



# 한계상태모델을 이용한 철근콘크리트와 포스트텐션 무량판의 통합해석

강현구<sup>1)</sup> · 나창순<sup>2)\*</sup>

<sup>1)</sup>오클라호마대학교 건설환경공학부 <sup>2)</sup>국민대학교 건축학부

## Generalized Analysis of RC and PT Flat Plates Using Limit State Model

Thomas H.-K. Kang<sup>1)</sup> and Chang-Soon Rha<sup>2)\*</sup>

<sup>1)</sup>School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, OK, 73019, USA

<sup>2)</sup>School of Architecture, Kookmin University, Seoul 136-702, Korea

**ABSTRACT** This paper discusses generalized modeling schemes for both reinforced concrete (RC) and post-tensioned (PT) flat plate buildings. In this modeling approach, nonlinear behavior due to slab flexure, moment and shear transfer at slab-column connections, and punching shear was included along with linear secant stiffness of each member or connection that accounts for concrete cracking. This generalized model was capable of simulating all different scenarios of slab-column connection failures such as brittle punching, flexure-shear interactive failure, and flexural failure followed by drift-induced punching. Furthermore, automatic detection of drift-induced punching shear and subsequent backbone curve modifications were realistically modelled by incorporating the limit state model, in which gravity shear versus drift capacity relations were adopted. The validation of the model was conducted using one-third scale two-story by two-bay RC and PT flat plate frames. The comparisons revealed that the model was robust and effective.

**Keywords :** flat plate, nonlinear behavior, dynamic analysis, punching shear, limit state

### 1. 서 론

무량판 구조는 그 구조가 갖는 기하학적 단순성과 경제성 때문에 중력하중과 함께 횡하중을 지지하는 내진구조로서 활발히 연구되고 있다. 미국의 경우에는 약지진대나 중지진대에서 단독 또는 벽식구조나 모멘트저항골조와 같은 횡력저항구조와 병행하는 방식으로 무량판 구조가 사용되고 있으며 서부 캘리포니아와 같은 강지진대에서도 횡력을 100% 감당하는 횡력 저항구조와 병행하여 통상 사용되고 있다. 최근들어 성능기반설계(performance-based design)기법을 도입하여 엄밀히 검증된 경우에 한하여 25%이상의 횡력을 감당하게끔 무량판 구조가 이중구조(dual system)의 일부로서 설계되고 있다. 이는 주로 코어 벽구조의 초고층빌딩 설계에 적용되고 있다.

슬래브-기둥 접합부의 거동은 편칭전단(punching shear) 또는 모멘트전달 능력의 저하에 의해 복잡한 양상을 띠게 되는데 이때 편칭전단은 슬래브의 휨전달 유효폭내 철근이 항복하기 전 또는 항복한 이후에 발생한다. 어느 경우건 내부접합부에서 편칭전단파괴는 Fig. 1에 나타나

바와 같이 비교적 단순한 관계에 의하여 슬래브-기둥 접합부의 위험단면에서의 중력비와 층변위각의 함수 관계로 예측할 수 있다.<sup>1)</sup> 슬래브-기둥 접합부의 모델링에 영향을 미치는 또 다른 요소들로는 접합부 위치(즉, 내부접합부, 외부접합부, 모서리접합부 등), 휨철근비나 배근형태, 그리고 포스트텐션의 적용여부 및 전단보강근의 배근여부 등이 있다. 기본적으로 슬래브-기둥 접합부 모델은 ACI 318<sup>2)</sup>에서 제시한 바와 같이  $c_2 + 3h$  폭의 슬래브(여기서  $c_2$  및  $h$ 는 하중이 가해지는 방향에 수직인 기둥 폭과 슬래브 두께를 각각 나타냄)에서 기둥으로 전달되는 불균형모멘트에 의한 슬래브의 휨과괴 전후에 발생할 수 있는 편칭전단파괴를 예측할 수 있어야 할 것이다.

많은 상업용 유한해석 모델 프로그램이 무량판구조의 모델링에 사용되어 왔지만 슬래브-기둥 접합부의 복잡한 거동을 적절하게 모델링 하지는 못하고 있다. 최근에 이루어진 대부분의 연구<sup>3-5)</sup>에서도 슬래브-기둥의 편칭전단에 의한 파괴 및 파괴에 의한 강도나 강성의 손실을 해석 결과에 명확하게 반영하지 못하고 있다.

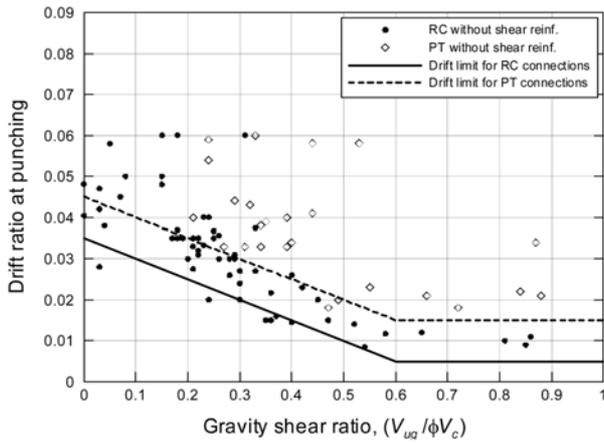
무량판 구조의 내진 성능은 대개 FEMA 356<sup>6)</sup>에서 정의한 비선형 정적 절차에 의해 산정하는데 이는 주요 부재에 관한 소위 backbone curve라고 불리는 수평하중-수평변위의 상관관계식을 필요로 한다. 일부 프로그램이 FEMA 356<sup>6)</sup>에 기초한 backbone curve를 제공하지만 일반적으로

\*Corresponding author E-mail: csrha@kookmin.ac.kr

Received February 9, 2009, Revised May 22, 2009

Accepted July 9, 2009

©2009 by Korea Concrete Institute

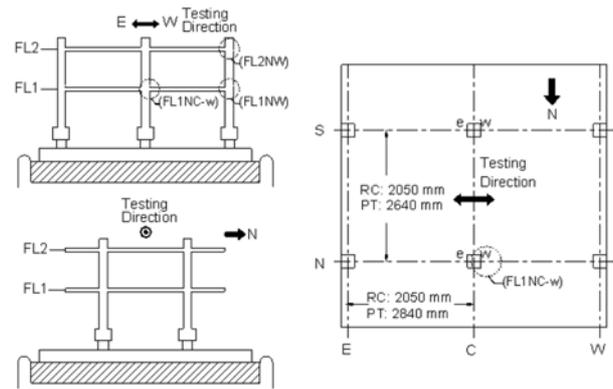


**Fig. 1** Limit states at punching for drift ratio versus gravity shear ratio

편칭파괴가 언제 발생할 것인지를 결정하기 위해 각 층의 층변위 또는 슬래브-기둥 접합부의 회전량을 정하기는 매우 어렵다.

위에서 서술한 단점들에 대해 슬래브-기둥 접합부의 주요 반응을 고려할 수 있는 모델을 개발하고 이를 검증하기 위한 연구를 수행하였다. 이러한 개발과 검증이 이 논문의 주목적이며, 이는 향후 세밀한 성능기반설계 발전에 있어 중요한 기반이 될 수 있다. 제시된 모델링 방식은 슬래브의 항복 메커니즘과 함께 슬래브-기둥 접합부의 편칭파괴를 모델링하고 기둥전단 파괴 및 붕괴를 모델링하기 위해 Elwood<sup>7)</sup>가 개발한 한계상태 모델을 반영하였다. 이 모델은 한계상태에 도달한 이후 강도의 감소가 발생하는 것으로 가정하는데, 이것은 미리 강도 감소를 backbone curve에 지정해 주는 기존의 방식과는 확연히 다른 것이다. 슬래브-기둥 접합부 모델에서의 한계상태는 접합부의 중력비와 더불어 접합부의 회전량 또는 층변위율에 의해 결정된다.<sup>1,5,8)</sup> 이와 같은 수준의 해석은 안정된 프로그램과 더불어 무량판 구조의 동적반응에 대한 실험데이터를 필요로 하며 해석모델에 의한 결과의 정확도를 평가하기 위해 진동대 실험에서 얻어진 실험 결과<sup>8-10)</sup>가 이용되었다.

