주상복합건물 전이층의 거동 분석과 헌치의 적용성 평가

An Evaluation and Response Analysis of a Hybrid Building System by Introducing Haunch at the Transfer Floor

장 성 훈* 김 희 철** 홍 원 기***
Jang, Sung Hun Kim, Hee Cheul Hong, Won Kee

국문요약

상부 벽체와 하부 골조로 구성되는 주상복합 건물은 전이층에서 수직적인 강성과 강도의 불연속성을 갖는다. 이러한 복합구조는 전이층에서 춤이 큰 보에 의하여 하중이 전달되며 설계시 매우 중요하게 고려하여야 하는 사항이다. 그러나 이에 대한 연구가 충분히 이루어져 있지 않으며 실제 전이보의 설계시 춤을 매우 크게 하여 요구되는 강도보다 큰 안전율이 고려되고 있다. 본 연구에서는 전이층의 단순화모델을 이용하여 보의 높이 및 지지면의 길이에 따른 아치거동의 변화를 조사하였다. 유한요소법을 이용하여 구조물을 분석하고 두 변수를 포함하는 헌치부재를 이용하여 그 효과를 기존시스템과 비교하였다. 중요 변수인 헌치의 기울기는 1:1의 비율에서 가장 효율이 좋은 것으로 나타났으며, 이러한 결과를 전이보를 대신하여 사용한 결과 중력방향의 상부 아치거동에 대하여 효과적으로 작용하는 것으로 나타났다. 또한 응력 집중부위에서의 응력감소와 깊은 전이보의 높이감소에 효과적으로 작용하는 것으로 나타났다.

주요어 : 주상복합건물, 전이층, 아치거동, 헌치, 전이보

ABSTRACT

Hybrid buildings having upper wall and lower frame have a stiffness and strength discontinuity at the transfer floor. Gravity load that comes from the upper wall is transferring to lower columns through the deep girder that the very careful consideration should be given during design step. However, too much safety factor was given from the field engineers on the design of deep transfer girder since not enough research was accomplished on this subject. The variation of arch action was observed according to both the height of a transfer girder and the length of a support using the simplified analysis model of a transfer floor. The comparison was performed by introducing haunch at the top of the column instead of using deep transfer girder. It was observed that the slope of a haunch is the most effective at the 1:1 ratio that is the 45 degrees. Also it was observed that an introduction of a haunch under the transfer girder is very effective in reducing the depth of a transfer girder by decreasing the stresses occurring at the point of stress concentration under the gravity load.

Key words : hybrid building system, transfer floor, arch action, haunch, transfer girder

1. 서 론

제한된 토지의 이용을 극대화하기 위하여 도심지에 건설되고 있는 주상복합건물은 하부의 골조형식과 상부의 주거용 내력벽형식이 전이층을 중심으로 연결되어 건축적 요구에 따른 구조형식의 변화를 확연히 보여주고 있다. 그러나, 건물의 기능적 요구에 따른 수직적 구조형식의 불연속성과 이를 위한 전이 시스템의 구성은 구조물의 거동에 커다란 장애요소로 작용하여, 구조물의 설계 시 매우 많은 문제점을 발생시킨다. 특히, 국내의 주상복합 건물에서 일반적으로 사용되고 있는 춤이 큰 전이보 시스템은 횡방향의 저항성능과 전이보 높이에 관련하여 많은 문제점을 가지고 있다. 최근들어 주상복합건물의 사례가 증가하고 있으나 이에 대한 연구는 절대적으로 부족한 상태이다. 따라서 본 연구는 하중전이에 관련하여 전이보의 구조적인 문제와 전이보를 대체할 수 있는 새로운 시스템을 제안하게 되었다.

시스템의 대체는 전이층의 주된 하중전달 매커니즘인 아치 거동과 하중전달을 위하여 요구되는 부재 단면의 효율성을 포함하여야 하며, 횡방향에 대한 성능 향상을 기대할 수 있어야 한다. 그러나, 현재의 전이보는 아치거동에 직접적인 연관이 없는 경간 중앙부에서 필요이상의 중량이 존재하고 있으며, 횡방향 거동 시 강체작용에 의하여 기둥의 추가적인 변형을 야기시키므로, 최적의 부재로 보기 어려운 면을 가지고 있다. 또한 실무에 종사하는 기술자들의 경우 부재해석을 위한 유한요소해석 시 판요소의 사용으로 인한 하중산출의 어려움과 선요소 사용시의 불확실성으로 많은 혼란을 겪고 있다. 이러한 이유로 인하여 필요이상의 안전율을 첨가하여 보의 춤을 증가시켜 경제적 문제까지 안고 있다. 따라서 본 연구에서는 현재 사용되고 있는 전이보 문제에 대한 해결책으로 내부적 매커니즘을 효율적으로 수용하는 헌치 시스템을 제안하였다. 상부 벽에서 발생하는 아치거동은 전이보와의 강성비에 의하여 하단부에 응력집중 현상을 발생시킨다. 응력집중은 전이보의 강성이 감소할수록 증가하기 때문에, 전이보에 전달되는 하중도 보 단부에 집중되는 양상을 갖게 되므로 단부에서의 헌치는 중력방향 하중전이에 매우 효율적으로 작용할 것으로 예측된다. 또한 전이보 강성의 감소는 전이층 질량감소와 강체거동을 약화시켜 횡방향 거동에 대한 성능향상을 기대할 수 있게 한다.

* 학생회원 · 경희대학교 건축공학과, 석사과정
** 정회원 · 경희대학교 건축공학과, 부교수(대표저자 : kimhc@nms.kyunghee.ac.kr)
*** 삼성중공업 건축사업본부, 공학박사
본 논문에 대한 토의를 2001년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

2. 전이층의 거동

지진과 같은 횡방향 하중에 대한 취약성과 전이보의 문제는 주상복합 건물이 갖고 있는 가장 큰 단점이라 볼 수 있다. 그러나, 횡방향 하중에 대한 취약성은 하부 골조층에 대한 상부 전단벽의 기초확장이나, 분산형 벽체 구성 혹은 기둥의 치수증가를 통하여 부분적으로 보완이 가능한 반면, 전이보에 대한 문제는 적절한 해결책이 없는 것이 현실이다. 최근 스트럿 타이모델(strut-tie model)과 수정압축장 이론에 대한 연구결과 들이 많이 발표되고 있으나 아직까지 실무에서 직접적으로 사용하기에는 많은 어려움이 있다.

전이층의 거동은 전단경간비에 대한 일반 보의 거동과 달리 상부 벽에 지배적인 영향을 받기 때문에 보와는 다른 양상을 갖는다. 따라서, 전이층의 주된 내부 매커니즘에 대응하는 적절한 시스템의 창출은 효율적인 부재사용이나, 전이보 사용 시의 여러 문제점을 해결하는데 도움이 될 것이다.

2.1 보의 전단거동

보의 전단거동은 W. Ritter에 의하여 제안된 트러스이론과 스터럽의 필요성에서 시작하여 많은 연구자들에 의하여 증명되고 개선되어온 분야이다. 그러나 ACI-ASCE committee 326(426)의 연구결과 "shear and diagonal tension"에 기술된 보고서[1]에서 제시하듯이 전단에 의한 사인장 거동은 쉽게 접근할 수 있는 주제는 아니기 때문에 전이층 거동에 앞서 전단거동에 대한 이해가 선행될 필요가 있다. 특히, 전이층 거동과 관련한 연구가 미흡한 실정에서, 보에 대한 전단거동은 전이층 거동의 주된 메커니즘인 아치거동과 두 변수(보의 높이와 지지길이)의 영향을 이해하는데 많은 도움을 준다.

보의 전단문제를 다루면서 쉽게 접하게 되는 전단경간비(a/d)는 보 내부의 응력 메커니즘을 변화시키는 변수로 알려져 있다. 실제로 Leonhardt와 Walther[2]의 실험은 전단경간비에 따른 파괴모드를 이용하여 이를 증명하고 있다. 부재의 높이증가나 전단스팬의 감소가 부재 전단거동에 미치는 영향은 실험을 통하여 제시된 다음의 세 가지 분류에 따라 확인할 수 있다.

