

골형 합성 데크플레이트를 사용한 반슬림 합성보의 개발에 관한 실험적 연구

An Experimental Study on the Development of Semi-Slim Composite Beam with Trapezoidal Composite Deck Plate

배 규 응¹⁾ · 오 상 훈²⁾ · 허 병 옥³⁾ · 양 명 숙³⁾

Bae, Kyu-woong Oh, Sang-hoon Heo, Byung-wook Yang, Myung-sook

요 약 : 상업건축물에서 사용이 증가하고 있는 철골조 건물은 일반적으로 콘크리트 바닥 슬래브와 함께 합성거동하도록 설계된다. 현재 "합성 구조"가 사용성 측면에서 경제적이고 작업성이 좋으며, 시공상의 편의성 등의 장점이 있다는 것은 일반화된 사실이지만, 자체의 층이 깊기 때문에 철골조 아파트에 적용되기에는 어려움이 있다. 따라서 본 연구는 이러한 합성보의 전체 층을 절감할 수 있는 반슬림플로어 시스템을 개발하였다. 본 시스템은 철골보 층내에 콘크리트 슬래브를 삽입하여 일체화함으로써 철골조 고층건물에서 층고를 최소화 할 수 있는 공법이다. 실험은 12개의 합성슬래브 실험체를 데크형상, 슬래브폭, 스티드볼트의 유무와 콘크리트 토핑두께를 변수로하여 휨성능을 평가하였다.

ABSTRACT : Steel frames are increasingly used in commercial buildings, and most steel frames are designed to achieve composite action with the concrete floor slab. The advantages of 'composite construction' are now well understood in terms of structural economy, good performance in service, and ease of construction. But, these conventional composite construction system are difficult to apply steel framed apartment due to their large depth. So, in this study we developed Semi Slim Floor system which could reduce the overall depth of composite beam. Semi Slim Floor system is a method of steel frame multi-story building construction in which the structural depth of each floor is minimised by incorporating the steel floor beams within the depth of the concrete floor slab. Twelve composite slab specimens with different deck-type, slab width, with or without stud bault and concrete topping thickness were tested to evaluate the flexural capacity.

핵 심 용 어 : 슬림플로어, 반슬림플로어, 합성보, 전단스티드

KEYWORDS : Slim Floor, Semi Slim Floor, Composite Beam, Shear Connector

1) 한국건설기술연구원 수석연구원, 공학박사
2) 정회원, 포항산업과학연구원 선임연구원, 공학박사
3) 한국건설기술연구원 연구원, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2001년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

1. 서론

최근 국내에서도 철골조 건물에 대한 관심이 높아짐에 따라 초고층 철골조 건물의 건설 계획이 잇따라 발표되고 있다. 이러한 철골조 건물은 기존의 철근 콘크리트조 건축물에 비하여 공간의 가변성과 내구성에서 뛰어난 장점을 가지고 있다. 그러나, 국내에서 시공되는 일반적인 철골조 건축물의 바닥시스템은 그림 1의 (a)와 같이 철골보 상부에 바닥판을 얹어서 시공하기(이하 '비슬림형식'이라 칭함) 때문에 전체적인 건물의 층고가 증가함으로써 외장재의 증가 및 단위면적당의 용적율의 감소 등 경제적으로 여러 가지 불리한 요인으로 작용하고 있어 층고 및 공사비 절감을 위한 바닥판 공법의 개발이 시급한 실정이다.

이와 같은 철골조 건물의 층고를 줄일 수 있는 방법중의 하나가 슬림플로어 시스템이다. 슬림플로어 시스템은 그림 1의 (b)와 같이 철골보의 웨브면에 바닥판을 삽입하여 시공하기 때문에 상대적으로 합성보의 층을 줄일 수 있어 층고 감소는 물론, 단위 층 당 외장재의 절감 등 여러 가지의 우수한 장점을 가지고 있다[5].

이에 본 연구에서는 철골조 아파트의 장점을 최대한 살릴 수 있도록 슬림플로어 형식에서 변형된

형태인 반슬림플로어 형식(그림 1의 (c))에 대한 연구로서 비슬림 형식과의 구조적인 거동에 대한 비교검토와 아울러 슬림플로어 형식의 기초자료를 얻을 목적으로 실험을 수행하였다.

2. 실험

2.1 실험체 개요

본 연구에서는 기존의 합성구조용 데크플레이트(ALPHA, KEM)를 사용하여 반슬림형 합성보 실험체를 제작하였다. 실험체의 치수 및 개형은 표 1 및 그림 2와 같이 철골보 상부콘크리트의 토핑두께 75mm, 90mm를 대상으로 하고, 전단스터드의 유·무, 폭의 변화(75cm, 120cm)에 따라서 데크플레이트 종류 별로 각각 2개씩 총 12개의 실험체를 제작하였다.

실험체는 상부 압축측 콘크리트에 $\phi 6-100 \times 100$ 의 와이어메쉬를 상부근으로 사용하였다. 또한, 전단스터드 설치는 비슬림 형식의 실험체는 $\phi 16-95$ 의 기성제품을 @300간격으로 설치하였고, 반슬림 형식의 경우는 기성제품을 $\phi 16-30$ 크기로 가공하여 @300간격으로 설치하였다.

표 1. 합성보 실험체의 치수

실험체명	데크종류	형식	콘크리트 토핑두께 (mm)	스팬 (cm)	시험체 크기 폭×길이 (m)	전단스터드
1 AS901	ALPHA	반슬림	90	560	1.5×6	무
2 AS902					2.4×6	유
3 AS903					1.5×6	유
4 AS904			1.5×6		유	
5 AS751			75		무	
6 AC901			비슬림		90	유
7 KS901	KEM	반슬림	90	560	1.5×6	무
8 KS902					2.4×6	유
9 KS903					1.5×6	유
10 KS904			1.5×6		유	
11 KS751			75		무	
12 KC901			비슬림		90	유

K S 90 2
 실험체(2 : 2.4m, 기타 : 1.5m)
 (H-294×200×8×12, L-100×100×7)
 콘크리트 토핑두께(mm)
 구조형식(S : 반슬림, C : 비슬림)
 데크종류(K : KEM, A : ALPHA)