여기서 진동대 실험은 약 1/3 스케일로 축소된 철근콘크리트(RC)조 및 포스트텐션(PT)조 무량판 구조를 대상으로 수행되었다. 각 실험체는 2×2스팬으로 구성된 2층 높이의 구조로서(Fig. 2), RC 실험체는 슬래브 두께가 89 mm, 스패 길이는 약 2.05 m이며 PT 실험체는 슬래브 두께가 76 mm, 스패 길이는 2.84 m로 제작되었다. RC조와 PT조 두 실험체의 슬래브 두께 대 경간비는 각각 23.1, 37.3로서 일반적인 RC조(~25) 및 PT(~40)조의 경간비에 가까운 값을 가지고 있다. 자세한 실험체 설계 및 시공 세부정보, 그리고 주요 자재에 대한 재료성질은 참고문헌<sup>8-10)</sup>에 나타나 있다. 사용된 재료 및 적용한 하중에 의거하여 산출한 내부 접합부의 중력비( $V_g/V_c$ )는 RC조 및 PT조의 경우 각각 0.25, 0.33로 산출되었다. 여기서  $V_g$  및  $V_c$ 는 슬래브에서 기둥으로 전달되는 수직하중



**Fig. 2** Flat plate specimen for shake table tests

과 콘크리트의 전단내력을 나타내며  $V_c$ 는 RC 및 PT 실험체의 경우 각각 ACI 318<sup>2)</sup> 11.11.2.1과 11.11.2.2장에 근거한다.

한편 슬래브-기둥 접합부는 스티드 레일 형태의 전단 보강근으로 보강하여 접합부의 공칭 전단강도를 증가시켰다. 각 실험체는 한 쪽 방향으로 수차례에 걸쳐 진동을 가했으며 각각에 대한 진동의 크기는 Table 1에 정리하였다.

## 2. 이론 모델

진동대 위에서 수행한 3차원 골조는 2차원 평면 골조로 모델링하였다. 기둥은 2차원으로 단순화한 유한요소 모델인 화이버모델<sup>11)</sup>로 모델링하고 기둥 사이의 슬래브는 유효슬래브폭모델<sup>12)</sup>을 적용하여 모델링 하였다. 유효슬래브폭모델에서 슬래브와 기둥의 연결부는 강체(rigid)로 가정된다. 일부 슬래브 철근이 항복하면 접합부 부근에 복잡한 비선형거동이 발생하는데, 이는 슬래브와 기둥을 연결하는 zero-length 스프링을 사용하여 모사하였다. 편칭전단에 의한 급격한 강성과 강도의 저하는 한계상태 모델을 사용하여 실현하였다. 해석은 공개용 프로그램인 OpenSees<sup>13)</sup>를 사용하여 수행하였다.

### 2.1 기둥 모델

기둥부재의 모델링은 화이버모델을 사용하였다. 이 방법은 기둥의 단면을 재축방향으로 화이버라고 부르는 여러 개의 작은 단면으로 나누고 각 화이버에 일축방향의 응력-변형도 상관관계를 적용하는데 3차원 유한요소법에 비해 계산량이 적음에도 휨-압축 부재의 비선형해석에 있어서 우수한 정확도를 갖는 모델이다. 코어(core) 및 커버(cover) 콘크리트와 철근은 OpenSees에 내장되어 있는 비선형 반복응력-변형도 모델들(Concrete01Material과 Steel01Material)<sup>13)</sup>을 그대로 사용하였다. 철근 화이버의 소성영역은 2.5%의 변형도 경화도를 바탕으로 하였다.

**Table 1** Steps for shake table tests

RC specimen					
Test step	Peak acc. (g)	Arias intensity (cm/sec)	Duration (sec)	Predominant period (sec)	Mean period (sec)
Run 1	0.109	12.7	7.9	0.290	0.307
Run 2-1	0.287	89.2	11.3	0.438	0.295
Run 2-2	0.256	94.2	11.3	0.439	0.286
Run 3	0.407	223.5	10.9	0.438	0.319
Run 4	1.254	1775.0	9.9	0.439	0.366
PT specimen					
Test step	Peak acc. (g)	Arias intensity (cm/sec)	Duration (sec)	Predominant period (sec)	Mean period (sec)
Run 1	0.095	10.2	8.8	0.318	0.320
Run 2	0.276	77.7	8.9	0.346	0.363
Run 3	0.413	202.4	11.0	0.407	0.408
Run 4	1.144	1730.0	9.9	0.558	0.518
Run 5	1.275	2221.0	9.8	0.585	0.552

Note: duration = time interval between the points at which 5% and 75% of the arias intensity has been recorded

## 2.2 슬래브 모델

슬래브는 유효슬래브폭모델을 이용하여 모델링하였다. 유효슬래브폭모델은 여러 해석을 통해 유효성이 입증된 방법으로 슬래브 부재의 휨강성을 산정할 때 전체 슬래브폭에 대한 유효슬래브폭의 비를 의미하는 계수  $\alpha$ 와 균열에 의한 강성감소를 반영하는 계수  $\beta$ 를 이용하여 나타낸다. FEMA 274<sup>14)</sup>에서는 계수  $\alpha$ ,  $\beta$ 값의 일반적인 범위로 RC조의 경우 각각 1/2~3/4, 1/3~1/2 이며 PT조의 경우는 각각 1/2~2/3, 1/3~1 정도를 추천하고 있다. 각 실험체에 대한 초기 자유진동실험<sup>9)</sup>에 의하면 계수  $\alpha$ 값은 RC조와 PT조에 대해 각각 0.75, 0.7정도이며 또한 Table 1의 실험 중에서 중간 크기의 진동실험(즉, RC조의 경우 Run 2-2, PT조의 경우 Run 2)에 기초하여 유추한 균열 영향 계수  $\beta$ 값은 RC조와 PT조에 대해 각각 1/3, 2/3정도이다. 이는 앞서 FEMA 274<sup>14)</sup>에서 제시한 일반적인 범위에 매우 유사하며 따라서 이 연구에서는 두 값들을 참조하여 RC조에 대해서는  $\alpha=3/4$ ,  $\beta=1/3$ 을 적용하고 PT조에 대해서는  $\alpha=2/3$ ,  $\beta=2/3$ 를 적용하였다. 일반적으로 슬래브 강성이 무량관 비선형거동에 미치는 영향은 접합부 강도나 강도저감에 의한 영향에 비해 상당히 적은 편이다.

## 2.3 슬래브-기둥 접합부 모델

슬래브-기둥 접합부모델은 주열대 슬래브 철근의 항복 또는 슬래브-기둥 접합부에서  $c_2 + 3h$ 에 해당하는 슬래브 폭 내의 철근 항복에 의한 비선형거동을 나타낸다. 이를 위해 Fig. 3에 나타낸 바와 같이 두 종류의 zero-length 스프링을 이용하였다. 슬래브-기둥 접합부의 ‘비틀림 연결스프링’ (또는 ‘연결스프링’)은 슬래브에서 기둥으로의 모멘트를 비틀림에 의해 전달하며 ‘주열대 스프링’ 슬래브-기둥 접합부 양쪽 슬래브의 휨내력을 나타내며 앞서

슬래브 모델에서 서술한 슬래브 부재와 연결된다. 슬래브 부재는 균열에 대한 영향 등을 고려한 일정 유효폭을 갖는 탄성 부재로 가정하였으며 기둥 부재는 전술한 바와 같이 화이버 요소로 모델링하여 선형 또는 비선형의 거동을 나타내도록 하였다. 슬래브-기둥 접합부 모델에서는 휨에 의한 항복은 주열대 스프링이 공칭휨강도를 초과하거나 또는 연결스프링이 불균형모멘트 내력을 초과하는 경우에 발생한다. 또한 편칭전단 파괴는 슬래브의 위험단면에서 전단응력이 콘크리트의 전단내력을 초과할 때 또는 층변위각과 중력비의 관계에서 한계상태에 도달할 때 발생하며 이에 대한 파괴모드는 연결스프링의 특성에 반영하였다.