Type1 : 3<a/d<7, 일반보의 파괴매커니즘을 따르며 사인장 균열이나 아치거동은 하중을 견디는 데 유용하지 않다.

Type2 : 2<a/d<3, 전단에 의한 압축 또는 압축역까지 확장한 휨에 의한 인장균열로 파괴, 아치거동에 의한 파괴가 일반적이다.

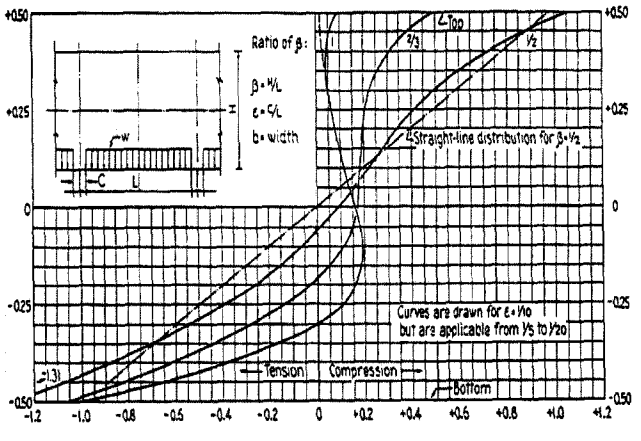
Type3 : a/d<2.5, 콘크리트의 분쇄나 쪼개짐에 의한 파괴가 일반적이다.

내부적인 응력 메커니즘의 변화는 전단경간비에 영향을 받는 하중 경로상의 직접압축대와 인장대에 기인한다. 이 때 단면상의 응력분포는 Dischinger[3]의 연구에서 보여지듯이 베르누이의 가정을 따르지 않으며 a/d의 비율에 따라 변화한다. 아래의 그림 1은 H/L(β, 보높이/경간), C/L(ε, 지점길이/경간)를 변수로 하여 등분포하중을 받고 있는 깊은 전이보의 휨응력변화를 도시한 것으로 두변수(β와 ε)와 전단거동간의 관계를 나타내고 있다.

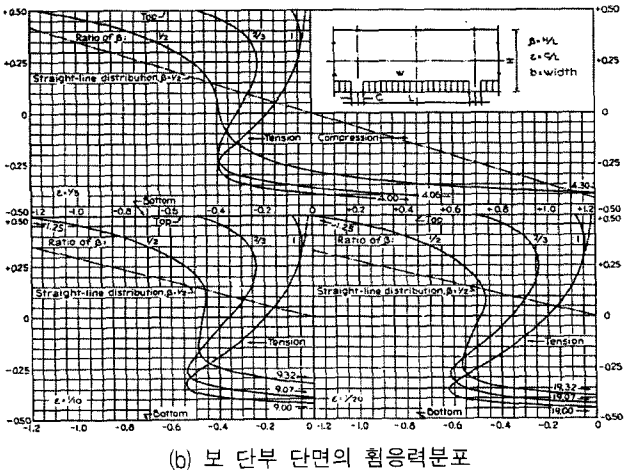
전단경간비 감소에 의하여 나타나는 직접 하중 경로는 단면내의 휨응력을 변화시키고, 전단 응력을 증가시켜 최종적인 파괴모드를 변화시킨다. 상부 등분포 하중을 가정하고 경간을 고정시킬 때 전단에 대한 영향은 보의 높이변화에 의하여 거동 변화를 나타내게 되며, 이러한 특징은 상대적으로 높이가 있는 상부 벽과 전이보를 포함하는 전이층 거동이 전단에 지배되고 있음을 의미한다. 따라서, 전단경간비의 주된 변수인 보 높이와 지지길이는 보의 경우와 마찬가지로 전이층 거동변화에 직접적인 영향이 예상된다.

$$V=\frac{dM}{dx}=\frac{d(Tjd)}{dx}=jd\frac{dT}{dx}+T\frac{d(jd)}{dx} \qquad (1)$$

전단에 대한 보 내부의 평형방정식은 식 (1)을 통하여 이상화하여 정의할 수 있다. 식 (1)은 콘크리트의 인장성능을 고려하지 않을 경우 보 내부의 전단력을 철근인장력 T와



(a) 보 중앙부 단면의 휨응력분포



(b) 보 단부 단면의 휨응력분포

그림 1 등분포하중을 받는 보의 휨응력

응력중심거리 jd에 의한 모멘트의 변화로 나타낸 것이다.

식 (1)에서 첫번째 항은 콘크리트와 보강근사이의 부착력(bond force)에 의한 "보 거동"을 나타내며 얇은 보(B-regions)에 대하여 접착부의 파괴나 인장철근의 항복으로 파괴된다. 두 번째 항은 변화하는 응력중심거리 상에서 작용하는 철근 인장력에 의한 "아치 거동"을 나타내며 깊은 전이보의 하중 재하부나 지점부 주변의(D-regions) 교란과 아치거동을 통하여 전이된다. 보 거동과 아치거동의 관계는 서로 독립적이지 않으며 Paulay, T.가 말하듯 아치거동은 보거동의 파괴와 함께 발생한다. 그림 2에 나타난 바와 같이 Olonisakin과 Alexander[4]의 실험 결과는 아치거동과 보거동의 관계를 잘 보여주고 있는데, 전단경간비의 증가로 인한 전단의 주된 거동이 아치거동에 영향 받음을 알 수 있다.

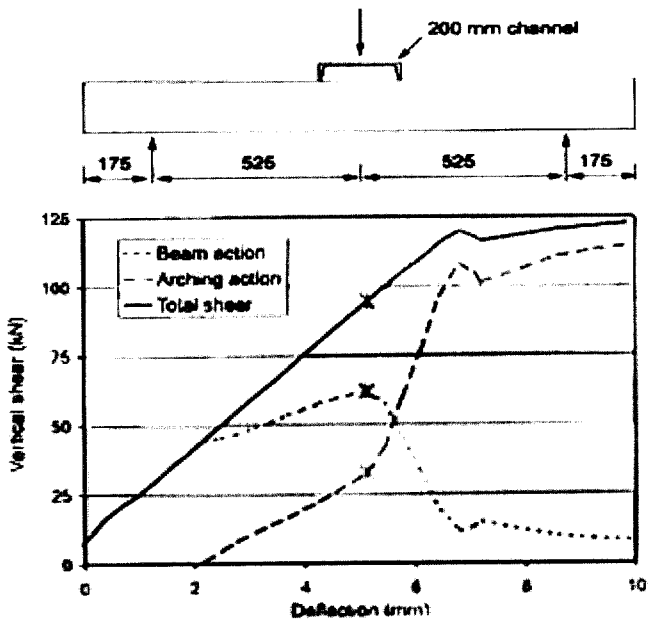
2.2 전이층의 전단거동

보의 거동에서 중요하게 다루어진 전단경간비와 아치거동은 전이층 거동에서도 지배적인 영향을 미친다. 그러나, 전이보 상부에 위치한 벽은 하단부에 응력집중을 발생시키고, 전이보의 하중 부과 상태를 변화시키기 때문에 보와는 다른 양상을 보인다. 이와 같은 현상은 Wood와 Simms[5]에 의하여 제시된 식 (2)와 Davies와 Ahmed[6]에 의하여 제안된 식 (3)의 상대 강성값을 이용하여 정의할 수 있다.