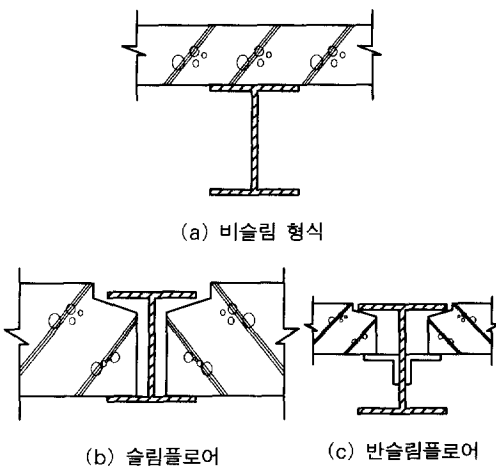
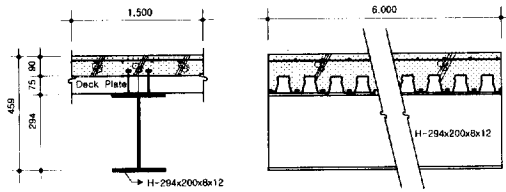
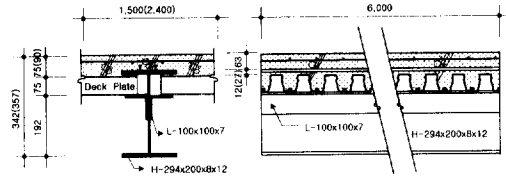


그림 1. 철골조 건물의 바닥시스템



(a) 비슬림 형식



(b) 반슬림(semi slim) 형식

그림 2. 실험체 개형

2.2 가력 및 측정 방법

실험은 포항산업과학연구원 강구조연구소 구조 실험실에서 실시하였다. 가력은 가력속도 1초당 0.04mm씩 변위제어로 가력을 측정하였다. 가력 장치는 그림 3과 같이 1000tf 유압식 만능시험기 (U.T.M)를 사용하여 실험체의 L/4지점에 2점 가력하였다. 변형도의 측정을 위해 그림 4와 같이 W.S.G를 부착하여 하중에 따른 실험체의 변형도 분포를 파악하였다. 가력점과 중앙부의 수직처짐을 측정하기 위해 그림 3과 같이 가력면에 수직하게 중앙부 및 가력점 양단에 3개의 변위계 (LVDT : D2, D3, D4)를 설치하였으며 중앙부의 처짐을 보정하기 위해 실험체 양단부에 보정용 변위계(LVDT : D1, D5)를 설치하였다.

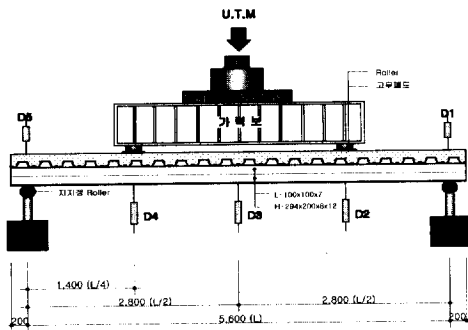
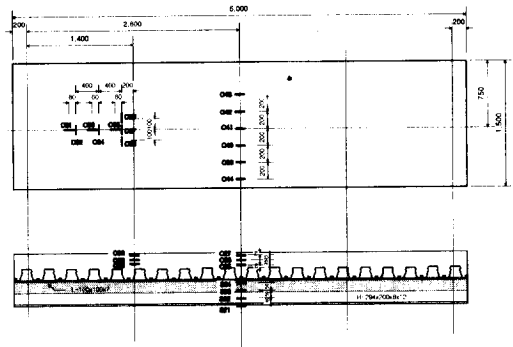
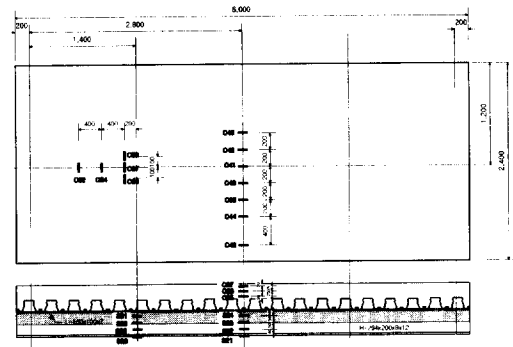


그림 3. 가력장치 및 변위계 설치상황



(a) KS903 실험체



(b) KS902 실험체

그림 4. 변형도 측정상황

2.3 재료시험

2.3.1 강제 인장강도 시험

합성보 휨 실험체 제작에 사용된 강재의 기계적 성질을 파악하기 위해 KS B 0801의 금속재료 인장 시험편 규정에 따라 본 실험에서 사용한 H-294×200×8×12 강재의 인장시험편을 제작하였다. 각 시험편의 항복응력, 인장강도, 항복비 등에 대한 시험결과는 표 2와 같다.

표 2. 강재의 소재시험 결과

시험체	σ_y (tf/cm ²)	σ_u (tf/cm ²)	σ_y / σ_u	ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	ϵ_{st} ($\times 10^{-6}$)	E (tf/cm ²)	E_{st} (tf/cm ²)
SC-12A	4.03	5.46	0.74	1863	19594	2100	9.12
SC-12B	4.07	5.61	0.73	2468	23014	2100	14.73

SC-12 (탄성계수 E=2.100tf/cm², 강종 SS400)

— H 형강 플랜지 두께 (12mm)

— Steel Coupon

σ_y : 항복강도, σ_u : 인장강도, σ_y / σ_u : 항복비

ϵ_y : 항복변형도, ϵ_{st} : 변형경화 시작점, E_{st} : 변형경화 계수

2.3.2 콘크리트 압축강도 시험

실험체 제작에 사용된 콘크리트는 설계기준강도 210kgf/cm², 굵은 골재 최대치수 25mm, 슬럼프 12cm의 레미콘을 사용하였다. 콘크리트 공시체 압축강도 시험결과, 설계기준강도 210kgf/cm² 보다 다소 낮은 203kgf/cm²으로 나타났다. 콘크리트 압축강도 시험결과를 표 3에 정리하였다.

표 3. 콘크리트 압축강도 실험결과

설계기준강도 (kgf/cm ²)	fc' (kgf/cm ²)	Ec (kgf/cm ²)	슬럼프 (cm)
210	203	1.4×10 ⁹	12

fc' : 콘크리트 압축강도, Ec : 콘크리트 탄성계수

3. 실험결과

3.1 휨실험 결과

단순 휨 실험으로부터 얻은 각 실험체의 실험결과를 표 4 및 그림 5에 각각 나타내었다. 실험결과, 비슬림 형식은 가력점 부근에서 콘크리트의 휨전단 균열이 발생한 후 하중의 증가에 따라서 단부에서부터 데크플레이트와 철골보가 상하로 분리되면서 합성력을 상실하여 최종적으로 철골보 상부플랜지의 국부좌굴로 최대내력에 도달하였다. 최대내력시에도 상부 가력점의 콘크리트 압괴는 발생하지 않았으며 철골보와 합성슬래브의 부착력의 상실 후 일시적으로 하중이 감소하다가 다시 완만한 내력의 상승을 보인 후 최대내력에 도달하였다. 최대내력 이후 하중의 증가 없이 변형만 지속하다가 최종적으로 상부플랜지의 국부좌굴 발생 후 실험을 종료하였다.