### 2.3.1 슬래브 철근 항복 전후로 발생하는 취성편칭파괴

편심전단응력모델에서는 슬래브 전단위험단면에서 구한 중력하중에 의한 수직전단응력과 불균형모멘트에 의한 편심전단응력의 합이 슬래브의 전단내력을 초과하는 경우 편칭파괴가 발생한다(Fig. 3에서 Case (a)에 해당). 즉,

$$v_u = \frac{V_g}{b_0 d} \pm \frac{\gamma_v M_{u, unbc}}{J_c} = v_n \quad (1)$$

여기서  $b_0$ 는 전단위험단면의 둘레,  $d$ 는 슬래브의 유효깊이,  $\gamma_v$ 는 편심전단응력으로 전달되는 불균형모멘트 비율,  $M_{u, unbc}$ 는 불균형모멘트,  $c$ 는 중심에서부터 위험단면까지의 거리,  $J_c$ 는 모멘트에 대한 위험단면의 저항을 나타내는 단면 상수이며  $v_n$ 은 접합부의 공칭전단내력을 나타낸다. 콘크리트와 전단보강근의 전단내력을 각각  $v_c$  및  $v_s$ 라 할 때 전단보강된 단면에서의 공칭전단강도는  $v_c$ 와  $v_s$ 의 합으로 산정한다. 단면에서 전단응력이 전단내력에 도달하면 연결스프링의 강도( $M_{n, unbc}$ )는 급작스럽게 떨어지게 된다(Fig. 3). 다만 여기서 유의할 사항은 이 진동대

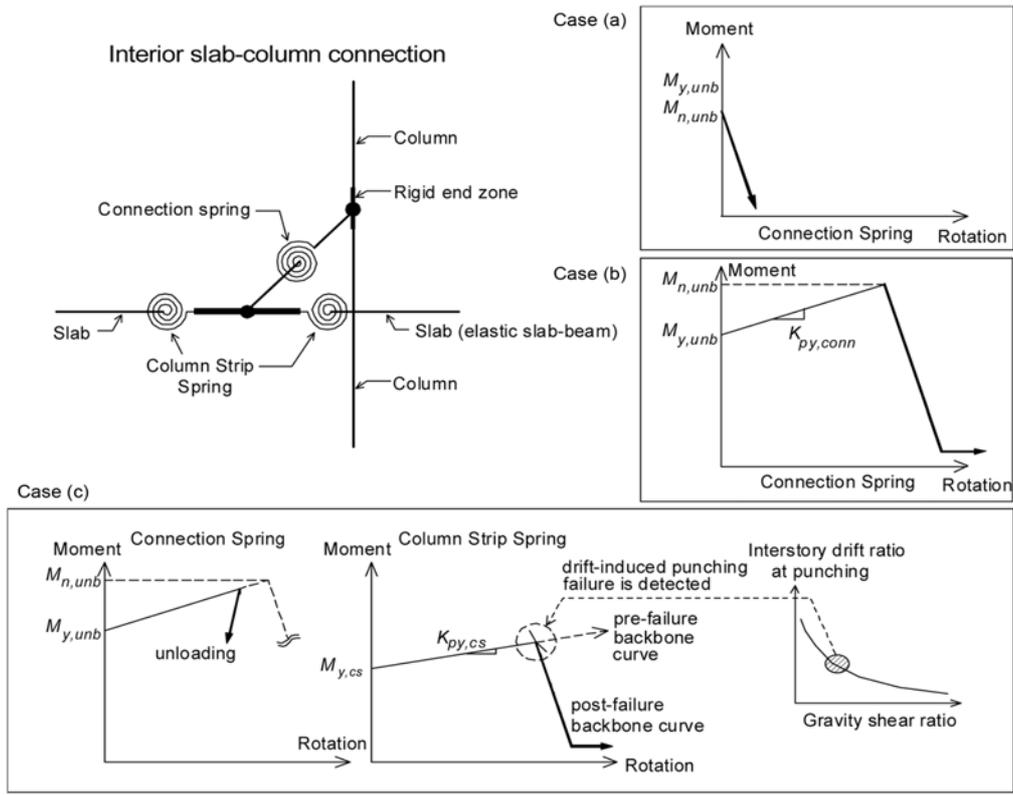


Fig. 3 Generalized modeling for nonlinear behavior of slab-column connections

실험용 실험체는 펀칭파괴가 발생하기 전에 충분한 슬래브 철근이 항복하도록 설계되었다는 점이다.

### 2.3.2 슬래브 철근 항복 후에 발생하는 펀칭파괴

펀칭파괴가 발생하기 전에 슬래브의 철근이 항복하는 경우는 Fig. 3(Case (b))에 나타난 바와 같이 강소성의 성질을 가진 스프링요소로 모델링하였다. 이 연결스프링의 강도( $M_{y,unb}$ )는 슬래브 폭  $c_2+3h$ 에 배근된 슬래브 철근을 이용하여 다음과 같이 산정한다.

$$\gamma_f M_{y,unb} = (M_{y,c+3h}^+ + M_{y,c+3h}^-) : \text{내부접합부용} \quad (2)$$

$$\gamma_f M_{y,unb} = M_{y,c+3h} : \text{외부접합부용} \quad (3)$$

여기서  $M_{y,c+3h}^+$  또는  $M_{y,c+3h}^-$ 는 각각 폭  $c_2+3h$ 에 해당하는 슬래브의 정(+) 또는 부(-) 항복모멘트를 나타낸다. 불균형모멘트의 일부( $\gamma_f M_{y,unb}$ )만이 슬래브의 휨모멘트로 전달되므로 편심전단으로 전달되는 나머지 불균형모멘트( $\gamma_c M_{y,unb}$ )는 편심전단응력모델에서 펀칭파괴가 발생하지 않도록 작아야 한다. 즉, 슬래브 철근이 먼저 항복해야 한다.

연결스프링이 항복한 이후에도 접합부는 추가로 모멘트를 더 전달할 수 있는데 이는 펀칭파괴가 발생하지 않은 상태에서는 편심전단에 의한 추가 모멘트를 받는 것으로 가정한다. 즉  $M_{y,c+3h}$  후에는 휨전달 능력이 거의 최대치에 도달하였기 때문에 주로 편심전단에 의해서만 주

가적인 모멘트가 전달된다. 이와 같은 특성은 Fig. 3의 Case (b)에 나타냈는데 여기서 소성강성( $K_{py,conn}$ )은 주열대 내에서 추가로 저항하는 불균형모멘트를 폭  $c_2+3h$ 에 해당하는 슬래브의 소성회전각( $\theta_{pl,conn}$ )으로 나눈 값으로 산정할 수 있다. 이 연구에서 소성강성값은 해석 결과에 크게 영향을 미치지 않는다는 것을 확인하였고, 따라서 자세한 계산과정은 생략한다. 결국  $M_{n,unb}$ 에 도달하게 되면 펀칭파괴가 발생하는데, 보통 이러한 취성적인 펀칭파괴는 주열대안의 슬래브 휨철근이 과다한 경우에 발생할 수 있다.

### 2.3.3 주열대 항복 이후 과다 횡변위각에 의한 펀칭파괴

접합부가 적절한 연성능력을 가지도록 설계되었다면 통상 연결스프링이 종극강도( $M_{n,unb}$ )에 도달하기 전에 주열대의 모든 철근이 휨항복하며, 이후 과다한 변형각 발생시 펀칭파괴가 일어난다. RC조 실험체가 이에 해당한다. 한편 PT조 실험체는 대부분의 강선과 모든 철근이 폭  $c_2+3h$ 에 배치되어 있기 때문에 매우 높은 강도의 연결스프링이 설치되고, 주열대 스프링으로 슬래브 철근의 항복을 나타낼 수 있다. 즉, PT조의 파괴 모드는 Fig. 3의 Case (a)나 Case (c)에 의해 결정된다.

슬래브-기둥 접합부에 인접한 슬래브에서 휨에 의한 항복은 소성힌지 기능을 하는 주열대 스프링을 이용하여 모델링하였다. 주열대 스프링은 내부접합부의 경우에는 양 쪽에, 외부접합부의 경우에는 한 쪽에만 설치된다. 펀칭파괴는 임계층변위각에 도달하는 순간 휨내력이 Fig.

