

HB-DECK와 현장타설 콘크리트 슬래브의 구조성능에 관한 연구

이왕수¹, 노병철^{2*}, 조현철³

A Study on Structural Performance of HB-DECK and Cast in Place Concrete Slab

Wang-Su Lee¹, Byeong-Cheol Lho^{2*}, Hyun-Chul Cho³

Abstract: The interference between the lattice bar of existing LB-DECK and the bars placed at site degrades the constructability, which is pointed as a problem. HB-DECK simplified the shape of lattice bar, and converted the direction of main rebar direction to the distributing bar direction, and installed the rib on the underside of HB-DECK to increase the stiffness. The purpose of this study is to verify the structural performance of HB-DECK and cast in place concrete slab. The static load test was conducted to verify the structural performance according to Korean highway bridge design code(2015) and composite behavior of HB-DECK with Cast in Place Concrete Slab. Three-dimensional finite element analysis was carried by MIDAS FEA, and analyzed to compare the result of analysis and experiment. At a result, composite behavior was examined between HB-DECK and cast in place concrete slab, and structural performance satisfied Korean highway bridge design code(2015).

Keywords: Precast concrete deck, HB-DECK, Structural performance of deck, Composite deck, Limit state design

1. 서 론

LB-DECK는 교량 상부구조인 거더를 지점으로 거더와 거더 사이에 설치하고 추가 배근 후 현장에서 콘크리트를 타설하는 프리캐스트 콘크리트 영구 거푸집이다.

교량의 시공 중 거더는 대부분 공장 제작 후 운반, 가설하는 형태임에도 콘크리트 바닥판을 현장타설하게 되면 거푸집 작업으로 인해 공기지연 및 안전사고의 원인이 되기도 한다(Kim and Shim, 2015).

LB-DECK는 약 60 mm 두께의 콘크리트로 된 데크(Deck)에 현장타설 콘크리트와의 합성을 위해 설치된 레티스바(Lattice bar)가 있는 형태이다.

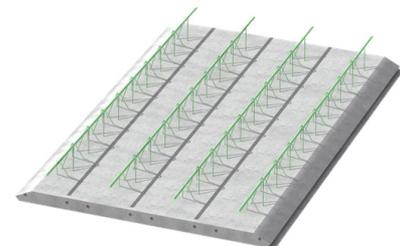
프리캐스트 주요 제품의 특징인 균일한 품질확보가 가능하고, 시공성이 좋아 공기가 단축되는 등의 시공성, 안전성에 우수한 특징이 있다.

프리캐스트 교량 바닥판은 공기단축 및 고품질 확보라는 장점으로 인해 신설 현장뿐만 아니라 도심지 교체공사와 같

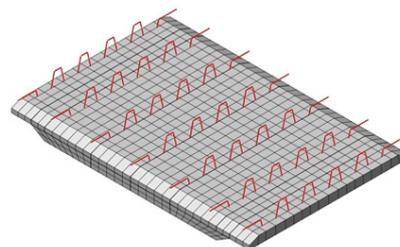
은 급속시공이 요구되는 현장에서 현장타설 교량 바닥판의 효과적인 대안으로 평가받고 있으며, 이와 관련된 분야에 대한 연구가 지속적으로 증가하고 있다.

그러나 기존의 LB-DECK는 레티스바와 현장에서 배근되는 철근과의 간섭이 시공성 등을 저하시키는 문제점이 지적되고 있었다.

이를 개선하기 위해 Fig. 1에서와 같이 HB-DECK를 개발



(a) LB-DECK



(b) HB-DECK

Fig. 1 LB-DECK and HB-DECK

¹정회원, 상지대학교 건설시스템공학과 공학석사

²중신회원, 상지대학교 건설시스템공학과 교수, 교신저자

³정회원, ㈜효성 산학협력기업부설연구소 팀장

*Corresponding author: belho@sangji.ac.kr

Dept. of Civil Engineering, Sangji University, Sangjidae-gil 83, Wonju, Gangwon, KOREA

•본 논문에 대한 토의를 2018년 4월 1일까지 학회로 보내주시면 2018년 5월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

하였다. HB-DECK는 LB-DECK의 삼각 트러스 형태의 레티스바를 H형으로 단순화한 레티스바(H-bar)를 설치한 바닥판이다. 레티스바의 설치방향은 기존의 주철근 방향에서 배력철근 방향으로 전환하였으며 강성을 증가시키기 위해 하면에 리브를 설치하였다.

본 연구에서는 HB-DECK가 프리캐스트 콘크리트 거푸집으로써 성능을 발휘할 수 있는지를 검증하고자 하였다.

이를 위해 도로교설계기준(2015)에 의한 구조검증을 위해 정적재하시험을 수행하였고, 3차원 유한요소해석을 수행하여 이론적 분석을 수행하였다.

2. HB-DECK의 구조

2.1 한계상태설계법에 의한 구조계산

2.1.1 HB-DECK의 구조

Fig. 2는 HB-DECK와 현장타설 콘크리트의 단면을 나타낸 것이다.