반슬림 형식의 실험체의 경우, 가력점의 휨전단 균열이 발생하기 이전에 합성슬래브 상부면의 가력점에서 단부방향으로 철골보의 중앙부를 따라서 콘크리트의 인장균열이 발생하고 이어서 철골보 상부플랜지의 보폭를 따라서 양쪽으로 균열이 발생한 후, 가력점의 휨전단 균열이 발생하였다. 이후, 하중의 증가에 따라서 철골보와 데크플레이트

의 부착력의 상실로 슬림이 발생하면서 가력점의 휨 균열이 진전되어 최종적으로 가력점의 상부콘크리트면의 압괴로 최대내력에 도달하였다.

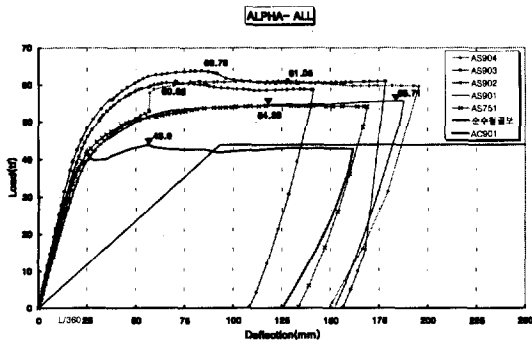
최대내력 이후의 내력감소 양상을 살펴보면, 반슬림 형식이 비슬림 형식에 비해서 비교적 완만한 내력감소를 보였다. 특히, 실험체가 항복한 이후에 하중의 감소가 없이 완만하게 최대내력에 도달하였으며 최대내력 이후에도 하중의 증감 없이 변형만 지속하는 매우 안정적인 연성적 거동을 나타내었다.

그림 6은 KS902 및 KS903 실험체의 하중단계별 변형도 분포를 나타낸 것으로서 그림 6의 (a)는 KS902 실험체의 콘크리트 상부면의 중앙부 및 철골보의 변형도의 분포를 나타내며 그림 6의 (b)는 KS903 실험체의 콘크리트 중앙부 측면 및 가력점 상부의 변형도 분포를 나타낸다.

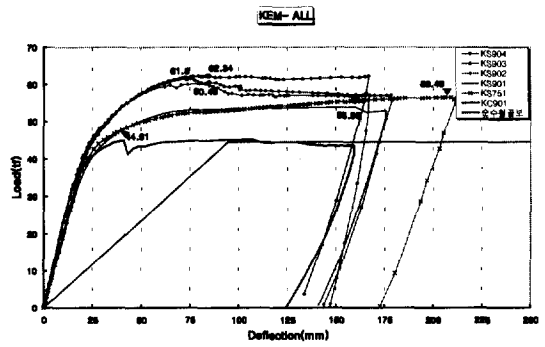
표 4. 휨실험 결과

실험체명	Ki (tf/mm)	Py (tf)	δy (mm)	Pmax (tf)	δmax (mm)	Pmax /Py	δmax /δy	파괴양상
AC901	2.547	34.2	15.9	43.7	58.1	1.28	3.65	A,D
AS751	1.979	38.0	21.0	54.4	116.9	1.43	5.56	B,C,E,S
AS901	1.824	37.5	22.0	55.7	186.0	1.49	8.45	B,C,E,S
AS902	2.415	42.5	19.8	63.8	83.8	1.50	4.23	A,C,E,S
AS903	2.142	42.9	22.3	60.6	70.7	1.41	3.17	A,C,E,S
AS904	1.798	40.8	25	61.1	129	1.50	5.16	B,C,E,S
KC901	2.390	32.8	15	44.9	41.2	1.37	2.74	D
KS751	1.991	38.5	20.7	56.5	206.7	1.47	9.98	B,C,E,S
KS901	1.915	37	22	53.4	159.6	1.44	7.25	A,C,E,S
KS902	2.320	39.8	19	60.5	84.8	1.52	4.46	B,C,E,S
KS903	2.033	41.5	21.9	61.5	73.5	1.48	3.35	B,C,E,S
KS904	2.024	43.0	23	62.3	85.3	1.45	3.70	B,C,E,S

A : 일지점파괴, B : 이지점파괴, C : 길이방향파괴
 D : 보 국부좌굴, E : 단부파단, S : 철골보 슬림
 Ki : 초기강성, Pcr : 균열발생시의 하중,
 δcr : 균열발생시의 처짐, Py : 항복하중,
 δy : 항복하중시의 처짐, Pmax : 최대하중,
 δmax : 최대하중시의 처짐