3의 Case (c)에 표현된 바와 같이 제로상태로 떨어진다 고 가정하여 모델링하였다. 임계충변위각은 한계상태모 델을 이용하여 산출된다.<sup>7)</sup> 주열대 스프링의 항복모멘트 ( $M_{y,cs}$ )는 연결스프링의 공칭휨내력( $M_{n,umb}$ )과는 별도로 모 델링함으로써 펀칭파괴는 임계충변위각에 이를 때 발생 되도록 하였다. 한편 슬래브 주열대 스프링의 항복모멘 트( $M_{y,cs}$ )는 보 항복모멘트의 경우와 같이 비교적 손쉽게 계산되며, 주열대 공칭모멘트( $M_{n,cs}$ )보다 다소 적은 값이다.

실험<sup>8,9)</sup>에 의하면 주열대 스프링의 소성강성( $K_{py,cs}$ )은 슬 래브의 균열탄성강성의 10~20% 정도임이 나타났고, 따 라서 여기서는 모든 접합부에 대해 슬래브 균열탄성강성 의 15%를 일률적으로 적용하였다. 이는 비교적 적은 값 이며 역시 주열대 스프링의 소성강성값은 해석결과에 크 게 영향을 미치는 변수는 아니므로 경우에 따라 다른 값 을 사용할 수도 있다. 한편 주열대 스프링의 항복모멘트 ( $M_{y,cs}$ )는 주열대의 공칭휨강도( $M_{n,cs}$ )로 대체하며 소성강 성 값으로 0에 가까운, 보다 적은 값으로 할당해서 구할 수도 있다. Table 2는 모델에 사용한 요소에 대한 항복 모멘트와 공칭강도, 그리고 소성강성에 대한 값들을 정 리한 것이다.

## 2.4 한계상태 모델

한계상태 모델은 전단력과 축력에 의한 기둥의 거동을 위해 개발된 모델이지만<sup>7)</sup> 이 모델은 슬래브-기둥 접합부 에서 펀칭효과를 모델링하기에도 매우 효과적이다. 이 연 구에서는 기존의 기둥 한계상태 모델요소가 슬래브-기둥 접합부에 맞게 개량되었다. 이 모델에서 슬래브-기둥 접 합부의 한계상태는 중력비와 층간변위각의 관계로 정의 된다.<sup>1,5,8,15)</sup> 한계상태에 도달하면, 즉, 일정한 중력비에서 층간변위가 한계에 이르면 펀칭파괴가 발생하고 슬래브 -기둥 접합부가 불균형모멘트를 전달할 수 있는 능력은 급격히 줄어들게 된다(Fig. 3의 Case (c)). 여기서 변수인 층간변위는 모든 변형요소, 즉 기둥과 슬래브, 주열대 스프링과 연결스프링의 선형 및 비선형 변형을 일거에 반 영한 것이다. 따라서 이 한계상태 모델은 관련 실험의 층간변위 데이터를 그대로 활용할 수 있는 장점이 있으 며, 기존 모델링 기법<sup>3-5)</sup>이 접합부 한쪽면에 위치한 슬래 브의 변형각만에 초점을 맞추는 단순화를 보완할 수 있 다. 기둥의 변형 또한 고민되어야 한다. 뿐만 아니라 상 기 모델은 펀칭시 각 접합부의 다른 회전각, 더 나아가 한 접합부에서도 양쪽 면에서 실제적으로 다른 회전각을

**Table 2** Numerical values for connection / column strip springs for RC and PT specimens

RC specimen	Spring type	Yield value	Nominal value	Post-yield stiffness
Interior connection	Connection spring (Case (b); $\gamma_f=0.6$ )	$M_{y,umb}$ (kN-m)	$M_{n,umb}$ (kN-m)	$K_{py,conn}$ (kN-m/rad.)
		+27.1	+38.9	1305
		-27.1	-38.9	1305
	Column strip spring (Case (c))	$M_{y,cs}$ (kN-m)	$M_{n,cs}$ (kN-m)	$K_{py,cs}$ (kN-m/rad.)
		+13.3	+16.4	110
		-20.5	-24.1	270
Exterior connection	Connection spring (Case (b); $\gamma_f=1.0$ )	$M_{y,umb}$ (kN-m)	$M_{n,umb}$ (kN-m)	$K_{py,conn}$ (kN-m/rad.)
		+7.6	N/A	300
		-12.8	N/A	385
	Column strip spring (Case (c))	$M_{y,cs}$ (kN-m)	$M_{n,cs}$ (kN-m)	$K_{py,cs}$ (kN-m/rad.)
		+13.3	+16.4	110
		-20.5	-24.1	270
PT specimen	Spring type	Yield value	Nominal value	Post-yield stiffness
Interior connection	Connection spring (Case (b); $\gamma_f=0.6$ )	$M_{y,umb}$ (kN-m)	$M_{n,umb}$ (kN-m)	$K_{py,conn}$ (kN-m/rad.)
		N/A	+42.8	N/A
		N/A	-42.8	N/A
	Column strip spring (Case (c))	$M_{y,cs}$ (kN-m)	$M_{n,cs}$ (kN-m)	$K_{py,cs}$ (kN-m/rad.)
		+5.9	+6.8	45
		-19.1	-24.3	275
Exterior connection	Connection spring (Case (b); $\gamma_f=0.62$ )	$M_{y,umb}$ (kN-m)	$M_{n,umb}$ (kN-m)	$K_{py,conn}$ (kN-m/rad.)
		N/A	N/A	N/A
		N/A	N/A	N/A
	Column strip spring (Case (c))	$M_{y,cs}$ (kN-m)	$M_{n,cs}$ (kN-m)	$K_{py,cs}$ (kN-m/rad.)
		+13.8	+16.3	150
		-13.8	-16.3	150

있는 그대로 모사한다. 즉, 층간변위만이 편칭여부를 판단하는 잣대가 된다.

Fig. 4는 전단보강을 하지 않은 기존의 모든 RC조 및 PT조 접합부 실험의 한계상태 관계를 각각 나타낸 것이다.<sup>10,15)</sup> 단, Fig. 4의 데이터는 저자가 재검증한 데이터로서 기존 연구자들의 발표치를 그대로 취합한 Fig. 1과 약간 상이하다. Fig. 4에서 세로축의  $y_m$ 과  $\sigma_{Res}$ 은 선형회귀 분석을 통해 얻은 평균치와 Residual의 표준편차를 각각 나타낸다. 평균값은 전체 데이터를 이용하여 구한 값이다. 중력비가 일정하다면 한계상태면은 특정한 층변위를 줄어든다.

앞에서도 언급되었듯이 한계상태 방식은 층간변위에 영향을 주는 모든 요소들이 해석 전 과정을 통해 모니터링되기 때문에 편칭과괴의 모델링을 단순화한다. 한계상태 모델을 사용하지 않으면 단순화를 위한 여러 가지 가정들이 필요하고 또한 계산도 복잡해진다. 먼저 각 접합부에 대해 접합부의 회전(탄성 및 소성)과 접합부 회전에 영향을 주는 여러 요소들의 항복(예를 들면 주열대의 항복, 폭  $c_2+3h$ 의 항복)의 상대적인 기여의 관계를 결정할 필요가 있다. 역시 앞에서 언급되었듯 기존에는 접합부의 회전은 층변위와 같다고 가정함으로써 기동변형이 층변위각에 미치는 영향은 고려하지 않은 것이 일반적이었다. 그러나, 슬래브의 탄성 및 소성변형뿐만 아니라 기동변형, 기초변형등도 복합적으로 얽혀 층변위각을 형성한다. 또한 대부분의 기존 실험 결과가 층변위를 위주로 보고되었고, 성능중심기반 설계 또한 층변위에 기반을 두고 있는 것을 감안할 때, 층변위를 위주의 한계상태 모델이 통합해석을 수행하는데 있어 매우 적합하다. 단, 층변위를 기동형상비나 기동-슬래브 상대강성비에 따라 달라질 수 있다. 이 논문에서 한계상태면 산정 시 사용된 실험결과는 정사각형 기등을 비롯한 다양한 모양의 기등과 슬래브 접합부 실험체에서 얻어진 값들로서, 기동형상비의 영향을 어느 정도 평균적으로 반영하고 있다. 또한, 기동-슬래브 상대강성비는 주로 탄성범위내에서의 층변위를에 영향을 미치는데, 전체 비선형

층변위각을 놓고 보면 탄성 층변위각의 적은 변동은 그리 큰 부분이 아니기 때문에 성능중심기반 설계에서는 층변위를 위주의 시스템 해석에 주력하고 있고, 이는 실무적으로도 매우 타당하다.

