

접합부의 파괴모드를 고려한 불균형모멘트-편칭전단 상관모델

Unbalanced Moment-Punching Shear Interrelation Model Considering Failure Modes of Slab-Column Connections



송진규*
Jin-Kyu Song



최정욱**
Jung-Wook Choi



김준희***
Jun-Hee Kim



송호범***
Ho-Beom Song

1. 서 론

철근콘크리트 부재의 전단파괴는 대단히 급작스럽고 취성적이기 때문에 구조물 전체에 아주 심각한 손상을 줄 수 있다. 그러므로 현행 구조설계 철학은 구조물에 예상치 못한 과대하중이 작용할 경우 부재가 휨 파괴되어 연성 거동하도록 유도한다. 철근콘크리트 무량판 구조(flat plate structures)는 보가 없기 때문에 슬래브에 작용하는 모든 하중을 기둥으로 직접 전달한다. 이때 전달하중으로 인한 부재력 즉 편칭전단력과 불균형모멘트는 모두 기둥 근처 슬래브에 집중한다.

우리나라와 미국의 구조설계기준(KCI 2007¹⁾과 ACI 318-05²⁾은 불균형모멘트의 일부가 편칭전단에 의해 전달된다고 가정하여 슬래브의 위험단면에 작용하는 최대 편칭전단응력을 연직하중에 의한 직접전단과 불균형모멘트에 의한 편심전단의 조합응력으로 식 (1)과 같이 규정한다.

$$v_{\max} = \frac{V_g}{A_c} + \frac{\gamma_v M_{\text{unb}} c}{J_c} \quad (1)$$

여기서 v_{\max} 는 최대 편칭전단응력, V_g 는 연직하중에 의한 직접전단력, A_c 는 슬래브의 위험단면적, γ_v 는 전단편심에 의해 전달되는 불균형모멘트의 비율, M_{unb} 는 불균형모멘트, c 는 도심에서 위험단면까지의 거리, 그리고 J_c 는 극 단면 2차모멘트이다.

이와 같이 현행 구조설계기준^{1,2)}은 불균형모멘트의 영향을 최대 편칭전단응력에 적절히 반영하고 있다. 그러나 문제는 부재의 저항성능 즉 편칭전단강도에는 불균형모멘트강도를 전혀 고려하고 있지 않다는 것이다.

본 기사에서는 슬래브의 부재력과 저항성능에 있어, 편칭전

단과 불균형모멘트를 동시에 고려할 수 있는 새로운 모델을 소개하고자 한다.

2. 불균형모멘트를 고려한 편칭전단 상관모델

2.1 편칭전단 상관모델 기본 개념

<그림 1>은 불균형모멘트를 고려한 편칭전단 상관모델로서, 구조설계기준에 기초하여 작성한 것이다. 여기서, 수평 및 수직 축에 평행한 빨간 점선은 각각 편칭전단과 불균형모멘트에 대한 저항강도이고 파란 실선은 슬래브의 작용 하중에 의한 부재력을 나타낸 것이다. 굵은 실선은 작용하중에 의한 슬래브의 부재력, 표시 ‘•’은 현재의 하중상태, 가는 실선은 하중증가에 따라 예상되는 슬래브의 부재력 경로를 나타낸 것이다. 슬래브에 작용하는 부재력을 검토해볼 때, 식 (1)의 최대 편칭전단응력 양변에 위험단면적 A_c 를 곱하면 위험단면에서의 최대 편칭전단력 V_{\max} 는 식 (2)와 같다.