Fig. 2에 나타낸 바와 같이 데크는 60 mm의 바닥판과 60 mm의 리브가 설치되어 있고, 데크 위에 현장타설 콘크리트가 180 mm 설치되어 있다. 폭은 데크를 기준으로 1,200 mm이다.

2.1.2 하중 및 하중조합

HB-DECK는 일반적으로 교량에 설치되므로 작용하는 하중은 데크 자중, 현장타설 콘크리트 중량, 포장 중량 등의 고정하중과 차량 활하중과 충격하중을 고려하였다.

등분포 고정하중에 의한 바닥판의 설계휨모멘트는 도로교설계기준(2015) 4.6.2.7 <등분포 고정하중에 의한 휨모멘트>에 제한하고 있다. 활하중에 의한 모멘트는 4.6.2.4 <단순판 및 연속판>에서 제안하고 있으며, 바닥판의 단위폭에 대한 활하중 휨모멘트 크기를 주철근의 방향과 차량의 진행방향에 따라 각각 제안하고 있다.

HB-DECK는 거더와 거더 사이에 배치되어 주철근이 차량 진행 방향에 직각이므로 식 (1)과 같이 계산할 수 있다.

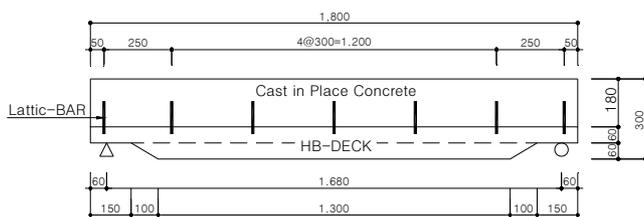


Fig. 2 Cross sectional drawing of HB-DECK and cast in place concrete

$$M_t = (L+0.6)P/9.6 \quad (1)$$

여기서, L 은 바닥판 지간(m)으로 0.6 ~ 6 m이어야 하고, P 는 설계차량 활하중의 후륜하중(kN)으로 96 kN을 적용한다.

도로교설계기준(2015) 3.7에서 표준트럭하중에 의한 정적효과는 피로한계상태를 제외한 모든 상태에서 25%의 활하중을 증가시켜야 한다.

정적하중에서 충격하중계수는 $(1+IM/100)$ 을 적용하며 보도하중이나 표준차로하중에는 적용되지 않는다.

HB-DECK는 일반적인 교량에 설치가 되므로 식 (2)에 나타낸 기본하중조합을 고려한 극한한계상태하중조합 I 과 식 (3)에 나타낸 일반적인 사용조건 하에서 처짐, 균열 등의 사용성에 관한 성능을 고려하는 사용한계상태 하중조합 I 에 대하여 검토하였다.

$$1.25DC+1.5DW+1.8(LL+IM) \quad (2)$$

$$DC+DW+LL+IM \quad (3)$$

2.2 비선형 수치 해석

HB-DECK의 합성거동을 이론적으로 분석하기 위하여 범용구조해석 프로그램인 MIDAS FEA를 이용하여 3차원 비선형 해석을 수행하였다.

Table 1 Properties of material

Index	DECK	Cast in Place Concrete	Lattice bar
Strength(MPa)	40	27	400
Elastic Modulus(MPa)	30,008	26,702	200,000
Possion's ratio	0.167	0.167	0.25

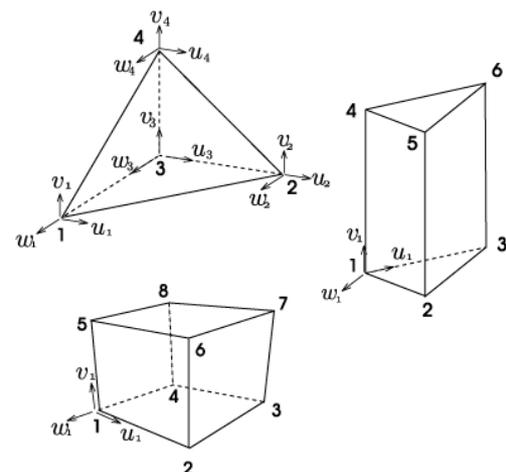


Fig. 3 Solid element of MIDAS FEA

재료의 특성은 HB-DECK 및 현장타설 콘크리트와 동일하게 설정하였으며, Table 1에 나타난 바와 같다.

수치해석 모델링은 Fig. 3에 나타난 바와 같이 입체 요소 중 육면체 요소를 사용하였다.

해석 모델은 MIDAS FEA에서 제공하는 전변형률 균열 모델(total strain crack model)을 적용하였다. 전변형률 균열 모델은 고정균열모델과 분산회전균열 모델로 나눌 수 있는데, 이 두 모델은 일반적인 철근 콘크리트 구조물의 균열 거동 모사에 탁월한 것으로 알려져 있으며, 특히 고정균열모델은 콘크리트 균열의 물리적인 거동을 적절히 모사하고 있는 것으로 평가받고 있다(MIDASIT, 2008).