이와 같이 층변위를 근거로 하는 한계상태 모델은 과다한 횡변위각에 의하여 발생하는 편칭과괴를 매우 실제적으로 모사한다. 여러 기존 실험체에 대하여 슬래브-기동 접합부에 맞게 개량된 한계상태 모델요소를 적용한 결과 기존의 단부접합부 실험체들의 정적실험결과를 매우 효과적으로 예측하는 것으로 나타났다. Fig. 5에서 나타나듯이 특정한 접합부<sup>16)</sup>에 대해 한계상태 모델요소를 적용한 해석과 그렇지 않은 해석 결과의 차이는 현격하였다. 동적실험 및 시스템실험에 대한 해석은 3장에 정리하였다.

## 2.5 편칭후 거동과 이력 거동

연결 스프링과 주열대 스프링의 이력거동과 편칭과괴 이후의 거동특성은 다음과 같다. 층변위가 한계상태면에 도달하면 Fig. 3의 Case (c)에 나타낸 것과 같이 스프링의 강도와 강성은 떨어지게 된다. 다만, 수렴문제로 인해 완전한 강성저하로 모델링하였다. 편칭 이후의 잔류 내력은 기본적으로 제로로 결정하였다.

슬래브와 슬래브-기동접합부의 이력모델은 OpenSees<sup>13)</sup>에서 사용되고 있는 기존의 이력모델을 사용하였다 (Hysteretic Material).<sup>13)</sup> 사용된 모델에서 매개변수로는  $p_x$ ,  $p_y$ (reloading 중의 변형 및 하중에 대한 편칭 계수) 및  $\mu^b$  ( $\mu$ 는 변위연성도,  $\beta$ 는 비재하 강성을 정의하는 매개변수)가 있다. 이론적으로는 변수  $p_x$ ,  $p_y$  및  $\beta$ 는 0에서 1사이에서 변하는 값이지만 여기서는 각각 0.5, 0.2, 0.5를 사용할 때 최선의 결과를 얻을 수 있었다. 상기 이력거동에 관련한 매개변수들은 해석 결과에 큰 영향을 미치지 않았다. 위 값들은 모델링면에서나 프로그램의 안정성면에서 대체적으로 만족스런 값들로서 일반적인 무량관 모델링에 추천된다(단, 성능이 저하된 무량관 구조 모델링은 제외한다).

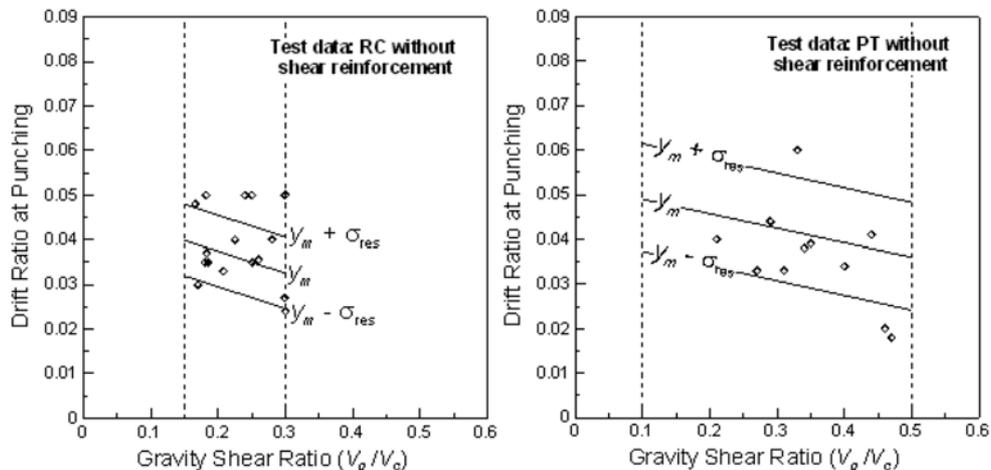


Fig. 4 Limit state surfaces of drift-induced punching of RC and PT slab-column connections

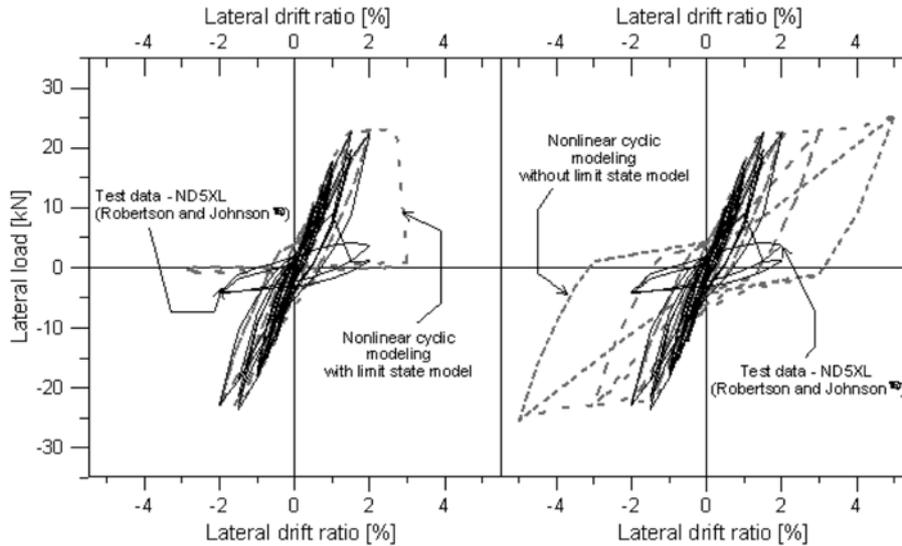


Fig. 5 Quasi-static nonlinear cyclic modeling with and without limit state model<sup>12)</sup>

## 2.6 포스트텐션 효과

일반 RC 무량판과 달리 PT 무량판의 선형 및 비선형 구조해석에 있어서 포스트텐션 효과를 고려하여야 한다. 먼저 포스트텐션에 의한 등가하중을 계산해야 하는데, 이는 소위 load balancing 방법으로 구할 수 있다. 이 방법은 강선의 곡률과 긴장력을 바탕으로 힘의 균형을 이용하는 방법으로서, 슬래브에 위로 작용하는 균등한 수직력 또는(기둥부근의 슬래브에서는) 아래로 작용하는 균등한 수직력을 구하는데 사용된다. 그리고 정착부에서는 집중 수평력(정착부가 슬래브 중심에 있지 않을 때에는 정착부 집중 모멘트도 발생)의 형태로 나타난다. 이러한 모든 등가하중은 중력하중과 함께 모델에 가해져야 한다. 위 방법으로 콘크리트 부재에 작용하는 포스트텐션에 의한 균형모멘트( $M_{bal}$ )를 반영할 수 있다.

또한 2.3.3절에서 주열대 스프링의 강도 산정시 슬래브 공칭모멘트강도를 그대로 사용하여서는 안된다. 아래 식(4)와 같이 포스트텐션에 의한 등가하중의 영향을 고려하여 산정하여야 한다.

$$M_{n,cs}^{\pm} = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + p_e e \quad (4)$$

여기서  $A_{ps}$ 는 주열대에 배치된 강선의 총 단면적(단, 내부접합부 정모멘트 구할 때는 0),  $f_{ps}$ 는 강선의 항복강도,  $A_s$ 는 주열대에 배치된 철근의 총 단면적(부모멘트 산정시 상부근, 정모멘트 산정시 하부근),  $f_y$ 는 철근항복강도이다.  $d_p$ 와  $d$ 는 각각 강선과 철근 중심까지의 유효깊이를 나타내며,  $a$ 는 등가직사각형 응력블럭의 깊이를 나타낸다. 또한,  $p_e$ 는 주열대에 작용하는 강선에 의한 유효긴장력이며,  $e$ 는 콘크리트 탄성중심에서 강선까지의 편심거리를 의미한다. 여기서  $p_e$  곱하기  $e$ 는 주모멘트( $M_p$ )이다. 외부접합부에서는 보통 주모멘트( $M_p$ )값은 0이 되고,

내부접합부에서는 정모멘트의 값을 갖는다. 내부접합부에서 주열대 스프링의 부모멘트 강도( $M_{n,cs}$ )를 구할 때 슬래브 공칭 부모멘트 강도에서 주모멘트( $M_p$ )만큼 감해줘야 한다. 반면 주열대 스프링의 정모멘트 강도( $M_{n,cs}^+$ )를 구할 때는 슬래브 공칭 정모멘트 강도에서 주모멘트( $M_p$ )만큼 더해줘야 한다.