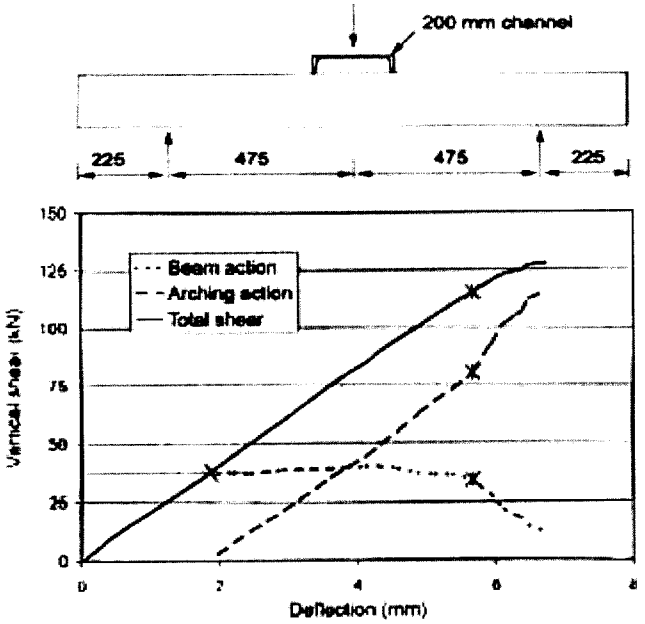
그림 3의 삼각형 응력분포대신 사각형 응력블럭를 가정할 경우 응력분포가 단부에서 길이 x만큼 걸쳐있다면, 벽의 평균 압축응력과 사각응력블럭내의 최대값의 비는 L/2x로 표현할 수 있다. 이 때 보 중앙부에서의 휨모멘트는 길이당 단위하중 W와 경간 L을 이용할 때

$$M=\frac{WL}{k}=\frac{W}{2}\cdot\frac{x}{2}=\frac{Wx}{4} \qquad (2)$$

와 같으며, k를 휨모멘트 영향계수라 할 때, C=k/8, x/L=4/k 이므로, 표 1과 같은 결과를 산출할 수 있다. 따라서 벽과 보



(a) 전단경간비 525/d



(b) 전단경간비 476/d

그림 2집중하중을 받는 단순보 중앙부에서의 전단요소

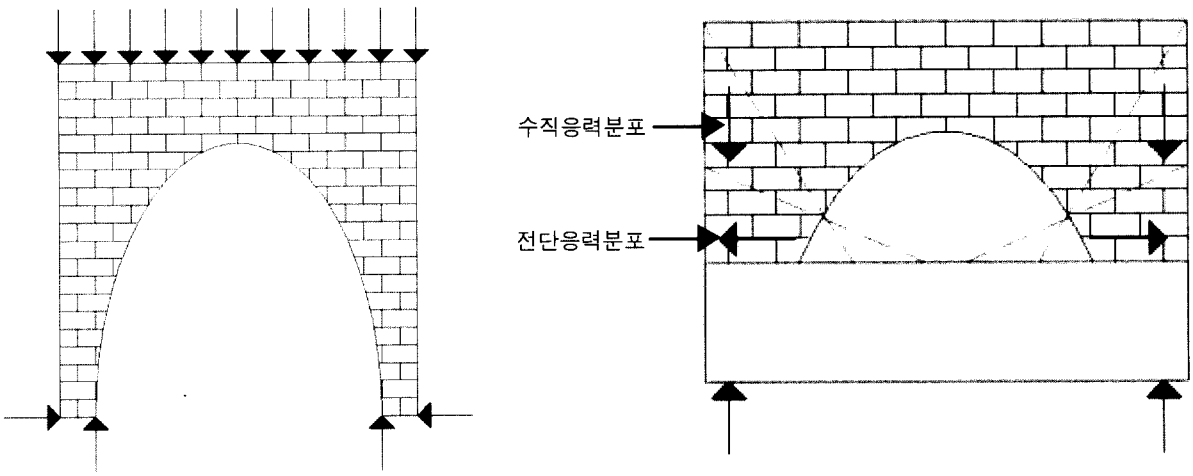


그림 3 벽의 아치거동

표 1 벽과 보의 상호작용

k	x/L	C	비 고
8	1/2	1	벽과 보의 복합작용 없음
12	1/3	1.5	
24	1/6	3	
46	1/12	6	
100	1/25	12.5	벽과 보의 복합작용 최대

의 접착부가 충분히 강하다면, 복합작용이 증가할수록 벽 하단부의 응력집중계수 C가 증가하므로 그림 3과 같이 단부 접촉면을 따라 수직하중과 수평하중의 크기가 증가하게 된다. 식 (3)의 상대강성값은 벽과 보의 휨 강성비로 정의되며 벽과 보의 복합작용을 정의하는 수식적인 방법을 제공한다. 보 휨강성의 감소로 인한 상대강성값의 증가는 복합작용의 증가를 의미하며, 그림 4의 (a)와 같이 하중집중계수 C를 증가시켜 단부의 응력집중을 증가시킨다. 그림 4의 (b)는 상대강성값에 따른 벽 단부의 응력집중을 나타내며, 응력집중은 보에 대하여 하중으로 재하된다.

$$\text{상대강성비 } (R_f) = 4\sqrt{\left(\frac{E_w t H^3}{EI}\right)} \qquad (3)$$

E_w : 벽 탄성계수
t : 벽 두께
H : 벽 높이
E : 보 탄성계수
I : 보 휨강성)

그림 4의(a)는 상대강성값 외에 경간 L과 복합작용의 관계를 나타낸다. 이 그래프에서 경간의 감소는 복합작용을 증가시키는 것을 확인할 수 있으며, 하중집중계수를 증가시키고 있다. 결과적으로 전이층의 거동은 벽의 높이를 고정할 때 보 높이와 경간에 영향을 받음을 알 수 있다.

3. 중력방향 모델 해석

3.1 모델의 단순화

실제 구조물의 복잡한 거동양상을 해석모델에 모두 포함시키는 것은 모델의 제작단계에서 많은 시간을 필요로 한다. 그러나 해석의 신뢰성과 모델제작시간은 항상 비례하지 않으므로 본 연구에서는 해석의 용이성을 위하여 비교해석에 적정한 전이층 구간의 일정부분을 분리하였다.

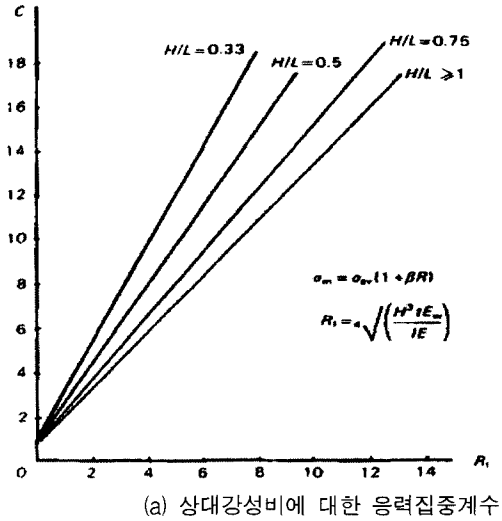
3.2 기본 모델 설정

3.2.1 벽

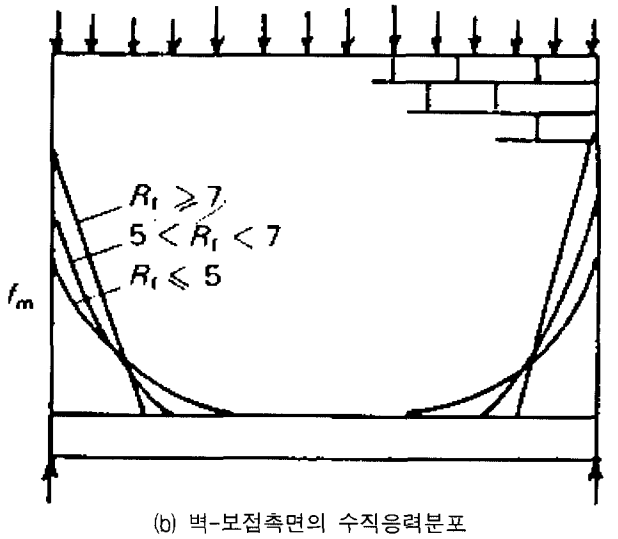
벽에서 충분한 아치 거동(arch action)이 발생하기 위한 제약은 많은 연구자들에 의하여 수행되었다. Green et al[7]에 의하여 처음으로 제안된 방법은 기둥에 지지되는 전단벽이 개구부를 갖지 않을 경우 벽의 높이에 대한 길이의 비를 1.5 이상으로 제한하는 것이다. 그러나 Green이 제안한 모델을 대상으로 해석한 결과 아치거동은 전체 높이의 1/3정도에서 발생하기 시작하였으며, 상단 2/3부위는 대부분 등분포형상의 하중 패턴을 보였다. 벽의 아치형상은 전이층 거동을 설명하는데 중요한 부분으로 유한요소해석 시 상부벽의 고려로 인하여 많은 해석시간이 소요된다. 따라서 조적조에서 일반적으로 사용하고 있는 높이에 대한 길이의 비 0.6을 사용하였다.