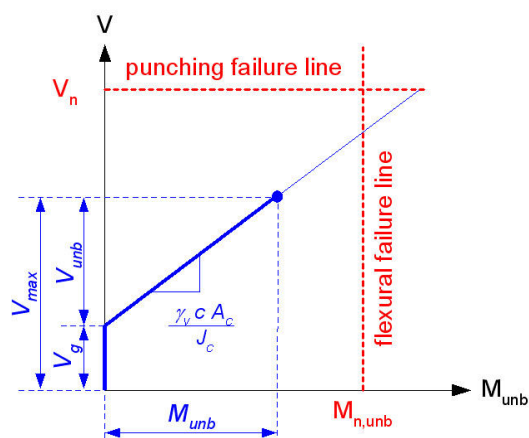


그림 1. 전단보강이 없는 무량판의 불균형 모멘트-편칭전단 상관모델

* 정희원, 전남대학교 건축학과 교수
jgsong@chonnam.ac.kr

** 정희원, 콘크리트공학연구소 책임연구원

*** 정희원, 전남대학교 건축공학과 대학원생

$$V_{max} = V_g + \frac{\gamma_v c A_c}{J_c} M_{unb} \quad (2)$$

여기서 $\gamma_v c A_c / J_c$ 는 슬래브-기둥 접합부의 기하학적 특성에 따라 정해지는 상수 값으로 이를 K 로 치환하면 위험단면에서의 최대 편칭전단력 V_{max} 는 식 (3)과 같이 기울기 K 와 y 절편 V_g 를 갖는 1차식이 된다.

$$V_{max} = KM_{unb} + V_g \quad (3)$$

2.2 무보강 접합부의 편칭전단 상관모델

편칭전단과 불균형모멘트에 대한 저항강도를 검토해 보면, 구조설계기준에서 규정하는 무보강 슬래브의 편칭전단강도 V_n 은 식 (4)와 같다.

$$V_n = V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad (4)$$

여기서 V_c 는 콘크리트 슬래브의 편칭전단강도, f_{ck} 는 콘크리트 설계기준강도, b_0 는 기둥면으로부터 $d/2$ 만큼 떨어진 위치에서의 위험단면 둘레길이, d 는 슬래브 유효두께이다. 이때, 식 (4)는 β_c (집중하중이나 반력을 받는 면적의 짧은 변에 대한 긴 변의 비)가 2 이하이며 b_0/d 가 20 이하인 내부 접합부에 한하여 적용된다.

구조설계기준에서는 불균형모멘트의 일부 $\gamma_f M_{unb}$ 가 휨에 의해 기둥으로 전달된다고 가정하고 휨을 전달하는 슬래브 영역을 $c_2 + 3h$ 로 규정하고 있다. 결국, 슬래브의 불균형모멘트강도 $M_{n,unb}$ 는 식 (5)와 같다.

$$M_{n,unb} = \frac{M_{n,(c_2+3h)}}{\gamma_f} \quad (5)$$

여기서 $M_{n,(c_2+3h)}$ 는 $c_2 + 3h$ 폭을 갖는 슬래브 단면의 휨 강도, γ_f 는 휨에 의해 전달되는 불균형모멘트의 비율이다. 이때, c_2 는 기둥의 폭 그리고 h 는 슬래브의 두께이다.

2.3 전단보강 접합부의 편칭전단 상관모델

슬래브에 작용하는 부재력은 전단보강재의 유무 및 종류와 관계가 없다. 그러나 부재의 저항성능은 전단보강재에 따라 많은 차이를 보인다. 구조설계기준은 전단보강 슬래브의 편칭전단강도를 식 (6)과 같이 제시하였다.

$$V_n^{SR} = V_c + V_s \leq 1/2 \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad (6)$$

여기서 $V_c (= 1/6 \sqrt{f_{ck}} b_0 d)$ 는 콘크리트 슬래브의 편칭전단강도, V_s 는 보강재에 의한 편칭전단강도이다. 이때 구조설계기준은 식 (6)의 최대값을 무보강 슬래브 편칭전단강도의 1.5배까지로 한정하였다.

구조설계기준에서는 전단보강재의 유무 및 종류에 관계없이 휨으로 전달되는 불균형모멘트에 대하여 $c_2 + 3h$ 폭을 갖는 슬래브 단면이 저항하도록 규정하고 있다. 그러나 기존 연구 결과³⁾에 의하면, 전단보강 슬래브는 기둥 근처에 휨모멘트가 집중하는 무보강 슬래브와 달리, 휨 철근의 소성재분배가 원활하게 일어나기 때문에 불균형모멘트에 저항하는 유효폭의 범위가 확장되는 것으로 나타났다. 본 기사에서는 이와 같이 전단보강 슬래브에서 유효폭이 증가하는 현상을 ‘유효폭확대계수 λ ’로 나타냈다. 유효폭 확대계수에 대한 자세한 사항은 3장에서 다루었고 유효폭 증가로 인해 불균형모멘트강도가 증가하는 현상을 <그림 2>에 개념적으로 나타냈다.