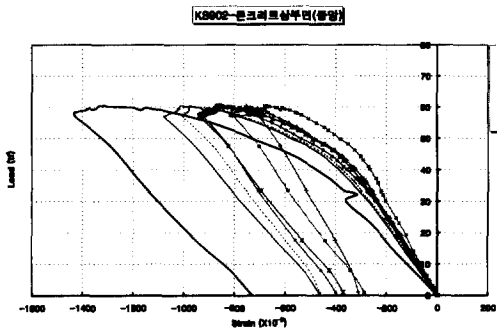


(a) ALPHA-DECK계열

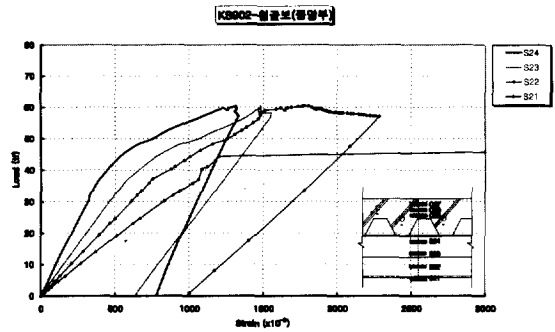


(b) KEM-DECK계열

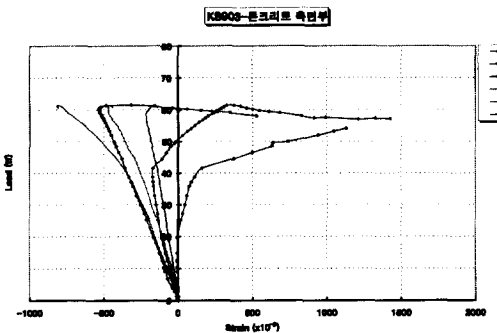
그림 5. 하중-변위관계



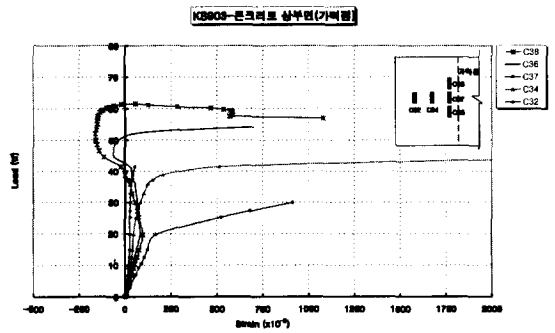
(a) KS902 실험체



(b) KS902 실험체



(a) KS903 실험체



(b) KS903 실험체

그림 6. 하중-변형도 관계

3.2 분석 및 고찰

3.2.1 내력 및 강성비교

(1) 비슬림 형식과의 비교

비슬림 형식과 반슬림 형식의 내력 및 강성에 대한 비교를 그림 7의 (a) 및 표 5에 각각 나타내었다. 또한, 강재의 인장강도 시험으로부터 계산한 순수 철팔보의 내력 및 강성 값을 표 5에 비교하여 나타냈다.

비교결과, ALPHA-DECK 계열 실험체의 경우, 비슬림 형식에 비해서 최대내력은 1.25~1.46배, 항복내력은 1.10~1.26배 증가하였다. 초기강성은 비슬림 형식에 비해서 0.71~0.95배로 낮게 나타났는데, 이는 비슬림 형식 실험체의 춤이 반슬림 형식에 비해 상대적으로 높기 때문이다. KEM-DECK 계열 실험체의 경우, 비슬림 형식에 비해서 최대내력은 1.19~1.39배, 항복내력은 1.13~1.31배 증가하였다. 초기강성의 경우는 비슬림 형식에 비해서 0.80~0.97배 낮게 나타났다.

표 5. 비슬림(부분합성) 형식과의 비교

실험체명	K_i	sK_i / cK_i	P_y	sP_y / cP_y	P_{max}	sP_{max} / cP_{max}	P_{max} / P_y	비교
순수 철팔보	0.47		44.5		49.6			
AC901	2.547	1	34.2	1	43.7	1	1.28	
AS751	1.979	0.78	38.0	1.14	54.4	1.25	1.43	
AS901	1.824	0.72	37.5	1.10	55.7	1.28	1.49	
AS902	2.415	0.95	42.5	1.25	63.8	1.46	1.50	
AS903	2.142	0.84	42.9	1.26	60.6	1.39	1.41	
AS904	1.798	0.71	40.8	1.20	61.1	1.40	1.50	
KC901	2.390	1	32.8	1	44.9	1	1.37	
KS751	1.991	0.83	38.5	1.17	56.5	1.26	1.47	
KS901	1.915	0.80	37	1.13	53.4	1.19	1.44	
KS902	2.320	0.97	39.8	1.21	60.5	1.35	1.52	
KS903	2.033	0.85	41.5	1.27	61.5	1.37	1.48	
KS904	2.024	0.85	43.0	1.31	62.3	1.39	1.45	

S : 반슬림형 실험체, C : 비슬림형 실험체

(2) 콘크리트의 토핑두께에 따른 영향

콘크리트 토핑두께에 따른 내력 및 강성에 대한 비교를 그림 7의 (b) 및 표 6에 각각 나타내었다. 토핑콘크리트의 두께에 따른 영향을 살펴보면, 토핑두께 90mm인 실험체가 토핑두께 75mm인 실험체에 비해서 최대내력은 0.95~1.02배, 항복내력은 0.96~0.99배로 나타났고 초기강성은 0.92~0.96배로 나타났다.

표 6. 콘크리트 토핑두께에 따른 비교

실험체명	K_i	$90K_i / 75K_i$	P_y	$90P_y / 75P_y$	P_{max}	$90P_{max} / 75P_{max}$	P_{max} / P_y	비교
AS751	1.979	1	38.0	1	54.4	1	1.43	
AS901	1.824	0.92	37.5	0.99	55.7	1.02	1.49	
KS751	1.991	1	38.5	1	56.5	1	1.47	
KS901	1.915	0.96	37	0.96	53.4	0.95	1.44	

90 : 토핑 90mm, 75 : 토핑 75mm

(3) 전단스터드의 유무에 따른 영향

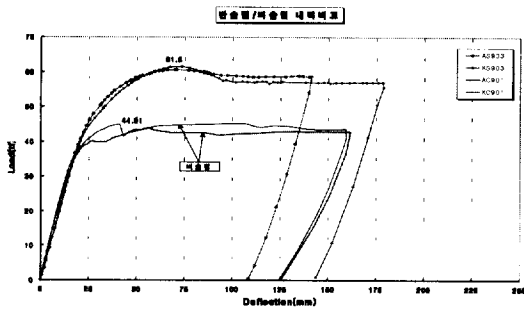
전단스터드의 유무에 따른 내력 및 강성에 대한 비교를 그림 7의 (c) 및 표 7에 각각 나타내었다. 전단스터드를 설치한 실험체의 경우, 전단스터드가 없는 실험체에 비해서 최대내력은 1.10~1.16배, 항복내력은 1.12~1.14배 상승하였으며 초기강성은 1.06~1.08배 증가하였다.

표 7. 전단스터드의 유무에 따른 비교

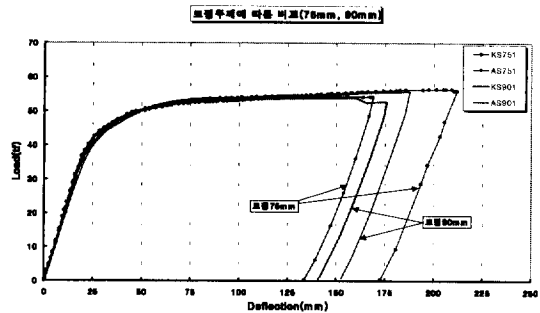
실험체명	K_i	$*K_i / \psi K_i$	P_y	$*P_y / \psi P_y$	P_{max}	$*P_{max} / \psi P_{max}$	P_{max} / P_y	비교
AS901	1.82	1	37.5	1	55.7	1	1.49	
AS903	2.14	1.17	42.9	1.14	60.6	1.09	1.41	
AS904	1.80	0.98	40.8	1.09	61.1	1.10	1.50	
KS901	1.92	1	37	1	53.4	1	1.44	
KS903	2.03	1.06	41.5	1.12	61.5	1.15	1.48	
KS904	2.02	1.06	43.0	1.16	62.3	1.17	1.45	