3.2.2 경계조건

경계조건이 적용되는 부분은 보와 슬라브 및 벽 횡방향의 잘려지는 면이나, 실제 건축물의 사용 예를 살펴볼 때 벽에서의 개구부와 기둥위치의 비 정형성으로 인하여 경계조건을 이용한 모델의 단순화를 생각할 수 없다. 따라서, 해석의 용이성을 위하여 같은 패턴을 갖는 전이층 집합이 연속적으로 이어진 경우를 가정하였으며 각 접합면의 대칭조건을 이용하여 경계조건을 정의하였다.



(a) 상대강성비에 대한 응력집중계수



(b) 벽-보접촉면의 수직응력분포

그림 4 상대강성비에 따른 벽의 응력집중

그림 5에서 점선은 경계조건이 적용되는 부분으로 중력방향의 변위를 제외한 2개의 병진변위와 3개의 회전자유도를 구속하였다. 슬라브 부재는 해석을 수행한 결과 15cm 슬라브의 중력방향 효과는 벽과 전이보의 거동에 커다란 영향을 주지 않는 것으로 나타났으며 보 높이의 증가에 따라 그 영향은 극히 작아지므로 전이층에서 슬라브에 의한 효과는 무시하였다.

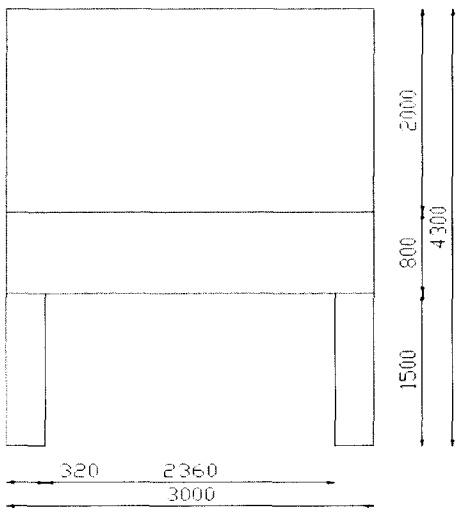


그림 5 기본 모델(mm)

3.2.3 세부 적용사항

본 연구에서는 유한 요소해석을 위하여 ANSYS 5.3을 사용하였다. ANSYS는 모델링 구현에 비교적 세부적인 접근을 허용하며, 해석범위에 맞는 여러 요소속성을 제공하기 때문에, 국부 모델의 세밀한 분석에 용이하게 사용될 수 있다. 본 해석에 사용된 모델에 대한 재료 특성은 표 2에 나타내었다.

표 2 모델 세부사항

탄성계수 (kgf/mm^2)	적용하중 (kgf/mm^2)	중력가속도 (mm/sec^2)	중량 (kgf/mm^3)	콘크리트 압축강도 (kgf/cm^2)	요소길이 (mm)
2173	0.917	9806	2300e-9	210	80

3.3 깊은 보를 적용한 전이층 모델의 분석

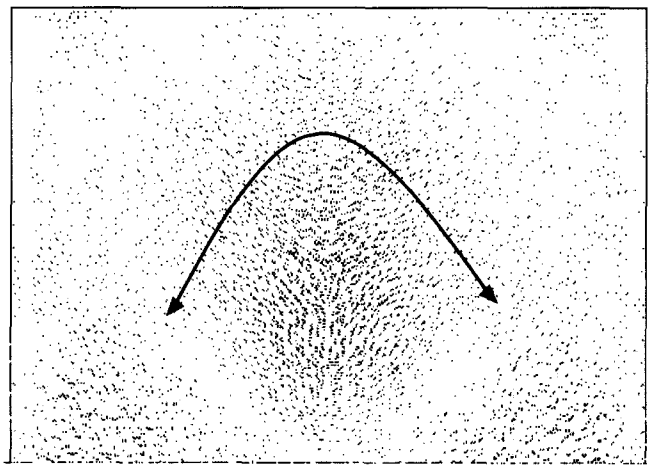
3.3.1 보 높이의 변화에 따른 거동 변화

그림 4는 Davies와 Ahmed에 의하여 제안된 상대 강성값에 따른 수직응력분포로서 상부 벽의 높이가 일정한 경우 보 높이가 전이층 거동의 지배적인 변수임을 보여주고 있다. 따라서 보 높이의 증가는 벽 단부의 응력을 감소시키며 보 높이의 변화에 따른 전이층의 거동변화는 벽의 주응력 선도를 이용할 경우 세밀한 응력 흐름과 함께 응력 분포의 변화를 쉽게 알 수 있다.

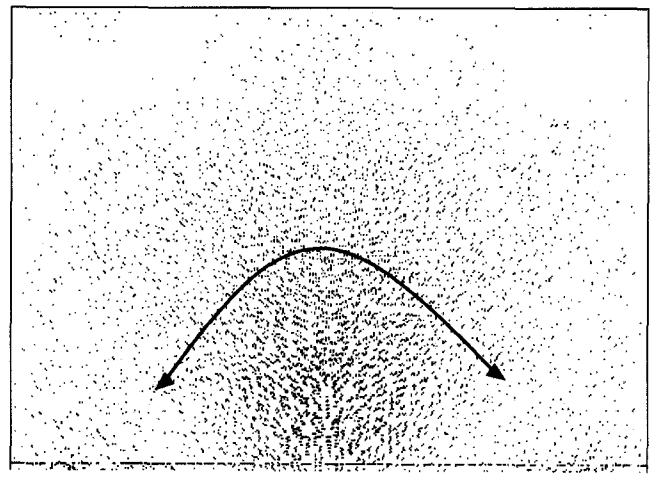
그림 6은 그림 5와 같은 기본모델에 보 높이가 각각 800mm, 1200mm 일 때 벽에서 생성되는 주응력 선도를 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 두 모델에서 보여지는 아치 기울기의 변화는 보 높이의 변화가 벽의 응력집중현상에 깊은 관계가 있음을 보여준다.

아치의 기울기변화는 보의 높이에 따른 전이층 거동을 쉽게 파악하는데 유용하다. 보 높이의 증가는 아치의 기울기를 감소시킨다. 따라서 낮아진 기울기는 아치의 높이를 감소시키며 상부 벽의 등분포 하중구역을 하부로 이동시켜 벽 단부에서 발생하는 응력집중을 넓게 재분배한다. 그러나 응력집중부위 또한 하부로 이동하게 되므로 보에서의 응력집중현상은 반대로 증가하게 된다. 이와 같은 현상은 보와 벽 단부에서의 응력을 비교할 때 더욱 설득력을 가지며, 보의 높이를 증가시킴에 따라 벽 단부의 전단응력이 감소하고 보 단부에서의 전단응력이 증가함을 알 수 있다.