2.4 편칭전단 상관모델을 통한 슬래브의 거동 분석

불균형모멘트-편칭전단 상관모델은 <그림 1, 2>와 같이 슬래브에 작용하는 하중의 영향과 부재의 저항성능을 하나의 모델을 통하여 분석할 수 있으므로 슬래브의 거동 분석에 있어 매우 유용하다.

먼저, 상관모델은 현재 슬래브가 받고 있는 하중의 상태와

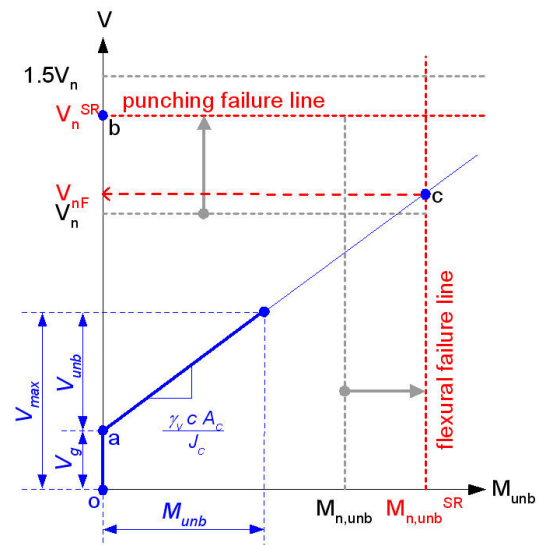


그림 2. 전단 보강을 갖는 무량판의 불균형 모멘트-편칭 전단 상관모델

하중을 추가로 받을 수 있는 슬래브 여력, 그리고 슬래브의 전단보강 효과를 쉽게 예측할 수 있다. 예를 들어, <그림 2>는 V_{max} 의 최대 편칭전단력과 M_{unb} 의 불균형모멘트가 작용하는 슬래브를 나타낸 것이다. 여기서 최대편칭전단력 V_{max} 는 연직하중에 의한 직접전단 성분 V_g 와 불균형모멘트에 의한 편칭전단 성분 V_{unb} 으로 구성된다. <그림 1>의 무보강 슬래브의 편칭전단 및 불균형모멘트강도는 각각 $V_n, M_{n,unb}$ 이고 <그림 2>의 전단보강 슬래브의 편칭전단 및 불균형모멘트강도는 각각 $V_n^{SR}, M_{n,unb}^{SR}$ 이다.

하중이 계속 증가할 경우 슬래브의 최종 파괴모드 즉 휨에 의한 휨지배 파괴와 전단에 의한 전단지배 파괴를 쉽게 예측할 수 있다. 여기서 휨지배 파괴는 최대 전단강도에 도달하기 전에 최대 불균형모멘트강도에 도달한 경우 그리고 전단지배 파괴는 최대 불균형모멘트강도에 도달하기 전에 최대 전단강도에 도달한 경우로 정의하였다. <그림 3>은 상관모델에서 슬래브의 파괴모드를 설명하기 위하여 작성한 것이다. 접합부에 작용하는 연직하중의 크기가 작을 경우(V_g), 슬래브는 부재력선 \overline{aac} 를 따라 c점에서 휨지배 파괴가 발생하고 연직하중의 크기가 상대적으로 클 경우(V_g'), 슬래브는 부재력선 \overline{abd} 를 따라 d점에서 급작스런 전단지배파괴가 발생할 것이다. 한편 동일한 연직하중을 갖지만 접합부의 기하학이 서로 다를 경우, 부재력선 \overline{aac} 와 같은 휨지배 파괴는 부재력선 \overline{aoc} 와 같은 전단지배파괴로 변할 수 있다.