Fig. 4는 비선형의 재료모델을 나타낸 것으로 압축 모델은 전변형률 모델에서 제공하고 있는 포물선 모델(Parabolic Model)을 적용하였으며, 인장 모델은 Hordijk 모델을 적용하였다.

3. HB-DECK의 재하시험

3.1 시편 제작

HB-DECK의 합성 및 구조성능 시험을 위해 Fig. 5와 같이 HB-DECK 시편을 제작하였다.

Fig. 5에 나타난 바와 같이 데크 위에 현장타설 콘크리트 부

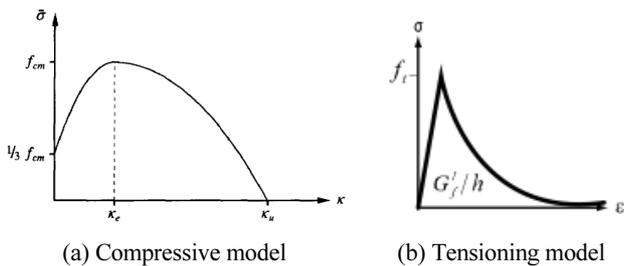


Fig. 4 Material model for nonlinear analysis

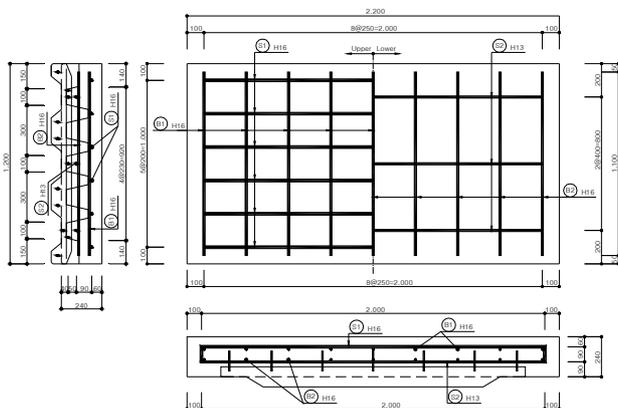


Fig. 5 Drawing of HB-DECK Specimen

분에 주철근과 배력철근이 배근된다.

상면에는 주철근과 배력철근이 모두 H16이고, 하면에는 주철근이 H13, 배력철근이 H16이다.

3.2 게이지 설치

HB-DECK의 정적재하시험을 위해 제작된 시편에 Table 2에 나타난 바와 같이 하중, 처짐, 변형률, 균열 등을 측정하기 위해 로드셀, 변위계, 스트레인게이지, 균열 게이지 등을 설치하였다.

하중은 재하장치에 설치되어 있는 로드셀을 이용하였으며, 처짐은 50 mm까지 측정 가능한 LVDT를 시편 중앙 하면에 설치하였다.

데크와 현장타설 콘크리트와의 합성여부를 분석하기 위해 콘크리트 및 철근에 스트레인게이지를 설치하였다.

Fig. 6은 콘크리트에 설치된 스트레인 게이지를 나타낸 것

Table 2 Type of gauge

ID	Type	Monitoring contents
Load	Load cell	Load
LVDT	LVDT	Displacement
Ccom1~6	Strain gauge(60 mm)	Strain of concrete
Sf1~4	Strain gauge(6 mm)	Strain of main bar
Cr1~3	Crack gauge	Crack of concrete

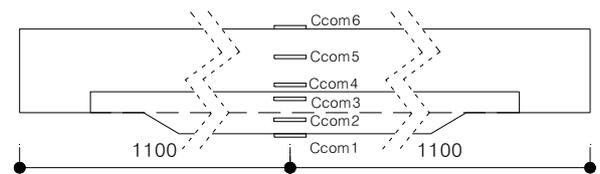


Fig. 6 Location of strain gauge(60 mm)

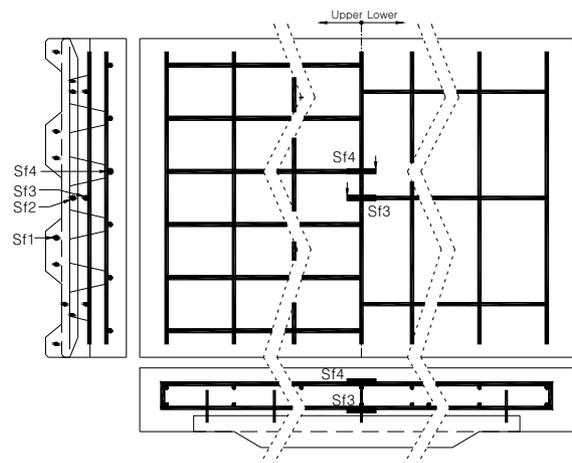


Fig. 7 Location of strain gauge(6 mm)

으로 일반적으로 사용되는 1G2Wire 방식을 사용하였다.