## 3. 진동대 실험체의 해석 결과

### 3.1 비선형 정적해석

실험체 주열대의 중력하중은 슬래브-보 요소 스패의 세 점에 나누어 가하고 슬래브 중간대의 중력하중은 기둥에 집중하중으로 가하였다. 포스트텐션(PT) 실험체는 일반 철근콘크리트(RC) 실험체와 다른 점이 있다. 포스트텐션에 의한 등가하중(즉, 수직균등하중과 정착부에서의 집중하중)을 횡하중 적용 이전에 중력하중과 함께 가해야 하고, 2.6절에서도 언급하였듯이 주열대 스프링의 항복강도 산정시 슬래브 공칭모멘트강도를 그대로 사용하지 않고 식(4)를 사용하여야 한다. 실험체의 각 기둥하부에 설치된 삼축압축로드셀(tri-axial load cell)에 의해 발생한 구조물의 유연성은 기둥하부에 회전스프링으로 고려하였고 이때 스프링상수( $k_{\theta}$ ) 값은 측정에 의해 565 kN-m/rad로 결정하였다.<sup>9)</sup> Push-over 곡선은 1층과 2층에 각각 2:1과 1:2 비율의 수평력을 가하는 것을 기준으로 작성하였다. Fig. 6는 한계상태모델에 의한 Push-over 결과와 실험 결과를 비교하여 나타낸 것으로 선형 범위에서는 층별 수평하중의 비를 1:2로 가정하는 경우가 보다 정확한 결과를 제공하며 반대로 비선형 범위에서는 2:1의 비율로 가정하는 경우가 보다 정확한 결과를 제공하는 것을 알 수 있다. 이와 같은 결과는 진동대 실험에서 비선형 범위의 극한 상태 실험에서 얻어진 층별 관성력 과도 어느정도 일치하는 것으로 나타났다.<sup>8,9)</sup> 선형동적실

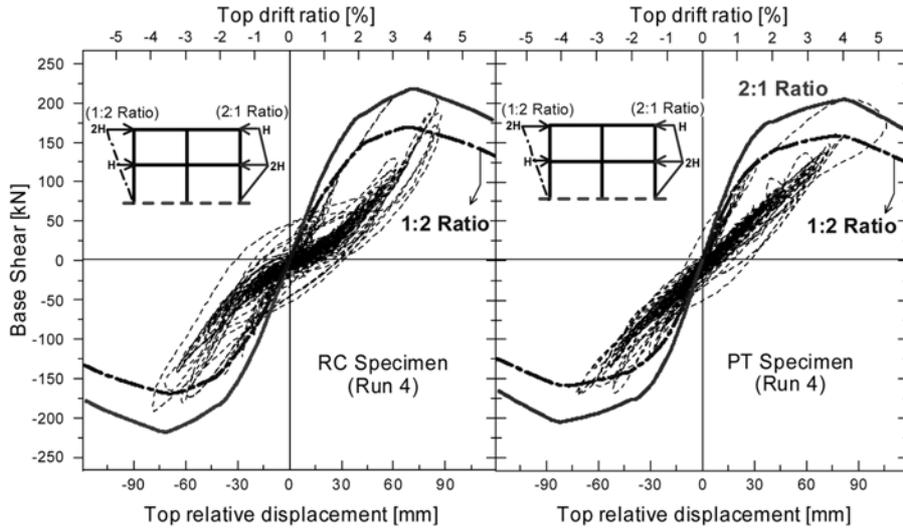


Fig. 6 Comparisons between push-over analyses and shake table test results (base shear versus top drift ratio)

험과 달리 비선형동적실험에서는 층별 수평하중 비율이 대략 1:2에서 2:1사이에서 매순간 끊임없이 변화하였다. 이와 같은 실험 결과에 준하여 또한 해석상의 단순화를 위하여 저층의 무량관 구조에서는 비선형 push-over 해석 시에 층별 수평하중 비를 1:1로 가정하는 것이 합리적이라고 할 수 있다. 이 비율은 1:2와 2:1 비율의 결과를 비교하여 대략적으로 선정된 값에 불과하며 향후 보다 세밀한 검증이 요구된다. 물론 선형해석시에는 기존의 1:2 비율이 여전히 유효하다.

이 연구에서 중력비-층변위율 관계를 나타내는 한계상태 관련식으로 Fig. 4에 나타난 결과를 사용하였으며 주어진 중력비에 대해 편칭이 발생하는 층변위율은 그림에서 나타난 것처럼 표준편차내의 범위를 고려하였다.

Fig. 7은 비선형 범위에서 첫 번째 반응에 대한 밀면전단력-최상층수평변위 결과를 각 해석모델에 대한 push-over 결과와 비교하여 나타난 것이다. RC와 PT 실험체에 대해 각각 한계상태의 평균값( $y_m$ ) 및 평균값+표준편차( $y_m + \sigma_{Res}$ )의 세 가지 결과를 나타내었는데 평균값+표

준편차( $y_m + \sigma_{Res}$ )에 대한 결과는 RC와 PT 실험체 모두에 대해 강도감소가 시작되는 시점에서 밀면전단력에 대한 최상층의 층변위율을 과대평가하는 경향을 보이는 반면 평균값( $y_m$ )을 사용할 때의 결과는 실험 결과와 가까운 값을 가지는 것으로 나타났다. 초기거동에서 push-over 해석 결과와 실험 결과가 다른데 이는 편칭효과에 의한 영향때문이다. Fig. 7의 실험 결과는 비선형거동 구간 한 주기의 reloading부분만을 나타낸 것이다.

해석 결과에 따르면 RC 실험체의 경우 최상층 층변위율 0.8%에서 접합부 FL1NW(접합부 기호는 Fig. 2 참조)의  $c_2+3h$ 쪽의 슬래브가 항복모멘트에 도달하였으며 이어서 다른 접합부(FL1NE, FL2NW, FL2NE, FL1NC 및 FL2NC)의  $c_2+3h$ 쪽의 슬래브가 항복하였다. 최상층 층변위율이 2.25%에 도달할 때 기둥하부가 항복하였으며 이어서 내부접합부의 주열대에서 슬래브 항복이 발생하였다. 외부접합부는  $c_2+3h$ 쪽의 슬래브에서만 항복하는 것으로 나타났는데 이는 ACI 318<sup>2)</sup>에서 가정한 내용과 일치한다. 내부접합부 및 외부접합부의 편칭과기는 최상층 층변위

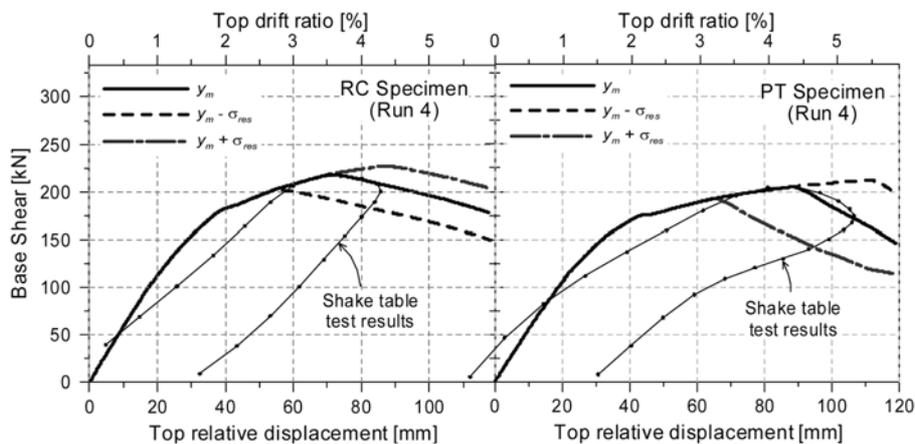


Fig. 7 Push-over analyses for the effect of variable limit state on top drift ratio at which the degradation of base shear takes place