2.5 불균형모멘트강도를 고려한 편칭전단강도

위에서 언급하였듯이, 슬래브에 작용하는 불균형모멘트가 이에 관한 강도를 초과하면 슬래브는 휨 파괴된다. 여기서 한 가지 중요한 점은 “슬래브가 불균형모멘트에 의해 휨 파괴될 경우 슬래브의 최종적인 편칭전단강도를 어떻게 정의해야 하는가?”이다.

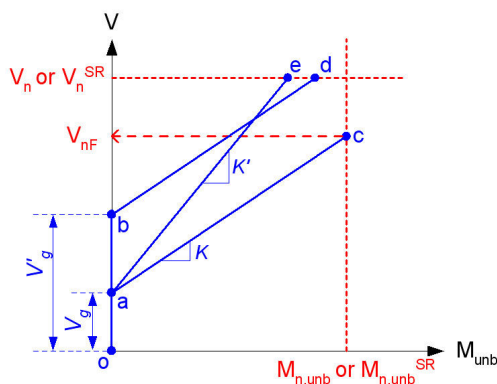


그림 3. 무량판의 파괴 모드 예측

이 문제는 기존의 횡하중에 대한 일반적인 실험 결과와 식 (1)의 편심전단응력 모델에서 그 해답을 구할 수 있다. 횡하중 실험은 일반적으로 일정한 연직하중에 대하여 횡변위하중을 점진적으로 증가시킨다. 이때 횡변위하중은 접합부의 불균형모멘트를 유발하는데, 접합부는 불균형모멘트강도에 도달한 이후 더 이상의 강도 증가 없이 연성거동하거나 또는 급격히 취성 파괴된다. 불균형모멘트강도 $M_{n,unb}$ 을 식 (1)에 대입하면 휨 파괴단계에서의 편칭전단강도 V_{nF} 는 식 (7)과 같다.

$$V_{nF} = KM_{n,unb} + V_g \tag{7}$$

그리고 이것을 <그림 2와 3>에 표기하면, V_{nF} 는 부재력과 불균형모멘트강도의 교점 c에서의 편칭전단강도로 정의할 수 있다. 결국, 전단지배파괴가 발생하는 슬래브의 편칭전단강도는 구조설계기준에서 제시하는 V_n 또는 V_n^{SR} 이지만 슬래브가 휨에 의해 파괴할 경우 슬래브의 최종적인 편칭전단강도는 V_{nF} 로 정의된다.

불균형모멘트를 고려한 편칭전단강도 V_{nF} 개념을 검증하기 위하여, 기존 실험 결과⁴⁻¹¹⁾를 분석하였다. <그림 4>는 기존의 연직하중 또는 횡하중 실험 중에서 무보강과 전단보강 실험을 동시에 수행하였고 전단보강 실험체의 보강 정도가 모두 구조설계기준에서 규정하는 최대값(무보강 슬래브 편칭전단강도의 1.5배)을 초과한 실험 결과만을 나타낸 것이다. 여기서, 가로축은 식 (1)을 이용하여 구한 최대 편칭전단강도이고 세로축은 무보강에 대한 전단보강 슬래브의 편칭전단강도 비율 V_{nF}^{SR} / V_{nF} 을 나타낸 것이다.

<그림 4>에서 보는 바와 같이, 연직하중에 의해 직접전단이 작용하는 경우(□)는 무보강에 대한 전단보강 슬래브의 편칭전단강도 비율의 평균값이 1.63으로 구조설계기준에서 제시한 1.5배 이상으로 분포되어 있다. 그러나 직접전단에 횡하중