Fig. 7은 HB-DECK 및 현장타설 콘크리트의 주철근에 설치된 스트레인게이지를 나타낸 것이며, Fig. 8은 균열게이지의 위치를 나타낸 것이다.

3.3 하중재하

Figs. 9와 10은 HB-DECK 시편의 하중 재하도와 정적재하 시험장치를 나타낸 것으로 2,000 kN 용량의 가력기를 이용하여

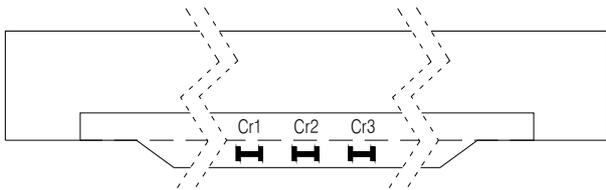


Fig. 8 Location of crack gauge

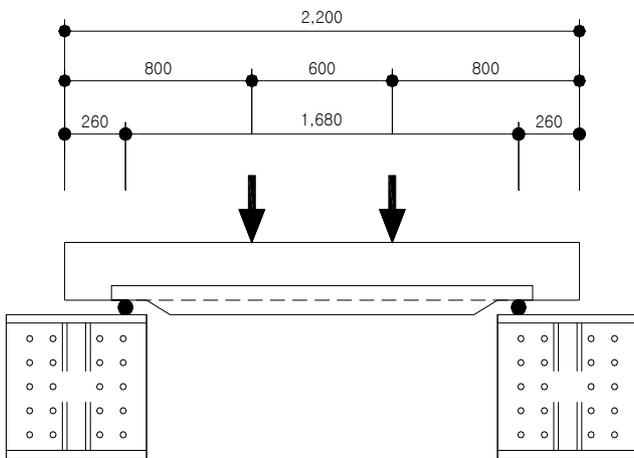


Fig. 9 Loading of HB-DECK specimen

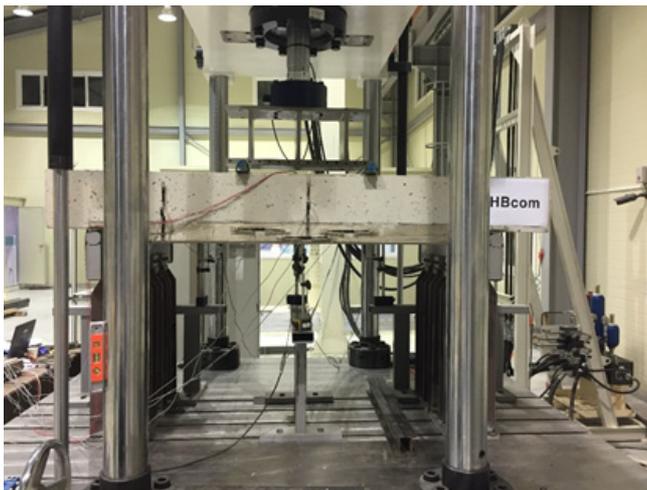


Fig. 10 HB-DECK of static load test

여 휨거동을 위해 4점 재하하였고, 재하속도는 3 mm/min으로 재하하였다.

3.4 시험결과

3.4.1 하중-처짐 관계

Fig. 11은 시편의 하중-처짐 관계를 나타낸 것이다. 초기균열이 발생한 210 kN까지는 선형적인 하중-처짐의 관계를 나타내었고, 이후 비선형 거동을 시작하여 최대하중인 610 kN에 도달하였다.

초기균열이 발생할 때의 처짐은 약 1.2 mm이고, 최대하중이 발생할 때의 처짐은 약 13.4 mm로 나타났다.

HB-DECK의 하중 재하 위치를 고려하여 작용하는 모멘트를 계산하였고, 하중-모멘트 관계를 한계상태설계법에 의해 계산된 사용한계상태 및 극한한계상태와 비교하였다.

Fig. 12에 나타낸 바와 같이 시편에 작용한 최대모멘트는 165 kN·m로 나타났다.

사용한계상태일 때의 모멘트는 34.0 kN·m이고, 최대 모멘트는 4.8배인 것으로 나타났다.