유 : 스테드 있음

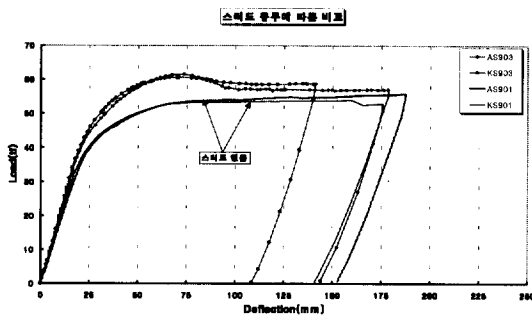
무 : 스테드 없음



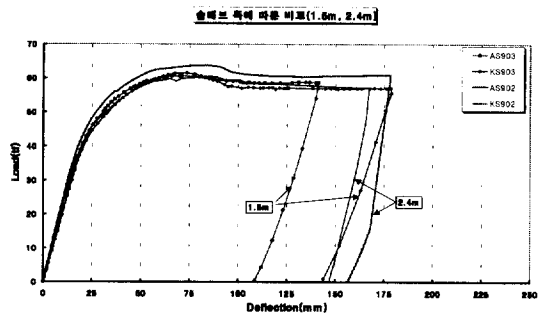
(a) 비슬림 형식과의 비교



(b) 콘크리트 토폰두께에 따른 비교



(c) 전단연결재의 유무에 따른 비교



(d) 슬래브 폭에 따른 비교

그림 7. 하중-변위 관계 비교

표 8. 슬래브 폭의 변화에 따른 비교

실험 체명	K_i	$1.5K_i/2.4K_i$	P_y	$1.5P_y/2.4P_y$	P_{max}	$1.5P_{max}/2.4P_{max}$	P_{max}/P_y	비 교
AS902	2.415	1	42.5	1	63.8	1	1.50	
AS903	2.142	0.87	42.9	1.01	60.6	0.95	1.41	
AS904	1.798	0.75	40.8	0.96	61.1	0.97	1.50	
KS902	2.320	1	39.8	1	60.5	1	1.52	
KS903	2.033	0.88	41.5	1.04	61.5	1.02	1.48	
KS904	2.024	0.87	43.0	1.08	62.3	1.03	1.45	

2.4 : 슬래브폭 2.4m

1.5 : 슬래브폭 1.5m

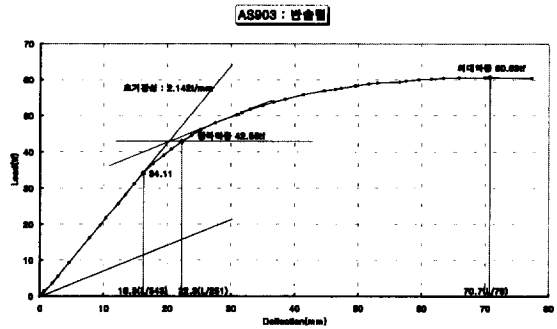
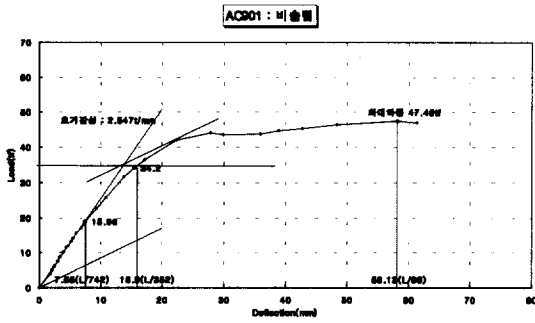
(4) 콘크리트 슬래브 폭의 변화에 따른 영향

콘크리트 슬래브 폭의 변화에 따른 내력 및 강성에 대한 비교를 그림 7의 (d) 및 표 8에 각각 나타내었다. 슬래브 폭 2.4m인 실험체의 경우, 슬래브 폭 1.5m인 실험체에 비해서 최대내력의 경우 0.96~1.03배, 항복내력은 0.99~1.06배, 초기강성은 0.81~0.88배로 슬래브 폭의 변화에 따른 내력의 차이는 거의 없고 초기강성은 슬래브 폭의 증가에 따라서 15%정도 상승하였다.

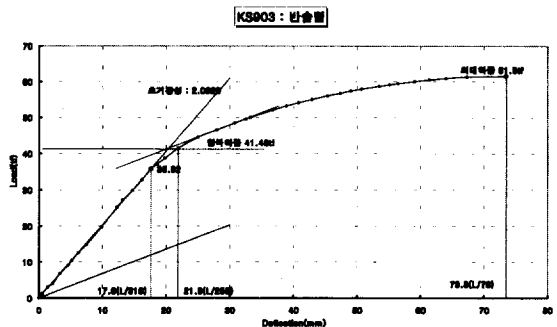
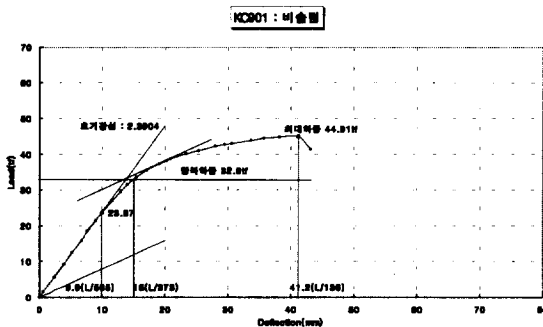
3.2.2. 휨 강성 비교

실험체의 휨 강성을 비교하기 위해서 각 하중단계별로 구분하여 그림 8 및 표 9에 각각 나타냈다. 비균열 단면을 나타내는 실험체의 초기강성의 한계하중은 반슬림형이 비슬림형에 비해서 1.26~1.80배 높게 나타났다. 또한, 비슬림형의 항복하중시의 처짐은 동일 하중시의 반슬림형 초기강성 한계하중시의 처짐과 비슷한 값을 나타냈다. 이상의 결과, 초기강성은 비슬림형이 반슬림형에 비해서 다소 높게 나타났지만 전단부착력의 상실로 인해 휨 강성이 초기에 감소하여 실제의 휨 강성을 발휘하지 못한 것으로 판단된다.