율이 각각 3.6% 및 3.8%에 도달하였을 때 발생하였으며 이로 인해 밀면전단력은 감소하기 시작하는 것으로 나타났다. 실험 결과에 의하면  $c_2+3h$ 쪽의 슬래브 항복과 이후의 편칭파괴는 최상층 층변위율이 내부접합부와 외부접합부에서 각각 3.2%, 4.1% 정도였다. 이론해석에 의한 결과와 실험에 의한 결과치는 편칭파괴 시점에서 전체 접합부에 대한 평균변위율의 비가 1.05, 표준편차는 0.13으로 매우 근사한 것으로 나타났다. 한편, 편칭파괴는 내력이 급격히 떨어지기 시작하는 시점 또는 내력이 완만히 저하되어 20%의 내력을 상실한 시점으로 정의되는데, 전단보강된 이 진동대 실험체의 경우는 후자에 해당한다. 또한, 모든 접합부에서 편칭파괴가 일어나더라도 기둥은 캔틸레버와 같이 계속 내력을 받아주기 때문에 시스템 전체의 내력저하는 그다지 크지 않았다.

한편 PT 실험체의 경우는 최상층 층변위율이 0.8%에 이를 때 2층 외부접합부의 동측면(FL2NC-e)에서 최초로 슬래브의 항복이 발생하고 이어서 접합부 FL1NW, FL1NC-e, FL1NE에서 슬래브의 항복이 발생하는 것으로 나타났다. PT 실험체는  $c_2+3h$ 쪽 슬래브 바깥쪽에 철근을 배근하지 않았기 때문에 주열대 및  $c_2+3h$ 쪽 슬래브는 동일한 값을 가진다. 최상층 층변위율이 2.0%에 이르렀을 때 세 기둥 모두에서 하부에 항복이 발생하였고 이로 인해 횡강성이 크게 감소하는 것으로 나타났다. 내부접합부(FL1NC 및 FL2NC)의 편칭파괴는 최상층 층변위율이 4.05%에 이르렀을 때 발생하는 것으로 나타났으며 외부접합부(FL1NW, FL1NE, FL2NW 및 FL2NE)의 경우도 최상층 층변위율 4.3%에서 편칭파괴가 발생하는 것으로 나타났다. PT 실험체에 대한 실험 결과는 접합부 FL2NC는 최상층 층변위율 2.5%(Run 4의  $t=11.04\text{sec}$  시점)에서 항복이 발생하고 이어 층변위율 4.75%(Run 4의  $t=11.09\text{sec}$  시점)에서 접합부 FL1NC의 강도감소가 시작되는 것으로 나타났다.

### 3.2 비선형 동적해석

Push-over 해석을 위해 사용한 모델에 댐핑값과 주기 하중에 따른 재료특성을 부여하여 비선형 동적해석을 수행하였다. 비선형 해석을 위해서 해석모델에는 실험체에 심각한 비선형 거동을 발생시킨 Run 4의 수평가속도를 부여하였다(Table 1 참조). 슬래브 질량(자중 및 슬래브 상부의 납 하중)은 슬래브 스패를 따라 세 곳에 집중하여 입력하였다. 댐핑비는 탄성범위의 진동대 실험(RC 실험체의 Run 2-2, PT 실험체의 Run 2)의 해석값과 실험 결과의 비교를 통해 1%로 결정하였다. 상대적으로 적은 값의 댐핑비를 가정한 것은 실험체가 맨골조이기도 하며 또한 기둥부재를 화이버 요소로 모델링하였기 때문이다. 화이버모델은 철근항복이전 영역에서도 추가적으로 이력 댐핑을 제공한다. 뿐만 아니라 비탄성영역에서는 FEMA 356<sup>6)</sup>에서 추천하는 유효강성  $0.5EI_g$  보다 큰 초기강성 ( $EI_g$ )을 근거로 하여 Rayleigh 댐핑을 산정하는데, 이는 실제적인 Rayleigh 댐핑보다 상당히 큰 값이다. 역시 Elwood<sup>7)</sup>에 의하면 화이버모델을 이용하여 기둥을 동적 해석하는 경우 상대적으로 적은 댐핑비(2%)를 사용할 때 우수한 결과를 얻은 것으로 나타났다. 충분한 결과는 아니지만 두 시험에 의한 결과를 바탕으로 화이버모델을 적용한 맨골조의 해석에서는 댐핑비를 1~2%의 범위에서 결정하는 것이 바람직하다고 할 수 있다.

Figs. 8과 9는 각각 RC 실험체와 PT 실험체의 최상층 횡변위 기록을 나타낸 것인데 해석 결과는 전체적으로 실험 결과에 상당히 일치하는 것으로 나타났다. PT 실험체의 경우 RC 실험체에 비해 약간 더 나은 결과를 나타냈는데 이는 기둥 하부 로드셀에 의한 기초 회전량을 PT 실험체에서 계측하고 RC 실험체의 경우는 이 값을 준용한데 부분적으로 기인하는 것으로 판단된다. 구조체가 탄성영역에서 거동하는 중간 정도의 진동(RC 실험체는 Run 2-2, PT 실험체는 Run 2)에 대한 결과에서도 이와 유사

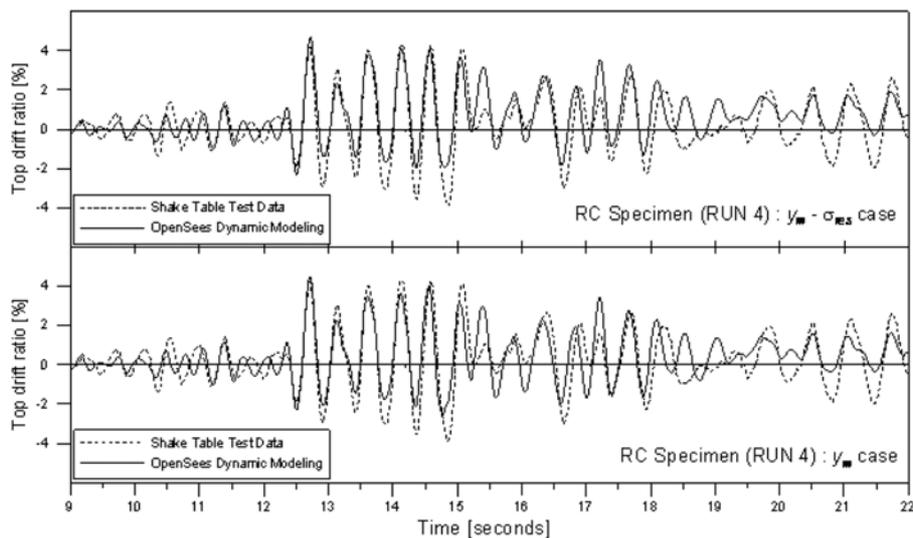


Fig. 8 Comparisons between dynamic analyses and shake table test results for top drift ratio of RC specimen

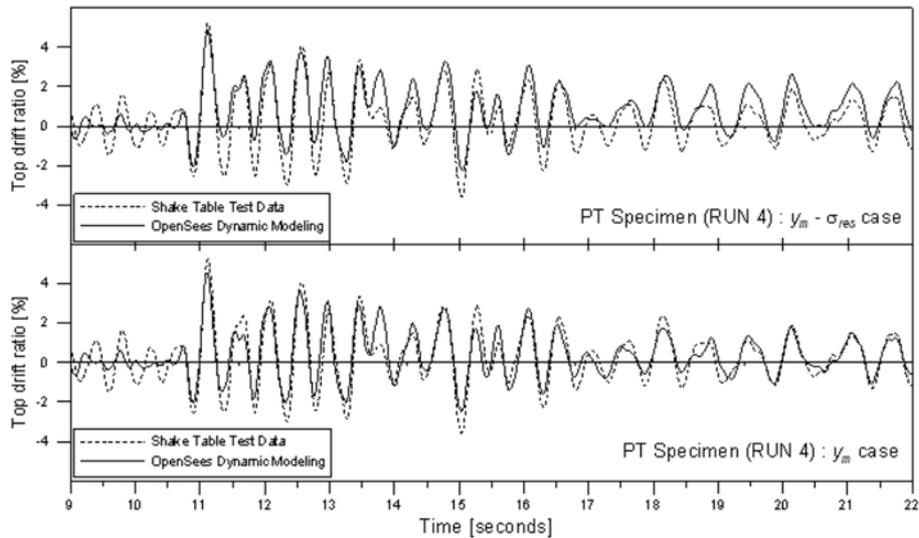


Fig. 9 Comparisons between dynamic analyses and shake table test results for top drift ratio of PT specimen

한 결과를 얻을 수 있었다.