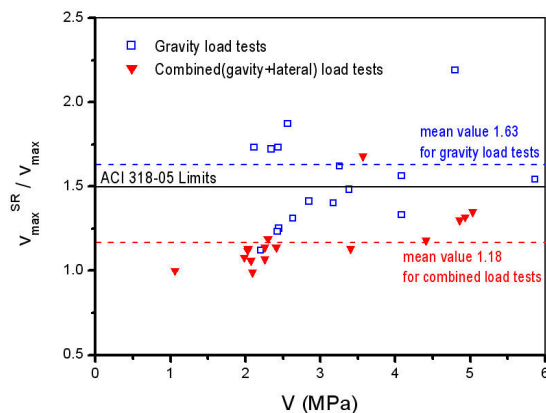


그림 4. 무보강 무량판에 대한 전단보강 무량판의 편칭전단강도 비율

으로 인한 편심전단이 조합될 경우(▼) 평균값은 1.18로 구조 설계기준에서 제시한 1.5 보다 훨씬 낮은 강도에서 최종 파괴에 도달한 것으로 나타났다.

상기 분석 결과를 <그림 2>의 불균형모멘트-편칭전단 상관모델을 이용하여 설명하면, 연속하중만 작용할 경우에 슬래브는 부재력선 \overline{oab} 을 따라 거동하고 편칭파괴강도 V_n^{SR} 에 도달하게 되면 전단파괴 될 것이다. 그러나 연속하중에 횡하중이 조합되어 작용할 경우, 슬래브는 부재력선 \overline{oac} 을 따라 거동하고 V_n^{SR} 에 도달하기 이전에 $M_{n,umb}^{SR}$ 에 먼저 도달한다. 일단 슬래브가 불균형모멘트강도에 도달하면 더 이상의 강도 증가는 없으므로 이때의 편칭전단강도 $V_{n,F}$ 에서 파괴된다고 정의할 수 있다. 이러한 경우 $V_{n,F}$ 는 V_n^{SR} 또는 $1.5V_n$ 에 비해 훨씬 낮은 편칭전단 강도에서 파괴될 수 있다.

3. 불균형모멘트강도

현행 구조설계기준에서는 슬래브를 전단 보강할 경우 식 (7)과 같이 편칭전단강도가 증가하는 것으로 규정하고 있다. 그러나 불균형모멘트강도에 대해서는 전단보강과 관계없이 $c_2 + 3h$ 폭을 갖는 슬래브 단면에 대하여 계산하도록 규정하고 있다.

이에 관한 기존 실험 결과³⁾를 분석해보면, 휨 철근의 소성 재분배를 기대하기 어려운 무보강 슬래브의 경우 휨모멘트가 접합부에 집중되어 기준에서 제시한 유효폭 $c_2 + 3h$ 가 타당한 것으로 고찰되었다. 반면, 전단보강재가 적절히 보강되어 휨 철근의 소성재분배가 원활하게 일어날 경우에는 불균형모멘트에 저항하는 유효폭의 범위가 확장되는 것으로 나타났다.

이러한 현상을 구조설계에 반영하기 위하여, 본 기사에서는 전단보강재의 유무 및 종류에 따라 슬래브 유효폭을 확대해서 적용하는 유효폭확대계수 λ 를 도입하였다. 유효폭확대계수를 적용할 경우, 전단보강 슬래브의 유효폭은 구조설계기준에서 규정하는 무보강 슬래브의 유효폭에 확대계수를 곱하여 $\lambda(c_2 + 3h)$ 이 된다. 결국, 전단보강 접합부의 불균형모멘트강도 $M_{n,umb}^{SR}$ 는 식 (8)과 같이 정의할 수 있다.

$$M_{n,umb}^{SR} = \frac{M_{n,\lambda(c_2 + 3h)}}{\gamma_f} \quad (8)$$

여기서 $M_{n,\lambda(c_2 + 3h)}$ 는 $\lambda(c_2 + 3h)$ 폭을 갖는 슬래브 단면의 휨 강도이다.