각 하중 단계별 실험체의 스펠에 대한 처짐을 비교해 보면, 비균열 단면의 한계처짐량은 비슬림형(평균 $L/653$)에 비해 반슬림형(평균 $L/362$)이 1.8배 가량 크게 나타났고 항복하중시의 처짐량은 비슬림형(평균 $L/362$)에 비해 반슬림형(평균



(a) ALPHA -DECK계열 실험체



(b) KEM -DECK계열 실험체

그림 8. 휨 강성의 비교

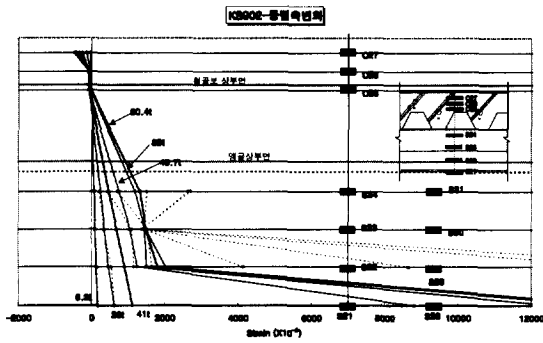
표 9. 휨 강성의 비교

실험 체명	탄성한계하중			항복하중			최대하중		
	하중	처짐	스팬 /처짐	하중	처짐	스팬 /처짐	하중	처짐	스팬 /처짐
AC901	18.9	1	7.7 L/742	34.2	15.9	L/352	43.7	58.1	L/96
AS751	29.5	1.56	15.2 L/367	38.0	21.0	L/266	54.4	116.9	L/48
AS901	28.8	1.52	16.0 L/350	37.5	22.0	L/254	55.7	186.0	L/30
AS902	31.4	1.66	13.2 L/425	42.5	19.8	L/238	63.8	83.8	L/67
AS903	34.1	1.80	16.3 L/343	42.9	22.3	L/251	60.6	70.7	L/79
AS904	28.7	1.52	16.2 L/345	40.8	25.0	L/224	61.1	129.0	L/43
KC901	23.7	1	9.9 L/565	32.8	15.0	L/373	44.9	41.2	L/136
KS751	31.4	1.32	15.8 L/354	38.5	20.7	L/270	56.5	206.7	L/27
KS901	29.9	1.26	15.8 L/353	37.0	22.0	L/254	53.4	159.6	L/36
KS902	30.2	1.27	13.4 L/418	39.8	19.0	L/294	60.5	84.8	L/66
KS903	35.8	1.51	17.6 L/318	41.5	21.9	L/255	61.5	73.5	L/76
KS904	32.4	1.37	16.0 L/350	43.0	23.0	L/243	62.3	85.3	L/65

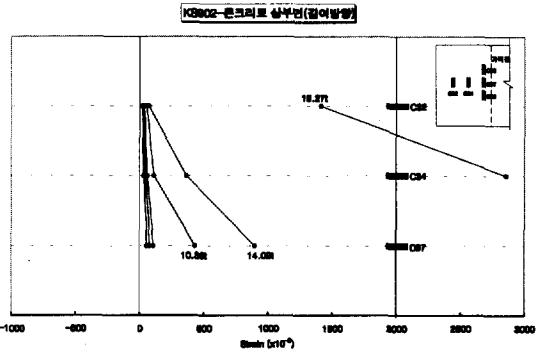
L/255)이 1.4배 높게 나타났다. 또한, 최대하중 시의 처짐량은 비슬형이 L/116인 반면 반슬형은 L/54로 반슬형의 처짐량이 2.15배로서 반슬형이 부분합성형의 비슬형형식에 비해서 우수한 변형능력을 나타냈다.

3.2.3 변형도 분포

그림 9의 (a)는 KS902 실험체의 콘크리트 측면과 철골보의 하중단계별 중립축의 변화를 나타낸 것이다. 그림에서 점선부분은 가력점의 철골보 변형도를 나타낸 것으로서, 가력초기에는 변형이 선형적으로 증가하다가 항복하중 이후 하부 플랜지면의 항복과 함께 점차 항복이 진전되어 항복하중(41tf)부근에서 철골보의 하부플랜지가 항복하는 상황을 나타내고 있다. 또한, 철골보의 웨브면 상부의 앵글에 부착한 S30, S31의 경우는 최대 내력시에도 항복에 이르지 않고 탄성변형에 머물러 있음을 알 수 있다. 특히, 항복하중 이후에는 변형도의 분포가 S31이 S30보다 오히려 크게 나타났다는데, 이는 앵글이 철골보에 단속용접으로 제작되어 완전하게 합성으로 작용하지 않기 때문으로 판단된다. 중립축은 가력 초기에는 철골보의 웨브면에(하단에서 25.7cm)에 위치하다가 하중의

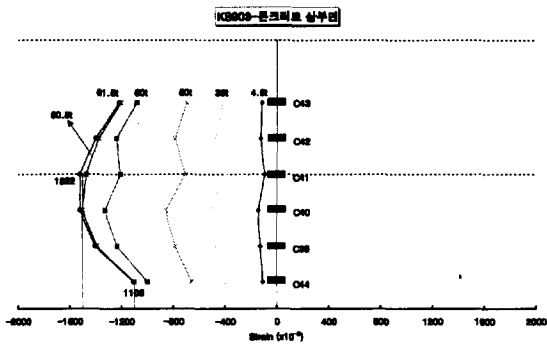


(a) 하중단계별 중립축의 변화

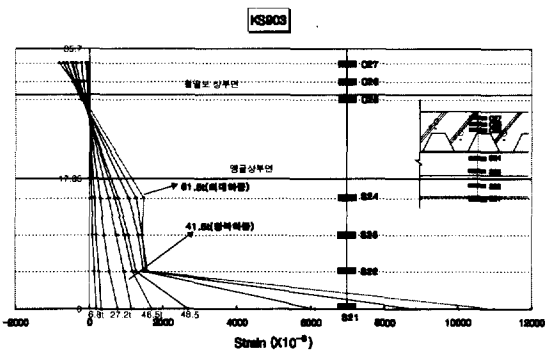


(b) 콘크리트 상부면(길이방향)

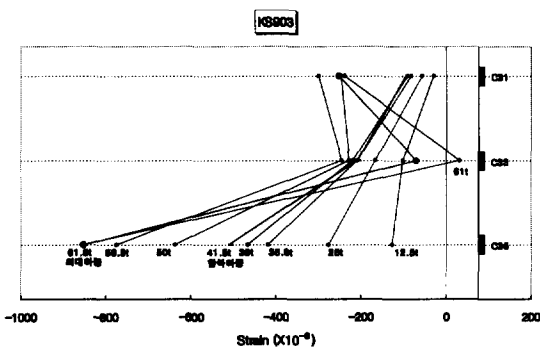
그림 9. KS 902 실험체의 하중 단계별 변형도 분포



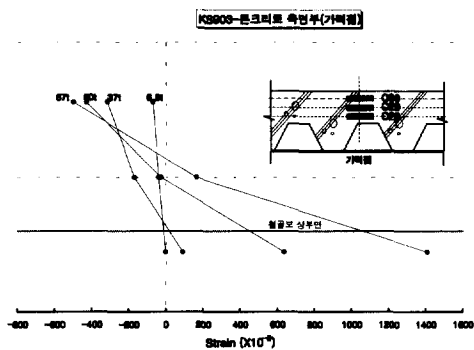
(a) 콘크리트 상부면 중앙부



(b) 중립축의 변화(중앙부)



(c) 콘크리트 상부면 가력점(길이방향)



(d) 콘크리트 측면부(가력점)

그림 10. KS 903 실험체의 하중 단계별 변형도 분포

증가와 함께 점차 상부로 이동하여 최대내력시에는 중립축이 철골보의 상부플랜지면(하단에서28.7cm)에 위치하고 있다.