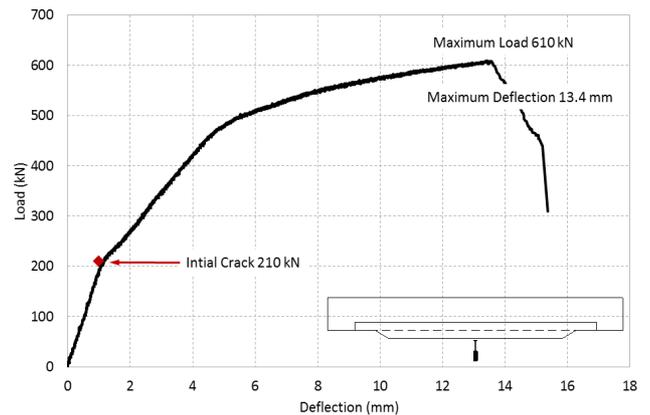


Fig. 11 Load deflection curve

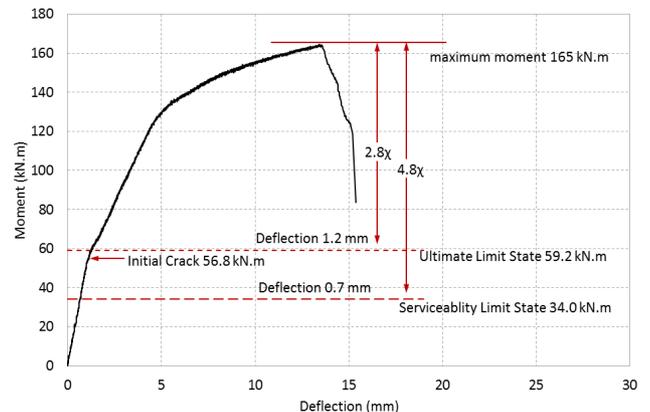


Fig. 12 Moment deflection curve

극한한계상태일 때의 모멘트는 59.2 kN·m이고, 최대 모멘트는 2.8 배인 것으로 나타났다.

사용한계상태와 극한한계상태의 처짐은 각각 0.7 mm, 1.2 mm로 나타났고, 사용한계상태에서는 균열이 전혀 발생하지 않았다. 따라서 HB-DECK의 구조적 안전성은 충분히 확보된 것으로 나타났다.

3.4.2 하중-변형률 관계

Fig. 13은 HB-DECK와 현장타설 콘크리트와의 합성조건에 따른 변형률도를 나타낸 것이다.

Fig. 13(a)와 같이 데크와 현장타설 콘크리트가 완전 합성이라면 변형률은 (b)와 같이 나타날 것이고, 비합성일 경우 (c)와 같이 각각의 중립축이 존재하고 압축부와 인장부가 발생할 것이다.

이를 분석하기 위해 데크와 현장타설 콘크리트의 적절한 위치에 스트레인 게이지를 설치하였다.

동일한 하중이 작용할 때, 스트레인게이지의 변형률을 분석하여 변형률도와 비교하여 합성여부를 판단하였다.

Fig. 14는 콘크리트에 설치된 스트레인게이지의 변형률을 나타낸 것이다.

Fig. 6에 이미 나타낸 게이지의 위치에 따라 동일한 하중이 작용할 때의 변형률을 나타낸 것이다.

Ccom 1 ~ Ccom 3은 데크에 설치된 것이고, Ccom 4 ~ Ccom 6은 현장타설 콘크리트에 설치된 것이다. 따라서 비합성일 경우 Fig. 13(c)에 나타낸 바와 같이 Ccom 1 ~ Ccom 3과 Ccom 4

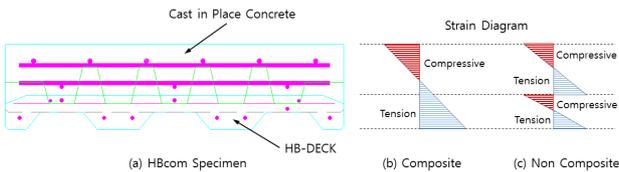


Fig. 13 Section strain according to composite condition

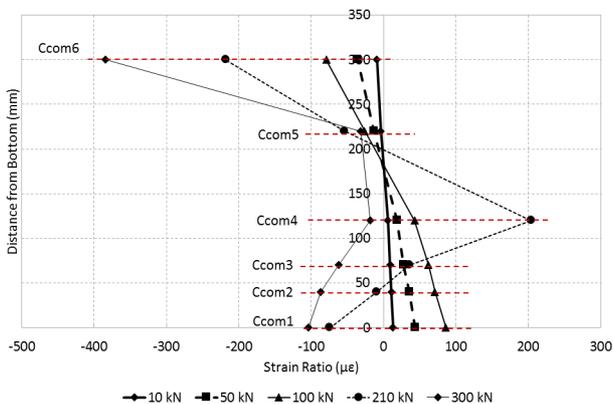


Fig. 14 Section strain according to composite condition (concrete)

~ Ccom 6으로 분리되어 거동할 것이다. 그러나 Ccom 1 ~ Ccom 6은 거의 직선 형태를 나타내었고 Fig. 13(b)와 같은 형태를 나타내었다.

중립축은 콘크리트 하면으로부터 약 180 mm 떨어진 곳으로 나타났고, 하중이 증가하면서 중립축 또한 상승하는 것으로 나타났다. 또한 현장타설 콘크리트에 설치되어 있던 Ccom 4는 인장부에 속하여 HB-DECK와 동일하게 인장거동을 하는 것으로 나타났다.

초기균열이 발생한 210 kN에서 Ccom 1 ~ Ccom 3의 변형률이 감소하는 것으로 나타났다. 이는 스트레인게이지 좌측에서 초기균열이 발생하여 인장 변형률이 감소한 것으로 판단된다. 또한 2차 균열은 스트레인게이지 우측에서 발생하였고, 균열은 점차 수직방향으로 증가하였다.