유효폭확대계수는 무보강 실험체의 불균형모멘트강도에 대한 전단보강 실험체의 불균형모멘트강도의 비율이다. <그림 5>의

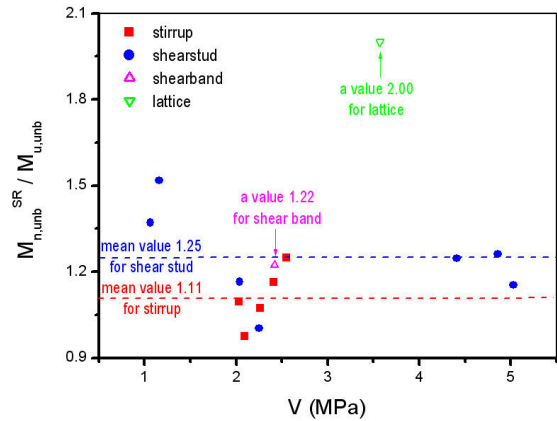


그림 5. 전단보강 종류에 따른 슬래브-기둥 접합부의 불균형모멘트 성능

기존 실험 결과³⁾를 분석해 보면, 보강재의 종류에 따라 접합부의 모멘트 저항 능력은 상당한 차이를 보였다. 슬래브의 전단 성능을 증진시키기 위해 일반적으로 사용하는 스티럽과 전단스터드의 유효폭확대계수 평균값은 각각 1.11 그리고 1.25로 나타났다. 그리고 새로운 보강기술인 전단밴드와 래티스의 유효폭확대계수는 각각 1.22 그리고 2.06이다. 단, 전단밴드와 래티스에 대한 확대계수는 횡하중에 대한 추가 실험이 없어, 단 하나의 실험 결과에 기초한 것이다.

기존 실험 결과에서, 래티스 보강재는 다른 전단 보강재에 비해 불균형모멘트강도 증진에 대단히 효과적이다. 그러나 <그림 2>에서 불균형모멘트강도 $M_{n,umb}^{SR}$ 가 편칭전단강도 V_n^{SR} 에 비해 상대적으로 크게 증가하면 슬래브의 취성지배파괴의 가능성이 증가되므로, 이러한 현상이 슬래브 거동에 무조건 긍정적이라고 볼 수는 없다. 특히, 슬래브의 연성능력 확보가 매우 중요한 설계에 있어, 래티스를 이용한 보강은 극히 주의 하여야 할 것이다.

4. 불균형모멘트와 편칭전단 상관관계를 고려한 RC 슬래브의 설계 지침

지금까지 언급한 편칭전단 상관모델은 슬래브에 실제 작용하는 사용하중과 공칭저항강도에 관한 것이다. 그러나 우리나라와 미국의 구조설계기준은 극한강도설계법에 기초하므로, 하중의 영향에는 계수하중을 그리고 부재의 저항성능에는 강도감소계수를 각각 고려하여야 한다. <그림 6>은 상관모델을 설계상황에 적용하기 위한 것으로 부재력과 저항강도는 모두 구조설계기준에 기초하여 작성한 것이다. 단, 전단보강 슬래브의 불균형모멘트강도는 유효폭확대계수의 개념을 적용한 것이다. 이때, 설계상황에 적용되는 유효폭확대계수 λ 는 추가적인 연구가 없

을 경우, 스테럽은 1.10 그리고 전단스테드는 1.25를 적용하는 것이 타당할 것이다. 전단밴드와 래티스 보강재의 유효폭확대계수를 보편적으로 활용하기 위해서는 이에 관한 추가 실험이 충분히 수행되어야 할 것이다.

본 기사에서는 편칭전단 상관모델을 구조설계에 적용하기 위한 새로운 설계방법론을 다음과 같이 제시하였다<그림 6, 7 참조>.