그림 9의 (b)는 합성슬래브 상부면의 가력점에서 단부방향으로 시험체의 길이방향으로 부착한 C32, C34, 및 C37의 변형도를 나타낸 것이다. 실험결과, 콘크리트 상부면의 폭방향의 부모멘트의 발생으로 인해 가력초기에 가력점부근에서의 인장응력이 발생하여 14.9tf 부근에서 인장균열이 발생하고 이후로 하중의 증가에 따라서 단부방향으로 인장균열이 진전되었다.

그림 10의 (a)는 KS903 시험체의 콘크리트 상부면 중앙부의 폭 방향 변형도 분포를 나타내는 것으로서, 하중의 증가와 함께 중앙부의 변형이 항복하중(41.5tf)이후 최대내력시에 단부에 비해서 30%정도 높게 나타났다.

그림 10의 (b)는 콘크리트 측면과 철골보의 하중증가에 따른 중립축 변화를 나타낸 것이다. 실험결과, 항복하중(41.5tf) 이후 철골보의 하부 플랜지면은 항복상태에 있으나 웹면은 최대내력 이후에도 탄성범위내에 있음을 알 수 있다.

그림 10의 (c)는 합성슬래브 상부면의 가력점에서 단부방향으로 시험체의 길이방향으로 부착한 C31, C33, 및 C35의 변형도를 나타낸 것이다. 실험결과, 가력초기에는 시험체의 단부에서 가력점방향으로 선형적으로 압축응력이 증가하다가 항복하중 이후로 C33의 변형이 반전되어 최대내력시에는 인장응력을 나타내었다.

그림 10의 (d)는 콘크리트 측면의 하중에 따른 가력점의 변형도를 나타낸 것이다. 실험결과 하중이 50tf 부근에서 가력점의 콘크리트 측면의 최하단의 변형도는 인장영역에 있는 반면, 중앙부는 여전히 압축영역을 나타내고 있다.

3.2.4 내력평가

합성보의 휨내력을 평가하기 위해서 본 연구에서는 일본건축학회의 「各種合成構造設計指針」에서 제시하고 있는 항복하중(jP_y) 및 최대하중(jP_{max})값

과 AISC LRFD의 공칭최대하중(aP_{max})값을 실험으로부터 구한 항복하중(eP_y) 및 최대하중(eP_{max})과 비교하여 표 10에 나타내었다. 또한, 합성보를 등가단면으로 치환하여 구한 중립축으로부터 항복하중 값(cP_y)을 계산하여 표 10에 함께 나타냈다 [2],[4].

〈일본건축학회〉

① 항복하중시의 휨모멘트에 대한 단면성능

· 중립축이 슬래브 외에 있을 경우

단면 2차 모멘트 :

$$I_n = \frac{B \cdot t}{n} \left(\frac{t^2}{12} + (X_n - \frac{t}{2})^2 \right) + sI + s_a \cdot (s_d - X_n)^2 \quad \text{식(1)}$$

· 중립축이 슬래브 내에 있을 경우

단면2차모멘트

$$I_n = \frac{B \cdot X_n^3}{(3n)} + sI + s_a \cdot (s_d - X_n)^2 \quad \text{식(2)}$$

② 합성보의 종국강도 (P_{max})

· 중립축이 슬래브 내에 있을 경우

전소성 모멘트 :

$$M_p = s_a \cdot s_y \cdot (s_d - \sigma \frac{s_a \cdot s_y \cdot t}{1.7F_c \cdot a}) \quad \text{식(3)}$$

· 중립축이 철골보 상부플랜지 내에 있을 경우

$$M_p = 0.85F_c \cdot c a \left(\frac{(t+t_f)}{2} + H_d \right) + s_a \cdot s_y \cdot \left(s_d - t - \frac{t_f}{2} - H_d \right) \quad \text{식(4)}$$

· 중립축이 철골보 웹내에 있을 경우

$$M_p = 0.85F_c \cdot c a \cdot (s_d - \frac{t}{2}) + a_f \cdot s_y \cdot (s_d - t_f) + \frac{t_w \cdot s_y}{4} (s_d^2 - (\frac{0.85F_c \cdot c a}{t_w \cdot s_y})^2) \quad \text{식(5)}$$

(LRFD)

$$C_c = 0.85 f_c b_e a \quad \text{식(6)}$$

$$C_s = A_s F_y = T_{s-total} \quad \text{식(7)}$$

전소성 모멘트일 때 콘크리트가 저항하는 값을 $C = 0.85 f_c b_e a$ 로 하면

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f_c b_e} \quad \text{식(8)}$$

$$T_{s-total} = C \text{ or } C_s = C \text{ 가 된다. } \quad \text{식(9)}$$

따라서

$$M_p = T_{s-total} \left(\frac{d}{2} \right) + C \left(t - \frac{a}{2} \right) \quad \text{식(10)}$$

합성보의 거동은 슬래브와 철골보의 합성정도에 따라서 그림 11과 같이 비합성, 부분합성 및 완전합성으로 거동하는데 부분 합성보의 경우는 실제 설치한 스테드가 소요 스테드 보다 적을 경우 식(11)과 같이 감소한 단면성능으로 내력을 평가하도록 규정하고 있다. 비슬림형의 경우, 설치한 스테드 개수 (@300간격 2열 배치)가 42개이며 2점 집중가력을 받을 경우 그림 12와 같이 전단스팬의 길이가 L/4가 되기 때문에 전단력을 받을 수 있는 스테드 커넥트의 개수는 11개로 줄어들게 된다. 이는 실제 요구 스테드 개수 32개의 34%밖에 되지 않는다. 일본 규준식에서는 실제 스테드의 개수(n')가 소요스테드 개수(n)의 50% 이상일 경우에 상기식을 사용하도록 되어 있으나 본 실험에서는 항복하중(jP_y) 계산시 실제의 감소 계수를 적용한 값을 사용하였다.