그림 7은 보 높이의 증가에 따른 벽과 보에서의 전단응력을 비교한 것으로 위에서 기술한 거동특성과 잘 부합하고 있다. 더욱 세부적인 거동변화를 살펴보기 위하여 600mm에서 1000mm까지 각각 100mm의 차이를 갖는 5개의 모델을 사용하였다. 주된 비교부위는 벽의 경우 보와 인접한 벽의 응력 집중 점과 일정 간격 떨어진 벽 상부를 보의 길이방향에 대하여 비교하였다. 보에서는 중심축 상의 점을 선정하였다. 해석 결과는 그림 8에 제시된 바와 같이 벽과 보의 전단응력은 보의 높이에 따라 규칙적으로 변하고 있으나, 보 높

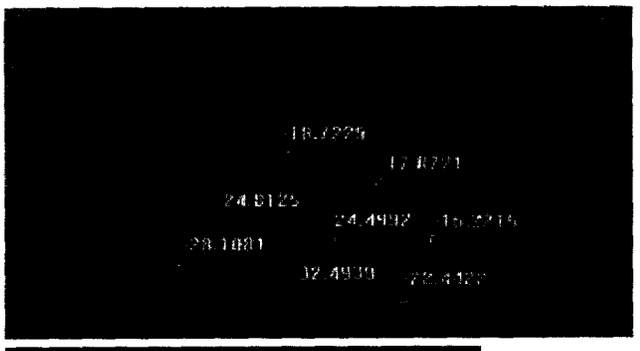


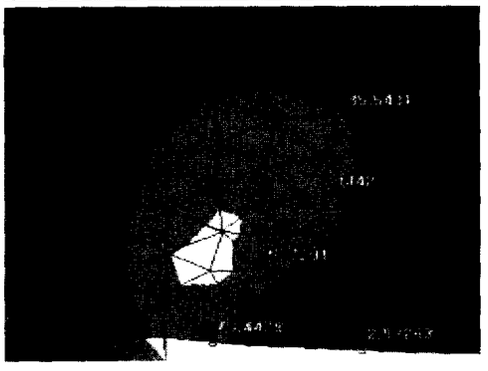
(a) 800mm 보 사용 시



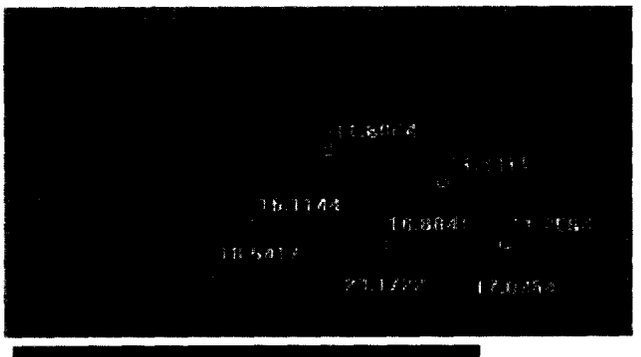
(b) 1200mm 보 사용 시

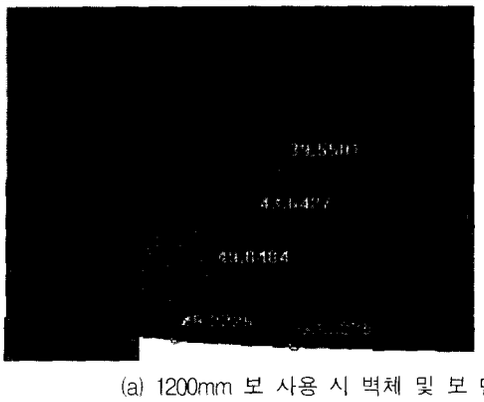
그림 6 보 높이에 따른 벽 하단부의 주응력 선도





(a) 800mm 보 사용 시 벽체 및 보 단부





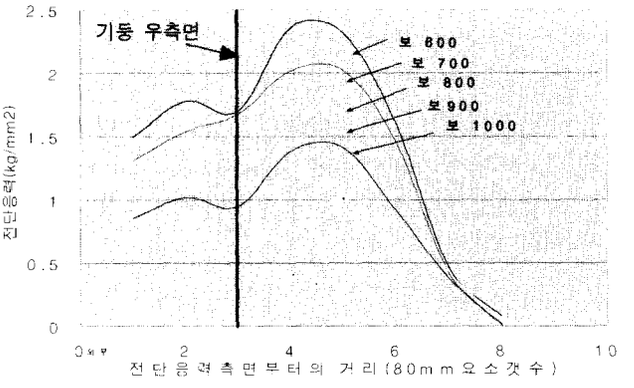
(a) 1200mm 보 사용 시 벽체 및 보 단부

그림 7 800mm와 1200mm적용 시 각 부의 전단응력

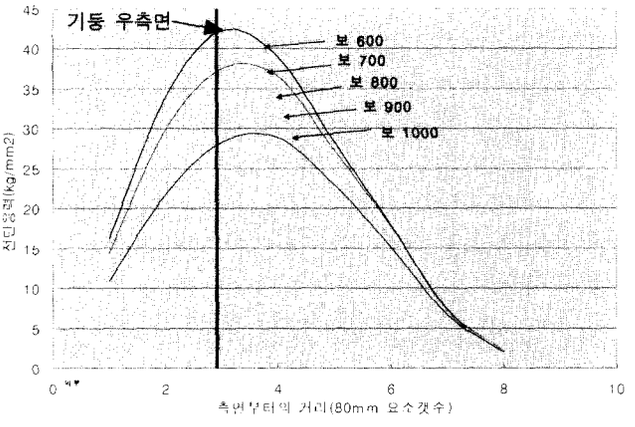
이의 증가에 따라 벽에서의 응력은 감소한 반면 보에서의 응력은 증가하고 있음을 알 수 있다.

3.3.2 지지부의 길이변화에 따른 거동 변화

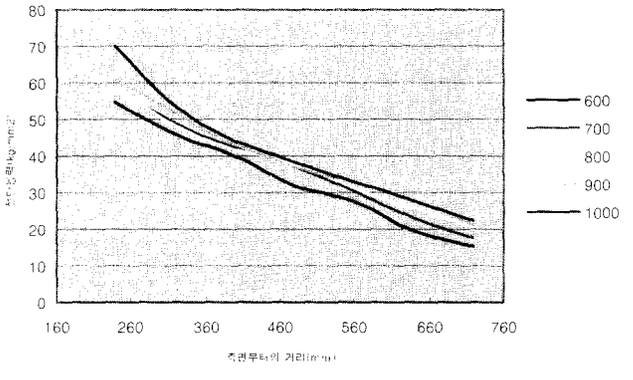
Green에 의하여 제안된 전이시스템의 근사해석은 첫번째 단계로 벽과 보의 상대강성에 기초하여 하중집중계수 C를 식 (4)와 같이 제안하였다. 식 (4)는 그림 9(b)의 수학적 모델을 이용하여 벽 상부에 재하되는 하중 W와 전이보에서