따라서 균열 발생 후 변형률은 감소하다가 압축 변형률이 발생하는 것으로 나타났으나 합성여부에 의해 좌우된 것이 아니라 균열 발생 여부에 좌우된 것이다.

콘크리트에 설치된 스트레인게이지는 균열에 의해 극한한계 상태일 때의 합성을 확인할 수 없으므로, 철근에 설치된 스트레인게이지를 분석하였다.

Fig. 15는 철근에 설치된 스트레인게이지의 변형률을 나타낸 것으로 콘크리트에 설치된 스트레인게이지와 유사한 거동을 나타내었다. 재하하중 500 kN에서 인장축 변형률이 감소하는 것으로 나타났으나 400 kN까지는 선형을 나타내었다.

극한한계상태일 때의 재하하중이 219.4 kN으로 계산되어지는 바, HB-DECK와 현장타설 콘크리트는 극한한계상태에서도 합성을 나타내었다.

따라서 모든 게이지의 변형률이 하중에 따라 거의 직선 형태의 변형률을 나타낸 점, 하나의 중립축이 발생하였고 하중이 증가함에 따라 상승하는 점 등으로 볼 때 HB-DECK와 현장타설 콘크리트는 완전한 합성이 된 것으로 판단된다.

한편, 주철근 각각의 하중증가에 따른 변형률을 측정할 결

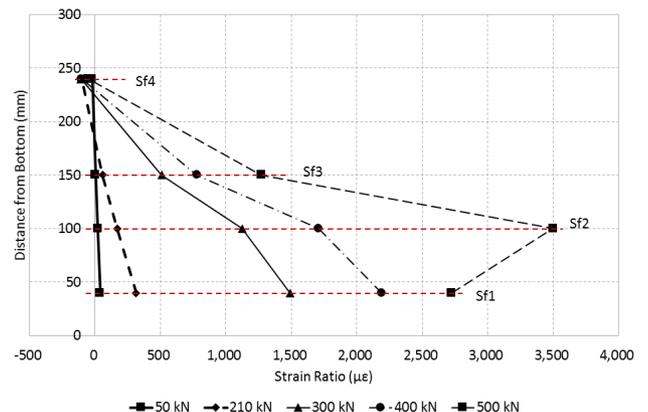


Fig. 15 Section strain according to composite condition (steel)

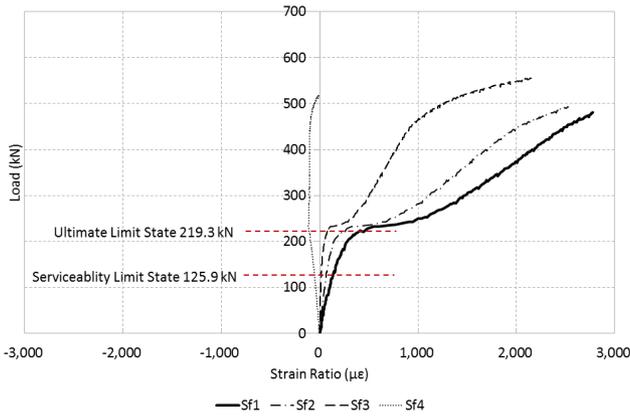


Fig. 16 Load strain curve of main bar

과 Fig. 16와 같이 나타났습니다. Sf1과 Sf2는 데크의 인장과 압축부에 설치되어 있고, Sf3과 Sf4는 현장타설콘크리트의 인장과 압축부에 설치되어 있다. 그런데 그림에 나타난 바와 같이 압축은 Sf4만 발생하였기에 Sf1~Sf3은 중립축 아래 위치한 것이고, Sf4는 중립축 위에 위치한 것으로 판단할 수 있다. 따라서 각각의 철근이 하중의 증가에 따라 거동하는 경향도 합성을 이루는 것으로 나타내고 있다.

3.5 사용한계상태 검토

도로교설계기준(2015) 5.8 <사용한계상태>에서는 콘크리트 교량 구조물 및 부대시설을 구성하고 있는 부재가 충분한 기능을 발휘할 수 있도록 사용 중의 응력한계, 균열폭 및 처짐 제한에 관련된 사용한계상태의 검증에 관한 규정을 다루고 있다.

3.5.1 응력 한계 검토

도로교설계기준(2015) 5.8.2 <응력 한계>에 의하면 구조물의 정상적 기능 발휘에 영향을 주는 균열 또는 큰 크리프 변형을 방지하기 위해 유효 프리스트레스와 사용하중조합 I에 의한 콘크리트 압축응력이 $0.6f_{ck}$ 를 초과하지 않도록 제한하고 있다.

또한 철근은 비탄성 변형을 방지하고 부재의 과도한 균열 및 변형을 방지하기 위해 철근과 강재의 응력도 제한하고 있다.

사용하중조합 I에 의해 유발된 보통 철근의 인장응력은 $0.8f_y$ 를 초과하지 않아야 한다.