$$I_e = I_s + \sqrt{\frac{n'}{n}} \cdot (I_c - I_s) \quad \text{식(11)}$$

여기서,

I_e = 부분합성보의 유효단면 2차 모멘트

I_s = 철골보의 단면 2차 모멘트

I_c = 합성보의 단면 2차 모멘트

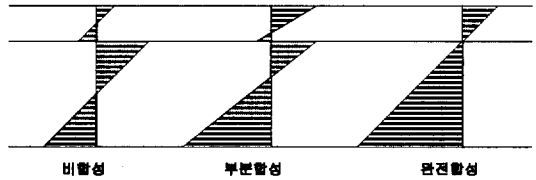


그림 11. 합성보의 거동

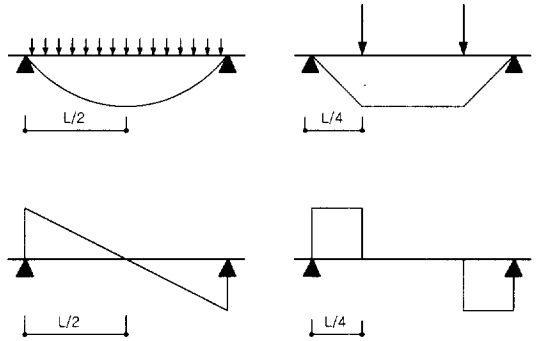


그림 12. 하중형태에 따른 전단스팬의 변화

표 10. 실험 및 해석하중의 비교

실험 채명	eP_y	eP_{max}	jP_y	jP_{max}	aP_{max}	cP_y	$\frac{cP_y}{jP_y}$	$\frac{eP_{max}}{jP_{max}}$	$\frac{eP_y}{cP_y}$	$\frac{aP_{max}}{jP_{max}}$
AC901	34.2	47.5	51.5	106.9	96.1	78.2	0.66	0.44	0.44	0.49
AS751	38.0	54.4	60.0	71.3	71.4	62.3	0.63	0.76	0.61	0.76
AS901	37.5	55.7	61.9	73.7	71.4	63.3	0.61	0.76	0.59	0.78
AS902	42.5	63.8	65.2	90.5	76.2	71.6	0.65	0.70	0.59	0.84
AS903	42.9	60.6	61.9	73.7	71.4	63.3	0.69	0.82	0.68	0.85
AS904	40.8	61.1	61.9	73.7	71.4	63.3	0.66	0.83	0.64	0.86
KC901	32.8	44.9	51.5	106.9	96.1	78.2	0.64	0.42	0.42	0.47
KS751	38.5	56.5	60.0	71.3	71.4	62.3	0.64	0.79	0.62	0.79
KS901	37	53.4	61.9	73.7	71.4	63.3	0.60	0.72	0.58	0.75
KS902	39.8	60.5	65.2	90.5	76.2	71.6	0.61	0.67	0.56	0.79
KS903	41.5	61.5	61.9	73.7	71.4	63.3	0.67	0.83	0.66	0.86
KS904	43.0	62.3	61.9	73.7	71.4	63.3	0.69	0.85	0.68	0.87

jP_y : 실험 항복하중, cP_y : 계산 항복하중,
 jP_{max} : 일본건축학회, eP_{max} : 실험 최대하중,
 aP_{max} : 일본건축학회, aP_{max} : AISC LRFD

규준식을 이용하여 내력을 평가한 결과, 비슬립 형식의 경우 이론 항복하중에 대한 실험 항복하중의 비(eP_y/jP_y)가 0.64~0.66 사이에 분포하는 것으로 나타났다. 또한, LRFD 규준으로 최대하중을 평가하면, 이론 최대하중에 대한 실험최대하중의 비(eP_{max}/aP_{max}) 0.47~0.50으로 나타났다.

반슬립 형식 실험체의 경우, 이론 항복하중에 대한 실험항복하중의 비(eP_y/jP_y)가 0.60~0.69 사이에 분포하는 것으로 나타났으며, LRFD에 의한 최대하중비(eP_{max}/aP_{max})는 0.75~0.87로 나타났다. 이와 같이 실험 최대하중값이 이론 최대하중값보다 낮게 나타나는 것은 최대내력 계산시 단면을 완전합성으로 가정하였기 때문에 불완전합성보의 거동에 대한 내력을 과대 평가한 것으로 판단된다.

4. 결론

절곡형 합성데크인 ALPHA-DECK 및 KEM-DECK을 사용한 합성 철골보의 실험결과로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 비슬립 형식 실험체의 경우, 단부의 엔드슬립은 발생하지 않았으며 철골보와 합성슬래브가 부착력을 상실한 후 철골보 상부플랜지의 국부좌굴로 최대하중에 도달하였다.
- (2) 반슬립 형식 실험체의 경우, 항복하중 이후 단부의 엔드슬립(10~15mm)이 발생하면서 최대하중에 이르렀다. 최대하중 이후에도 급격한 하중의 감소 없이 변형만 증가하는 매우 연성적인 거동을 나타내었다.
- (3) 콘크리트 토핑두께의 비교결과, 토핑두께 90mm인 실험체는 토핑두께 75mm인 실험체에 비해서 최대내력의 경우, 0.95~1.02배, 항복내력은 0.96~0.99배로 나타나 전단스터드를 부착하지 않을 경우, 콘크리트의 토핑두께는 내력에 영향을 미치지 않음을 알 수 있었다.
- (4) 전단스터드를 설치한 실험체의 경우, 전단스터

드가 없는 실험체에 비해서 최대내력은 1.10~1.16배, 항복내력은 1.12~1.14배 상승하였으며, 초기강성은 1.06~1.08배 증가하였다.

- (5) 슬래브 폭이 2.4m인 실험체의 경우, 슬래브 폭이 1.5m인 비해서 최대내력은 0.96~1.03배, 항복내력은 0.99~1.06배, 초기강성은 0.81~0.88배로 슬래브 폭에 따른 구조적인 거동의 차이는 거의 없는 것으로 나타났다. 초기강성은 슬래브 폭의 증가에 따라서 15%정도 상승하였다.

참 고 문 헌

1. "데크플레이트를 사용한 합성바닥판 구조에 관한 연구", 1996.12, 대한건축학회
2. "各種合成構造設計指針・同解説", 1985, 日本建築學會
3. "Design of Composite Steel and Concrete Structures Part1-General Rules and Rules for Buildings", 1992, Eurocode 4, 5th Revised draft, March
4. "Load and Resistance Factor Design of Steel Structures", 1994, Prentice-Hall
5. D.L Mullett, "Composite Floor Systems", 1998
6. "Design of Composite Slabs and Beams with Steel Decking", 1989, The Steel Construction Institute

(접수일자 : 2000년 10월 27일)