(a) 벽 상부의 전단응력



(b) 벽 하부의 전단응력



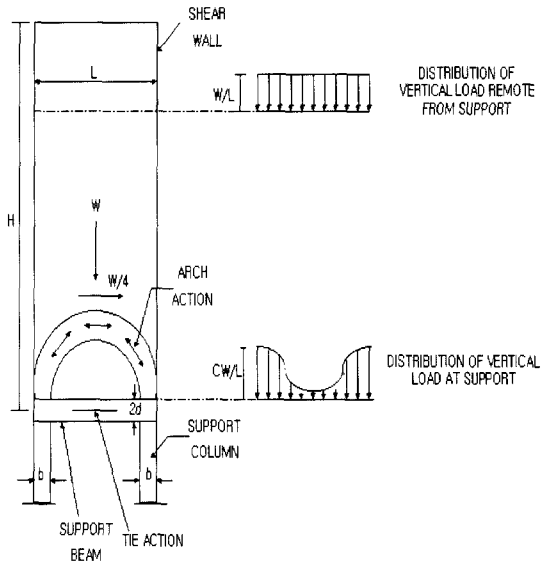
(c) 거리에 따른 단면 최대값

그림 8 보 높이에 따른 각 부 전단응력

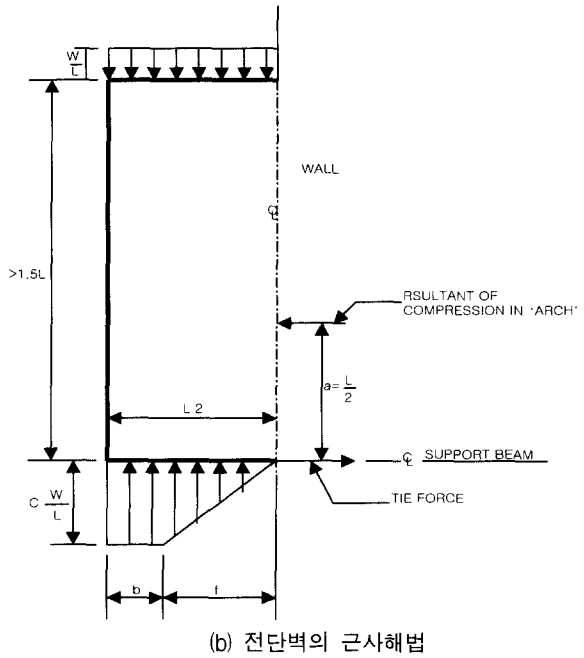
생성되는 인장력 T, 경간 L, 하중 집중계수 C, 지지면 길이 b를 이용하여 평형방정식을 구성한 것이다.

$$\frac{T}{W}=\frac{1}{4}-\frac{b}{L}\left(1-\frac{Cb}{L}\right) \tag{4}$$

식 (4)의 하중집중계수와 상대 강성비의 관계를 지지단 길이 b에 따라 그래프로 표현하면 그림 10과 같이 나타낼 수 있다. 결국, 지지단 길이의 증가는 벽의 하중 분포를 넓게 확산시켜 응력집중을 완화시키고, 넓게 재하된 하중을 지지하는 보는 자중의 증가가 없으므로 단부 응력집중을 완화할 수 있다.



(a)전이시스템의 아치거동



(b) 전단벽의 근사해법

그림 9 Green의 전이층 근사해석

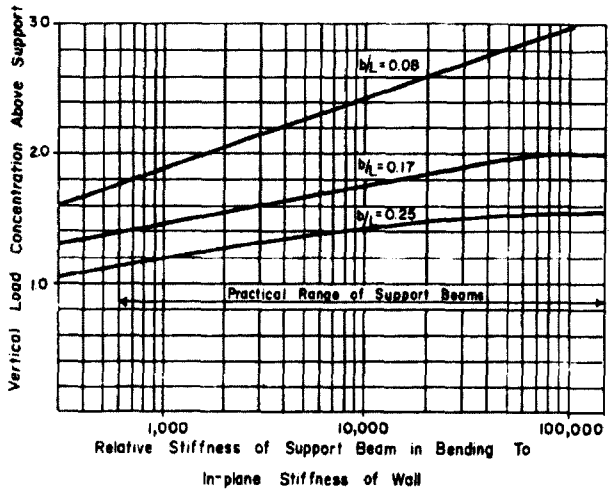


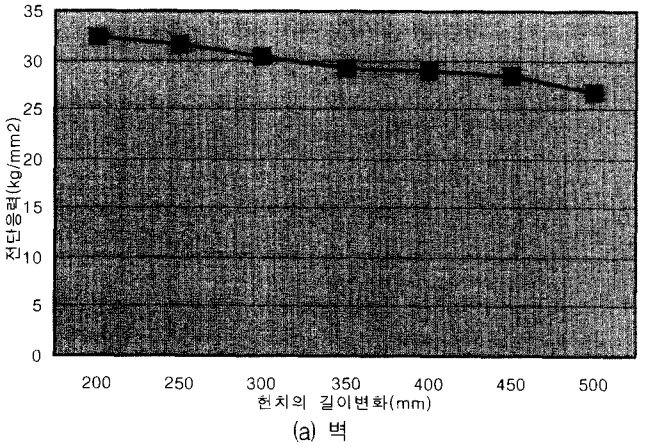
그림 10 지지길이와 하중집중계수의 관계

3.4 헌치를 사용한 전이층 모델 분석

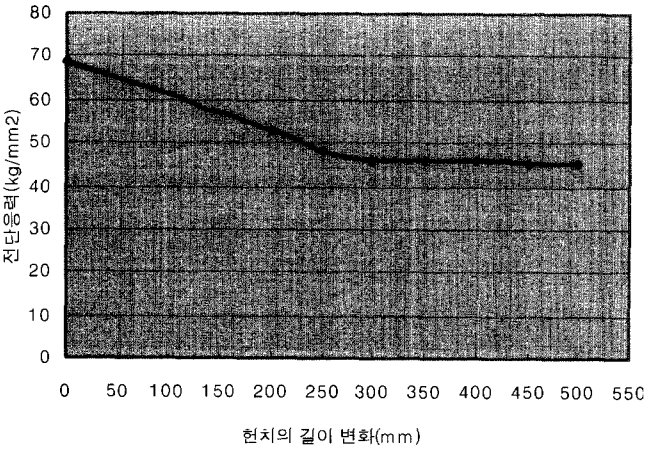
보 높이와 지지길이에 따른 전이층 거동의 변화는 벽과 보의 복합작용을 이용하거나, 아치거동 혹은 주응력선도를 이용하여 비교할 수 있었다. 이 결과를 이용할 때, 보 높이나 지지길이의 증가는 벽 하단부의 하중집중을 저감시키고 전이보에 재하되는 하중형상을 넓게 분포시키기 때문에 하중전이로 인한 시스템상의 취약부위에서 성능향상을 기대할 수 있었다. 그러나, 보 높이의 경우 전체적인 증가는 오히려 보 단부의 하중상태를 취약하게 하므로 단부만 높이를 증가시킬수 있는 헌치부재를 이용하면 시스템 성능향상을 구현할 수 있을 것으로 판단된다.

3.4.1 적정 헌치 기울기의 산정

전이보 모델과 헌치가 적용된 모델을 비교하기 전에 하중을 전이하는데 적절한 기울기를 고려하였다. 기울기는 헌치높이를 300mm로 고정한 상태에서 길이만 변화시켰을 때, 벽과 보의 응력집중부위에서 발생하는 최대응력을 비교하였다. 그림 11의 결과는 헌치의 길이와 높이가 비슷한 시점에서 최대 전단응력에 큰 차이가 없이 완만한 경사를 가지는 것을 보여준다. 따라서, 헌치의 기울기가 45도일 때 가장 효율적인 것을 알 수 있다.



(a) 벽



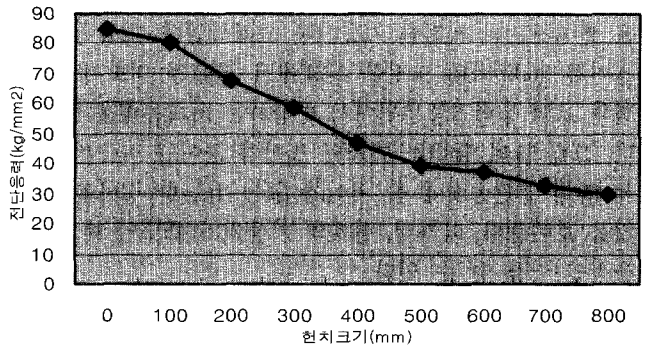
(b) 보

그림 11 벽과 보의 최대 전단응력

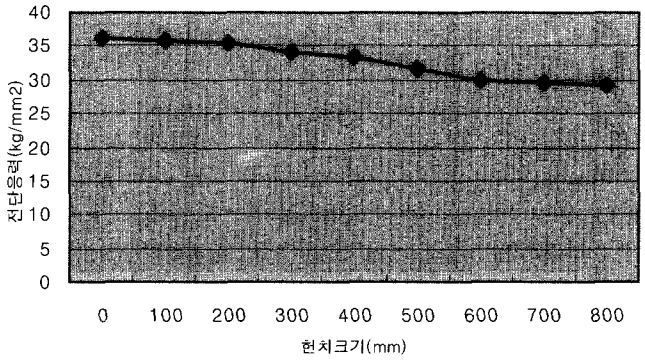
3.4.2 헌치 모델 거동 분석

기울기에 대한 결과를 이용하여 800mm보를 100mm 간격으로 감소시키고, 감소된 만큼 헌치의 크기를 증가시켰다. 대상 부위는 보 단부와 벽 하단부의 응력집중부위이며, 헌치 부재의 경우는 최대응력 3개를 취하여 평균값을 비교하였다. 그림 12는 이에 대한 결과를 보여주고 있다.