1) 부재력은 계수하중을 고려한 계수 편칭전단력과 계수 불균

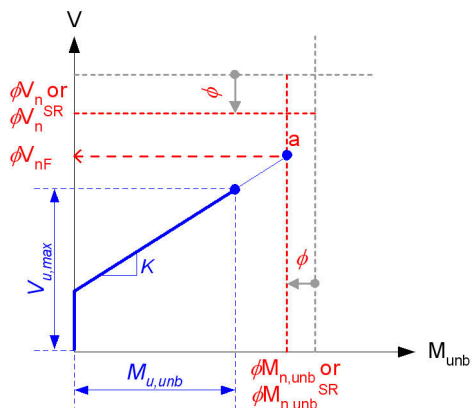


그림 6. 무량판 설계를 위한 불균형모멘트-편칭전단 상관모델

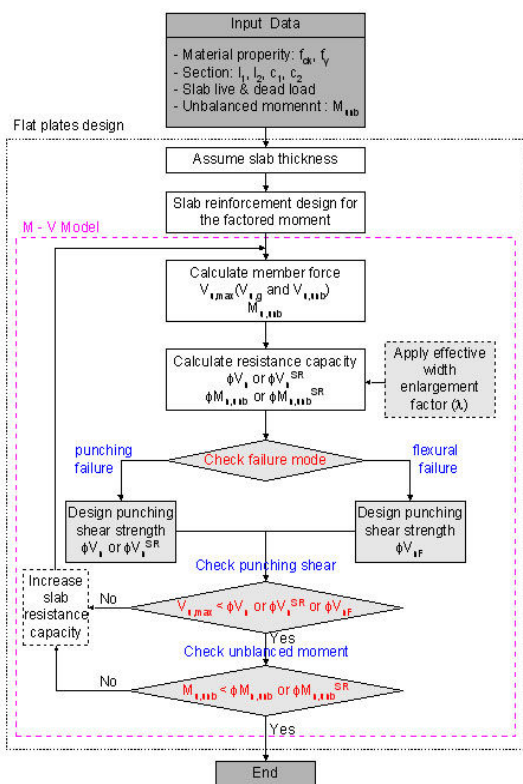


그림 7. 철근콘크리트 무량판의 설계 절차

형모멘트를 구하고 이를 상관모델에 표시한다. 여기서, 편심전단의 기울기 $\gamma_v c A_s / J_c$ 는 접합부의 기하학으로부터 계산한다.

- 2) 부재의 설계강도는 전단과 휨에 대한 강도감소계수(ϕ)를 적용하여 계산하고 이를 상관모델에 표시한다. 이때, 무보강 슬래브의 설계강도는 각각 ϕV_n , $\phi M_{n,unb}$ 이고 전단보강 슬래브의 설계강도는 각각 ϕV_n^{SR} , $\phi M_{n,unb}^{SR}$ 이다.
- 3) 상관관계를 이용하여 접합부의 파괴모드를 결정하고 휨비배 파괴일 경우, 불균형모멘트 설계강도가 고려된 편칭전단 설계강도 ϕV_{nF} 를 최종적인 편칭강도로 정의한다. ϕV_{nF} 는 <그림 6>에서 계수하중에 의한 부재력과 강도감소계수를 고려한 불균형모멘트강도의 교점 a에서의 편칭전단강도이다.
- 4) 편칭전단에 대하여 $V_{u,max} \leq \phi V_n$ or ϕV_n^{SR} or ϕV_{nF} , 불균형모멘트에 대하여 $M_{u,unb} \leq \phi M_{n,unb}$ or $\phi M_{n,unb}^{SR}$ 을 각각 검토하고 이를 만족하지 못할 경우 접합부의 성능을 증진시킨다.
- 5) 2)단계부터 4)단계까지 반복 작업을 통하여 접합부의 설계를 완료한다.

5. 결 론

먼저 무량판 구조에서 슬래브의 편칭전단은 연직하중에 의한 직접전단과 불균형모멘트에 의한 편심전단의 조합으로 정의 된다. 이러한 개념을 부재의 저항성능에 그대로 적용하여 슬래브에 작용하는 하중영향과 저항성능을 모두 편칭전단과 불균형모멘트의 상관관계로 설명하는 새로운 모델을 정립하였다. 그리고 슬래브에서 불균형모멘트에 대한 저항성능은 전단보강재의 유무 또는 종류에 따라 차이를 보인다. 이러한 차이를 구조설계에 효과적으로 반영하기 위하여 전단보강재에 따라 유효폭의 크기를 확대시키는 유효폭확대계수의 적용을 제안하였다.

최종적으로 불균형모멘트-편칭전단 상관모델 및 유효폭확대계수를 이용하여 새로운 접합부 설계방법을 제시하였다. 본 기사에서 소개한 설계방법론을 이용할 경우, 다음과 같은 장점을 갖는다.