Fig. 17과 Fig. 18은 하중의 증가에 따른 콘크리트 압축부와 인장철근의 응력을 나타낸 것이다.

Fig. 17에 나타난 바와 같이 사용한계상태일 때 콘크리트의 응력한계는 16.2 MPa이지만, 콘크리트 압축부에 발생한 응력은 2.7 MPa로 나타났다. 또한, 극한한계상태를 넘어서도 응력 한계에 도달하지 않았다.

이는 Fig. 18에 나타난 바와 같이 주철근에 발생한 응력도

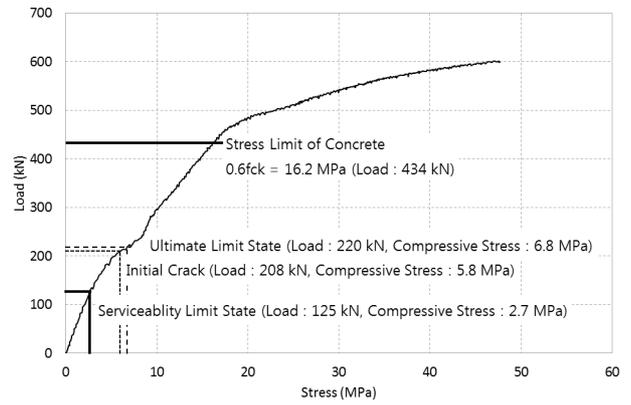


Fig. 17 Concrete stress according to load

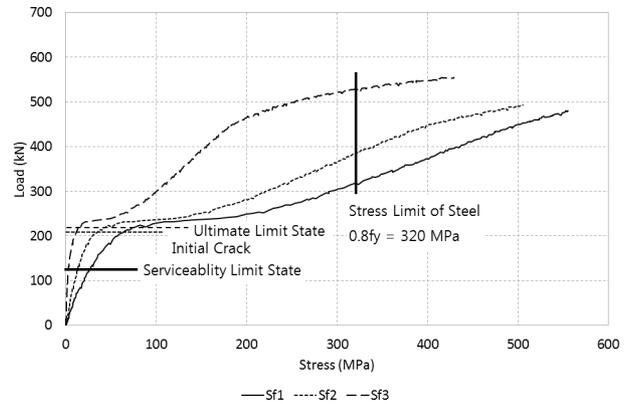


Fig. 18 Main bar stress according to load

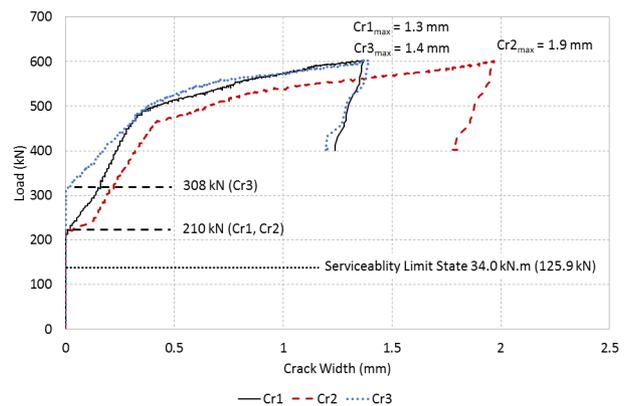


Fig. 19 Load crack width curve

유사한 경향을 나타내어 극한한계상태를 넘어서도 한계 응력에 도달하지 않았다.

즉, 사용한계상태에서 응력한계는 충분히 만족하는 것으로 나타났다.

3.5.2 균열 검토

도로교설계기준(2015) 5.8.3 <균열>에 의하면 철근콘크리트

트 부재의 한계균열폭은 0.3 mm이다.

Fig. 19는 재하시험에 의해 측정된 균열폭을 나타낸 것으로 사용한계상태에서는 균열이 발생하지 않았으며, 최대 균열폭은 Cr1, Cr2, Cr3가 각각 1.3 mm, 1.9 mm, 1.4 mm로 나타났다.

따라서 사용한계상태의 균열 폭을 만족하는 것으로 나타났다.

3.5.3 최소 철근량

인장응력이 유발되는 영역으로 균열제어가 필요한 부분에는 최소 철근량을 배치하도록 규정하고 있다.

식 (4)는 도로교설계기준에서 제안하고 있는 소요 최소 철근량을 계산하는 식이다.

$$A_{s,min} = k_c k A_d \frac{f_d}{f_s} \quad (4)$$

여기서, k_c 는 균열 발생 직전 단면 내 응력분포상태를 반영하는 계수로 순수인장을 받는 경우, 휨과 축력을 받는 부재의 복부일 경우, 박스형이나 T형 단면 부재 플랜지의 경우에 따라 각각 다르게 제안하고 있으며, 본 연구에서는 휨을 받는 부재이므로 식 (5)와 같이 계산할 수 있다.

$$k_c = 0.4 \left[1 - \frac{f_n}{k_1 (h/h^*) f_d} \right] \leq 1 \quad (5)$$

여기서, f_n 은 단면에 작용하는 평균 범선응력(= N_u/bh)이고, k_1 은 축력이 응력분포에 미치는 영향을 반영하는 계수이다. h 는 부재의 깊이이고 h^* 는 부재의 기준 깊이이다. f_d 는 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 인장강도이다.

