$$\sigma_G = \frac{f_y c_G}{n(d - c_G)} \frac{M_G}{M_y} \leq f_{ck} \quad (A2)$$

$$c_G = -2n\rho_m h + 2\sqrt{(n\rho_m h)^2 - 0.5n[\rho_{b2}(dh - h^2) - \rho_{l2}dh]} \quad (A3)$$

이때 압축대의 길이 c_G 와 모멘트의 팔길이 jd 는 단면에 대한 평형관계로부터, 다음과 같이 구할 수 있다.²⁾

$$jd = \left[1 - \frac{c_e^3 + 6n(c_e + d - h)(h - d)\rho_{b2}h}{6n\rho_{l2}dh(d - c_e)} \right] d \quad (A4)$$

여기서, $\rho_{l2} = A_{st2} / [(c_1 + d)h]$

$$\rho_{b2} = A_{sb2} / [(c_1 + d)h]$$

$$\rho_m = (A_{st2} + A_{sb2}) / [2(c_1 + d)h]$$

$$n = E_s / E_c$$

A_{st2} , A_{sb2} = 측면의 직교방향으로 배근된 상부철근과 하부철근의 단면적

요 약

불균형 휨모멘트를 재하받는 플랫플레이트-기둥 접합부의 편심전단강도와 모멘트강도를 규명하기 위해 그동안 많은 실험연구가 수행되어 왔다. 기존 실험들은 서로 다른 실험방식을 사용하고 있는데, 접합부의 전단강도는 실험방식에 따라 차이가 있는 것으로 나타났다. 따라서 기존 실험에 근거하여 개발된 현행 설계기준들은 플랫플레이트의 강도를 정확히 설명하고 있지 못한 실정이다. 선행 연구에서는 연속 플랫플레이트에 대한 비선형 유한요소해석에 근거하여, 슬래브-기둥 접합부에 대한 새로운 설계방법을 개발하였다. 그러나 제안된 설계방법에서는 휨모멘트 강도산정에 필요한 접합부 편심강도를 경험식에 의존하여 산정하고 있다. 본 연구에서는, 접합부 파괴 메커니즘을 분석하기 위해서, Rankine 재료파괴기준을 이용하는 이론적인 접근법을 채택하였다. 분석결과에 근거하여 개선된 편심전단강도모델이 개발되었고, 기존 실험과의 비교를 통해 검증되었다. 개발된 강도식을 이용하여, 선행연구에서 개발된 설계방법을 재검증하였다.

핵심용어 : 플랫플레이트, 편심전단강도, 불균형 휨모멘트, 파괴 메커니즘