- 1) 작용하중의 영향과 부재의 저항성능을 하나의 상관관계 모델로 검토할 수 있다.
- 2) 접합부의 최종적인 파괴모드에 대한 예측이 가능하다.
- 3) 각각 독립적으로 수행하였던 편칭전단과 불균형모멘트 설계를 하나의 모델로 통합설계한다. 이때, 불균형모멘트강도를 고려하여 최종적인 편칭전단강도를 정의할 수 있다.
- 4) 구조설계에서 하중과 전단보강재의 종류에 따른 영향을

직접적으로 반영할 수 있다. □

참고문헌

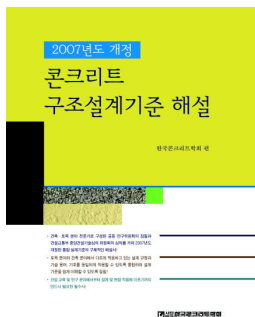
1. 한국콘크리트학회, 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 해설, 한국콘크리트학회, 2007.
2. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI 318-05 and ACI-318R-05*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI. 2005.
3. 최정욱, 송진규, 박홍근, 김준희, “전단 보강된 무량판-기둥 접합부의 횡방향 성능”, *대한건축학회논문집 구조계*, 23권, 9호, 2007, pp.47~54.
4. CEB-FIP, *Punching of Structural Concrete Slabs*, CEB-FIP Technical Report, Bulletin 12, April, 2001.
5. Hawkins, N. M., Mitchell, D., and Hanna, S. N., “The Effects of Shear Reinforcement on the Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.2, 1975, pp.572~582.
6. Pillai, S. U., Kirk, W., and Scavuzzo, L., “Shear Reinforcement at Slab-Column Connections in Reinforced Concrete Flat Plate Structures”, *ACI Structural Journal*, Vol.79, No.1, 1982, pp.36~42.
7. Islam, S. and Park, R., “Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure”, *Journal of Structure Division*, ASCE, Vol.102, No.3, pp.549~568.
8. Megally, S., Ghali, A., and Elgabry, A. A., “Seismic Behavior of Edge Column-Slab Connections with Stud Shear Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.1, 2000, pp.53~60.
9. Elgabry, A. A. and Ghali, A., “Tests on Concrete Slab-Column Connections with Stud-Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer”, *ACI Structural Journal*, Vol.84, No.5, 1987, pp.433~442.
10. Robertson, I. N., Kawai, T., Lee, J., and Enomoto, B., “Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.5, 2002, pp.605~613.
11. 최정욱, 송진규, 김준희, “슬래브-기둥 접합부의 편칭강도 및 횡변위 성능에 관한 반복 횡하중 실험”, *한국구조물진단학회지*, 11권, 4호, 2007, pp.99~108.
12. *ATENA Manual*, Cervenka Consulting, 2001.

Ⅰ 신간안내 Ⅰ

2007년도 개정
콘크리트구조설계기준 해설

| 한국콘크리트학회 편 | 524쪽(A4변형) | ISBN 9788970863238 | 비회원 38,000원, 회원 30,500원 |
| 출판사 기문당 | 2008. 1. 5 개정판 발행 |

◆ 도서의 개요



본 서는 건축·토목 분야 전문가로 구성된 공동 연구위원회의 집필과 건설교통부 중앙건설기술심의 위원회의 심의를 거쳐 2007년도 개정된 통합 설계기준의 구체적 인 해설서이다.

[주요 개정 내용]

- 하중계수 통일 : 강구조설계기준과 다르게 적용하던 하중계수 통일
- 새로운 설계기법 도입 : 스트럿 타이 모델 적용 의무화
- 균열기준 개정 : 철근의 간격 조정을 통한 콘크리트 균열 제어 기법 도입
- 내진 설계 특별 고려사항 도입 : 강화된 내진설계 특별 고려사항 신설
- 콘크리트용 앵커링 신설 및 라텐 규정 보완
- KS규격 개정 사항 반영