RC 실험체(Fig. 7)는 12~18초 사이의 주요 반응이 일어난 부분에서 주기와 진폭이 비교적 정확하게 예측되었으며 PT 실험체(Fig. 8)의 경우는 전 구간에 걸쳐 주기와 진폭이 상당히 정확하게 일치하는 결과를 얻었다. 편칭파괴는 해석 결과 RC 실험체의 경우는 12.67초에서 최초로 발생하고 PT 실험체에서는 11.07초에서 최초로 발생하는 것으로 예측되었는데 실험 결과에서는 RC 실험체의 경우 12.68~12.72초, PT 실험체의 경우는 11.08~11.13초에서 발생하는 것으로 나타나서 해석 결과와 거의 일치하였다. 또한 RC 및 PT 실험체 공히 평균값( $y_m$ )에 의거하여 중력비-횡변위 한계상태를 정의하였을 때 실험 결과, 특히 편칭 이후의 주기 값과 매우 근접한 결과를 얻었다.

그밖에 접합부 불균형모멘트와 슬래브 소성회전과의 관계의 해석 결과에서도 슬래브 최대소성회전, 최대모멘트, 편칭파괴 및 편칭 이후의 거동 등에 대해서 실험에서 관측된 결과와 비교적 유사한 반응형태를 나타내는 것을 확인하였다.

#### 4. 결 론

이 연구에서는 슬래브-기둥 접합부의 비선형거동을 표현할 수 있는 모델을 제시하였다. 제시한 모델에서는 주열대 슬래브의 항복, 불균형모멘트의 전달에 의한 슬래브의 항복, 슬래브 위험단면에서의 전단편심 내력 초과에 의한 편칭파괴 또는 일정 중력비에서 한계 횡변위에 도달함으로써 발생하는 편칭파괴 등의 파괴모드를 고려하였다. 포스트텐션을 적용한 무량관 구조의 해석에서는 포스트텐션에 의한 등가하중을 적용하여야 하며, 공칭모멘트강도 산정시 유의하여야 한다. 해석모델에 의한 결과는 정적 주기하중과 진동대에 의한 동적 실험 결과와의 비교를 통해 모델의 적정성을 확인하였다.

결과에 의하면 중력비-횡변위 관계에서 평균값에 기초

한 한계상태면을 적용할 때 실험에서 관찰되는 편칭 시의 수평변위를 가장 잘 나타낸다. 횡변위에 대한 해석과 실험 결과의 비교에서는 RC 및 PT 실험체 공히 1%의 댐핑비를 가정할 때 주기 및 진폭 등의 결과에서 정확한 결과를 얻었다. 또한 모델은 불균형 모멘트와 슬래브의 회전과의 관계에서는 반응의 전체적인 경향을 잘 나타냈으며 push-over 곡선은 실험 결과와 상당히 일치하며 실험체 골조의 손상 과정 및 횡변위 등을 잘 나타냈다.

이 연구에서 제시한 모델은 무량관 구조, 특히 동하중을 받는 포스트텐션 구조에 적용할 수 있으며 무량관 구조의 성능기반설계뿐만 아니라 기존 구조물의 무량관 구조 해석에도 유효하게 사용할 수 있을 것이다. 뿐만 아니라 모델링 방법과 해석 결과는 각 부재와 접합부의 비선형 거동의 이해를 돕는다.

#### 감사의 글

이 연구는 국민대학교 교내연구비의 지원과 오클라호마대학교 주립대학재원의 지원을 받아 수행하였습니다.

#### 참고문헌

1. Moehle, J. P., "Seismic Design Considerations for Flat-Plate Construction," *Mete A. Sozen Symposium, A Tribute from His Students*, SP-162, J. K. Wight and M. E. Kreger, eds, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1996, 460 pp.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-08)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2008, 465 pp.
3. Aschheim, M. and Moehle, J. P., "Four-Story Flat-Slab Building in Sherman Oaks," *Preliminary Building Report to ATC-33 Case Study*, Berkeley, Calif., 1995.
4. Dovich, L. and Wight, J. K., "Lateral Response of Non-

- seismically Detailed Reinforced Concrete Flat Slab Structures,” *Report No. 400/U423/94-30*, University of Michigan, Ann Arbor, Mich., 1994, 183 pp.
5. Hueste, M. B. D. and Wight, J. K., “Nonlinear Punching Shear Failure Model for Interior Slab-Column Connections,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 125, No. 9, Sept. 1999, pp. 997~1008.
  6. FEMA 356, “Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356),” Federal Emergency Management Agency, 2000, Washington, DC, 518 pp.
  7. Elwood, K. J., “Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames,” Ph.D Dissertation, University of California, Berkely, Calif., 2002, 419 pp.
  8. Kang, T. H.-K. and Wallace, J. W., “Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 4, 2006, pp. 531~540.
  9. Kang, T. H.-K. and Wallace, J., W., “Dynamic Responses of Flat Plate Systems with Shear Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 5, 2005, pp. 763~773.
  10. Kang, T. H.-K. and Wallace, J. W., “Stresses in Unbonded Tendons of Post-Tensioned Flat Plate Systems under Dynamic Excitation,” *Journal of the Post-Tensioning Institute*, Vol. 6, No. 1, 2008, pp. 45~59.
  11. Spacone, E., Filippou, F. C., and Taucer, F. F., “Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames: Part I. Formulation,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, No. 7, 1996, pp. 711~725.
  12. Pecknold, D. A., “Slab Effective Width for Equivalent Frame Analysis,” *ACI Journal*, Vol. 72, No. 4, 1975, pp. 135~137.
  13. McKenna, F. and Fenves, G., “The OpenSees Command Language Manual: version 1.2,” Pacific Earthquake Engineering Research Center, <<http://opensees.berkeley.edu>>, University of California, Berkeley, Calif., 2001.
  14. FEMA 274, “Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 274),” Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 1997, 488 pp.
  15. Kang, T. H.-K., LaFave, J. M., Robertson, I. N., and Hawkins, N. M., “Recommendations for Design of Post-Tensioned Slab-Column Connections Subjected to Lateral Loading,” *Journal of the Post-Tensioning Institute*, Vol. 6, No. 1, 2008, pp. 45~59.
  16. Robertson, I. N. and Johnson, G., “Cyclic Lateral Testing of Nonductile Slab-Column Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 3, 2006, pp. 356~364.

---

**요 약** 2층 규모의 철근콘크리트조 및 포스트텐션조 무량판구조를 1/3 스케일로 축소하여 제작한 실험체의 진동대 실험 결과를 바탕으로 무량판구조의 모델링 기법을 향상하고자 하는 연구를 수행하였다. 이 연구에서 적용한 모델링 방법은 슬래브의 휨모멘트에 의한 휨파괴, 불균형모멘트의 전달에 의한 휨파괴 및 편칭전단파괴에 의한 슬래브-기둥 접합부의 모멘트 전달능력 상실등의 영향을 반영하는 매우 포괄적인 구조해석 방식이다. 편칭전단파괴에 대해서는 중력비와 층간변위각에 기초한 한계상태 모델이 적용되었다. 이 논문에서 제안된 비선형 모델은 무량판구조의 진동대 실험 결과와 잘 부합하는 것으로 나타났다.

**핵심용어** : 무량판구조, 비선형거동, 동적해석, 편칭전단, 한계상태