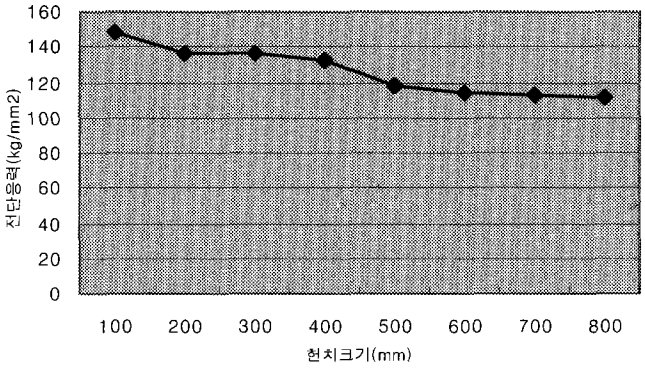
그림에서 보는 바와 같이 a, b, c의 모든 경우에서 헌치의 부담이 증가함에 따라 전단응력이 감소하는 경향을 나타내고 있다. 결과만을 본다면 보를 제거하고 헌치만 사용한 경우가 가장 효과적인 것으로 나타났는데 이는 보의 제거에 따른 자중이 감소된 영향으로 판단된다.



(a) 헌치 크기에 대한 보의 전단응력



(b) 헌치 크기에 대한 벽의 전단응력



(c) 헌치 크기에 대한 헌치내 3점의 평균전단응력

그림 12 헌치보 사용시 각 부재 전단응력

4. 횡방향 거동 분석

중력하중에 의한 거동에서 적용된 선형적 해석기법은 구조물의 횡 방향 성능을 평가하는데에 한계가 있다. 가장 큰 이유는 구조물의 지진에 대한 저항능력이 비탄성 변형에 의한 에너지 소산능력에 달려있으며. 선형해석방법으로는 시스템의 파괴 매커니즘과 하중재분배에 대한 접근을 수행할 수 없기 때문이다. 근래 들어 복잡한 비선형 동적해석(nonlinear dynamic procedure, NDP) 대신 사용되고 있는 비선형 정적 해석법(nonlinear static procedure, NSP)은 기존 구조물의 횡 방향 성능을 규정하는데 많이 사용되고 있다. FEMA 273[8]에 제시된 변형 계수법(displacement coefficient method)과 ATC40[9]에 제시된 능력스펙트럼법(capacity spectrum method) 그리고 L.A, Division95에 제시된 시컨트법(secant method)은 각각 NSP에 의한 방법을 기술하고 있으며 구조물의 성능평가를 위한 해석도구로 적절히 사용되고 있다. 본 연구에서는 성능점(performance point)을 찾아 내기 위하여 구조물의 성능곡선(capacity curve)과 ADRS 곡선(acceleration-displacement response spectra)을 사용하는 ATC 40의 능력 스펙트럼법을 사용하였다. 본 해석에 사용된 해석 모델에 대한 부재의 크기 및 재료의 성질은 표 3에 나타내었다.

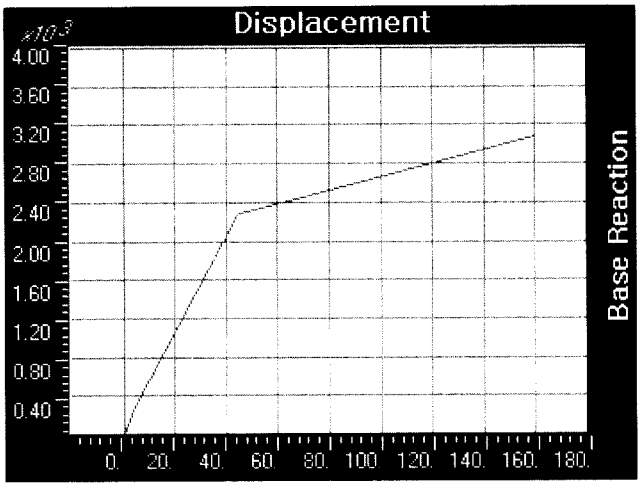
횡 방향의 거동을 조사하기 위하여 사용된 기본모델은 3경간 2차원 모델로서 하부의 골조는 2개 층, 상부의 벽은 18개 층으로 이루어져 있다. 각각의 층고는 3.9m, 2.8m이며 7.2m의 경간을 갖는다. 또한 높이 1.2m의 전이보가 적용되었고, 헌치보에서는 전이보 대신 가로와 세로 각각 1.2m의 헌치부재를 적용하였다.

부재설계시 MIDAS에서 제공한 KS2000 설계스펙트럼(A=0.12, I=1.0, S=1.1, R=3.5)을 이용한 응답스펙트럼해석을 포함시켰다. 파괴는 하부의 골조에서 먼저 발생할 것을 예상하여 부재 항복 성능은 하부 골조에만 적용하였으며, 부재별 항복성능은 ATC40과 FEMA 273을 참조하였다. 그림 13은 두 모델에 대한 성능곡선과 ADRS 곡선이며 이 곡선을 이용하여 표 4의 성능점을 찾아내었다.

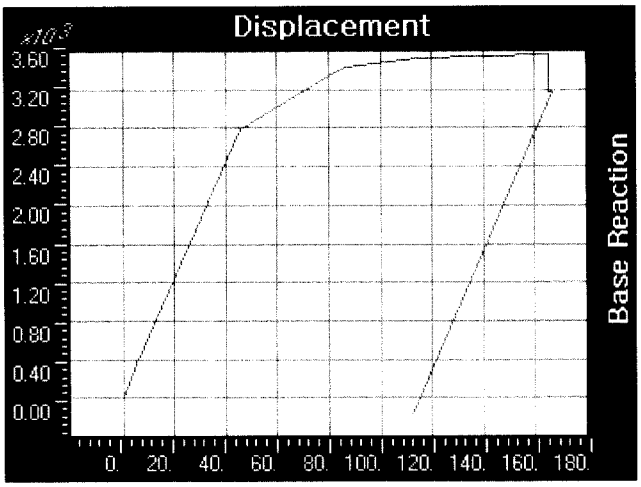
위의 결과를 비교하면 보 모델은 헌치 모델에 비하여 상당히 유연한 것으로 볼 수 있으며 작은 하중에 대하여 상대적으로 큰 변위를 일으키고 있다. 이와 같은 현상은 횡 방향 거동시 전이보의 강체거동이 상부와 하부거동을 단절시켜 상대적으로 약한 하부 골조의 변형만이 발생하는 것으로 이해할 수 있다. 이에 반하여 헌치 시스템에서는 헌치 부재를 중심으로 변형을 분담하기 때문에 보 모델에 비하여 횡 방향 하중에 강하게 저항할 수 있으며 결과적으로도 보 모델에 비하여 횡 방향 성능이 증가하는 것으로 판단된다.

표 3 모델 세부 적용사항

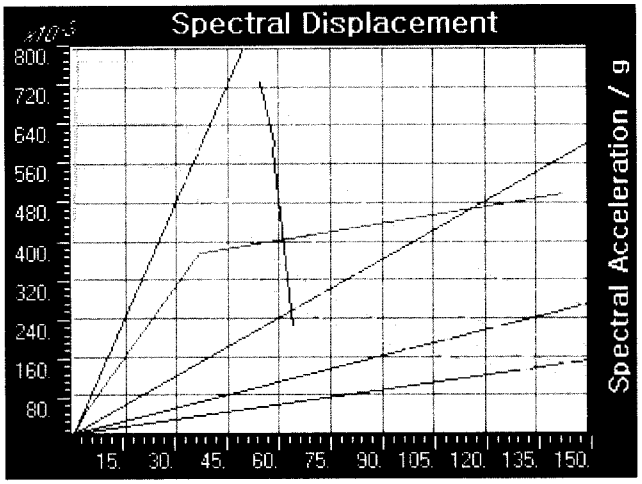
벽 두께 (mm)	보치수 (mm×mm)	깊은 전이보 치수 (mm×mm)	기둥치수 (mm×mm)	콘크리트압축강도 (kg/cm^2)	철근강도 (kg/cm^2)
200	700×400	1200×900	1000×1000	240	4000



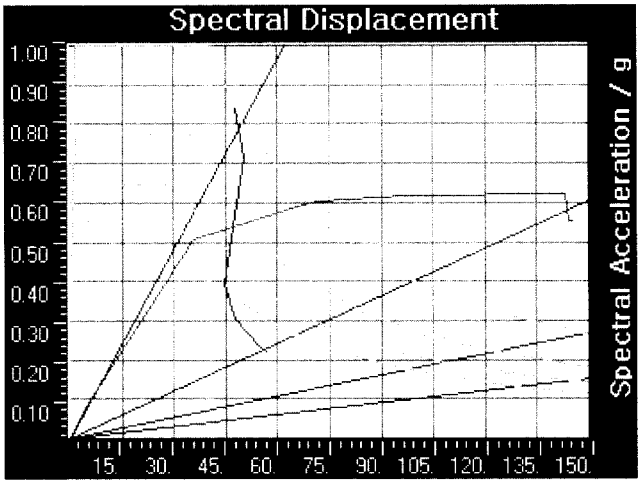
(a) 보 모델의 성능곡선



(b) 헌치 모델의 성능곡선



(c) 보 모델의 ADRS 곡선



(d) 헌치 모델의 ADRS 곡선

그림 13 전이보와 헌치보에 대한 성능 곡선과 ADRS 곡선

표 4 모델별 성능점(단위 : kN, mm)

Model	V	D	Sa	Sd	비고
전이보 모델	2448.152	69.275	0.403	59.270	
헌치 모델	3020.279	59.975	0.541	48.169	

5. 결론 및 향후연구

본 연구에서는 헌치의 사용가능성을 평가하기 위하여 전이보 시스템과 헌치 시스템을 중력방향 및 횡 방향 거동에 대하여 서로 비교하였으며 다음과 같은 결과를 얻을 수 있었다.

① 중력하중에 대한 대칭 모델의 거동분석

전이보 시스템의 하중 전이 매커니즘을 알아보기 위하여 주응력선도와 전단응력을 이용하였으며 보 높이와 지지길이에 따라 벽 하단부 및 보 단부의 응력 집중형상이 변하는 것을 알 수 있었다.

보의 높이 증가에 따라, 주응력 선도에서의 아치 기울기를 감소시켜 상부벽 하단부의 전단응력을 감소시키고, 높이 증가로 인한 하중의 증가로 전이보 단부의 전단응력은 증가시킨다.

지지길이의 증가에 따라, 주응력 선도에서의 아치 기울기를 감소시켜 상부벽 하단부의 전단응력을 감소시키고, 전이보 단부의 전단응력을 감소시킨다.

헌치 부재의 사용은 전이층 거동에 커다란 영향을 주는 위의 두 변수를 포함하고 있다는 점과, 주된 전이 매커니즘인 아치거동에 적절한 하중 경로를 제공한다는 점에서 기존 전이보를 대체할 수 있는 시스템으로 적용되었다. 보 높이와 지지길이의 비율인 헌치 기울기는 대략 45도에서 응력 수렴치에 도달하였으며, 헌치 시스템과 전이보 시스템에 대한 벽 하단부와 보 단부의 전단응력을 비교한 결과 헌치의 사용에 따른 응력 감소 현상이 두드러졌다.

② 횡 방향 거동 분석

ATC-40의 능력 스펙트럼법을 이용하여 전이보 모델과 헌치 모델의 횡방향 성능을 비교한 결과 전이보 모델에 비하여 헌치 모델의 성능우위를 확인할 수 있었으며 이는 깊은보 제거에서 오는 전이층의 질량감소와 깊은보의 강체거동 감소가 시스템간 성능차이의 요인일 것으로 판단된다. 결과

적으로 헌치 모델의 횡 방향 성능이 깊은보 모델에 비하여 우세한 성능을 갖는 것으로 평가할 수 있었다.

본 연구를 통하여 헌치 부재의 사용이 시스템 중력방향 및 횡방향 거동에 효과적으로 작용한다는 결론을 얻을 수 있었으며, 효율적으로 단면을 사용하고 있어 경제적인 장점까지 갖는 헌치 부재는 기존 전이보에 비하여 효과적인 전이부재라는 사실을 연구결과를 통하여 알 수 있었다.

본 연구에서는 개구부 위치나 크기로 인한 전이층 거동변화에 대하여 세부적인 거동평가를 수행하지는 않았으므로 이 부분에 대한 보완이 요구되며, 건물의 길이나 전이층의 높이 그리고 지면조건 등이 구조물 거동에 미치는 영향을 고려할 필요가 있다.

참 고 문 헌

1. ACI-ASCE Committee 426, "Shear and diagonal tension," *ACI Journal*, 50(1), Jan. 1962, 1-30; (2), Feb. 1962, 277-340; (3), Mar. 1962, pp. 353-396.
2. Walther, F. L., "Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete beams and slabs," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 17, No. 53, 1965. 12, pp. 187-198.
3. Dischinger, F., "Contribution to the theory of wall-like girders," *International Association Bridge Engineering*, Vol. 1, 1932.
4. Olonisakin, A. and Alexander, S., "Mechanism of shear transfer in a reinforced concrete beam," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 26, 1999, pp. 810-817.
5. Wood R. and Simms, L., "A tentative design method for the composite action of heavily loaded brick panel walls supported on reinforced concrete beam," BRS CP26/69.
6. Davies, S. and Ahmed, A., "An approximate method for analyzing composite wall/beams," *Proc. Br. cream. Soc.*, Vol. 27, 1978, pp. 305-20.
7. Green, D., Macleod, I., and Girardau, R., "Force actions in shear wall support systems. In response of multi-story buildings to lateral force," *ACI Journal*, Vol. 36, 1973, pp. 241-256
8. Federal Emergency Management Agency, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273)*, 1997.
9. ATC40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, 1996. 11.
10. Ferguson, P., "Diagonal tension in reinforced concrete beams," *ACI Journal*, Vol. 48, No. 2, 1951. 10, 156-1 to 156-3.
11. Macleod, I. and Green, D., "Frame idealization for shear wall support systems," *Structural Engineer*, Vol. 51, No. 2, 1973, pp. 71-74.
12. Park R. and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, 1975.
13. Kani, G., "The riddle of shear failure and its solution," *ACI Journal*, Vol. 61, No. 4, 1964, pp. 441-467.
14. Hendry, A., *Structural Brickwork*, John Wiley & Sons, pp. 176-201.
15. Hendry, A., Sinha, B., and Davies, S., *Composite Action between Wall and Other Elements*, John Wiley & Sons, pp. 120-131.
16. Dotsovos, M., "Behavior of beams with shear span-to-depth rations greater than 2.5," *ACI Journal*, 1986. 11-12, pp. 1026-1034.
17. 최문성, 김희철, "하부골조의 층수에 따른 주상복합건물의 적정 반응수정계수에 관한 연구," 한국지진공학회논문집, 제4권, 제2호, 2000. 6.
18. 박기수, 김 희철, "상부벽식-하부골조를 가진 복합구조물의 고유주기예측", 한국지진공학회논문집, 제4권, 제4호, 2000. 12.