본 연구의 시편은 축력이 작용하지 않으므로 f_n 이 0(zero)이 되고, k_c 는 0.4가 된다.

k 는 간접하중영향에 의해 부등 분포하는 응력의 영향을 반영하는 계수로, 단면 깊이 또는 복부 폭을 포함한 플랜지 너비가 300 mm 이하일 경우 1.0을 적용한다.

HB-DECK 시편의 깊이가 300 mm 이하이므로, k 는 1.0을 적용한다.

A_d 는 균열 발생 직전 상태에서 콘크리트의 인장영역 단면적이다. 최소 철근량을 산정하는 식에 필요한 콘크리트 인장영역 면적은 균열 발생 직전의 인장 영역이므로 바닥 슬래브 단면의 절반에 해당한다(Kim, 2015).

그러나 본 연구에서는 슬래브 하부에 리브가 있으므로 이미 Fig. 15에 나타난 실측 데이터에 의해 중립축을 결정하고 인장영역 단면적을 산정하였다.

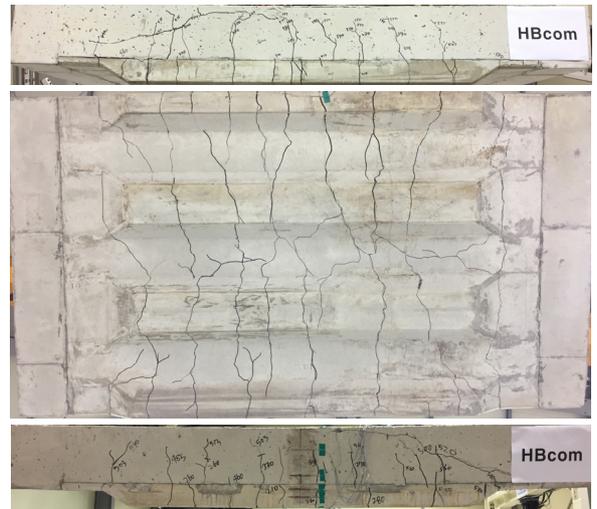


Fig. 20 Crack of specimen

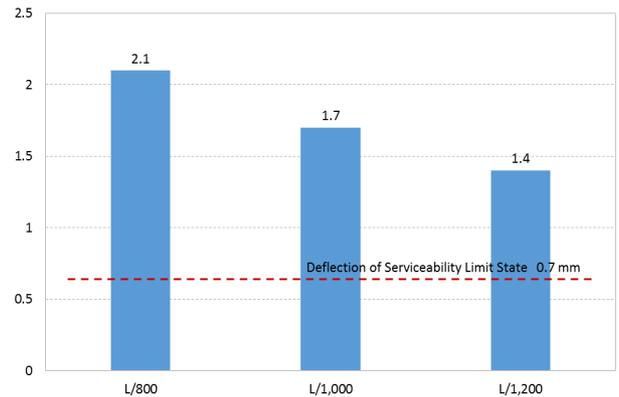


Fig. 21 Deflection limit of specimen

f_d 는 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 인장강도이고, f_s 는 첫 균열 발생 직후에 허용하는 철근의 인장응력이다.

이를 모두 고려하여 계산하면 소요 최소 철근량 $A_{s,min}$ 는 754 mm²이다. 그러나 Fig. 5에 이미 나타난 도면에 의하면 인장부에 설치된 철근은 H13철근이 총 12 가닥, H10 철근이 총 2 가닥으로 사용된 인장 철근량은 1,666 mm²이다.

따라서 최소 철근량을 크게 만족하는 것으로 나타났다.

Fig. 20은 HB-DECK 시편의 균열 형상을 나타낸 것으로 전형적인 휨에 의한 균열이 발생한 것으로 나타났다.

3.5.4 처짐 한계

처짐에 의한 검토는 도로교설계기준(2015) 5.8.4 <처짐>과 5.12.5 <교량의 콘크리트 바닥슬래브>에 제안하고 있는데, 사람의 통행이 없는 바닥판은 L/800, 제한된 수의 사람이 통행하는 바닥판은 L/1,000, 많은 사람이 통행하는 바닥판은 L/1,200을 초과해서는 안 되고, L은 바닥판 받침부의 중심간 거리이다.

Fig. 21에 나타난 바와 같이 도로교설계기준(2015)의 처짐 한계는 사용한계상태에서 각각 1.4 mm, 1.7 mm, 2.1 mm로 나타났으나, HB-DECK 시편의 처짐은 0.7 mm로 나타나 처짐 한계를 충분히 만족하는 것으로 나타났다.

4. 수치해석 및 비교분석

4.1 해석 모델링

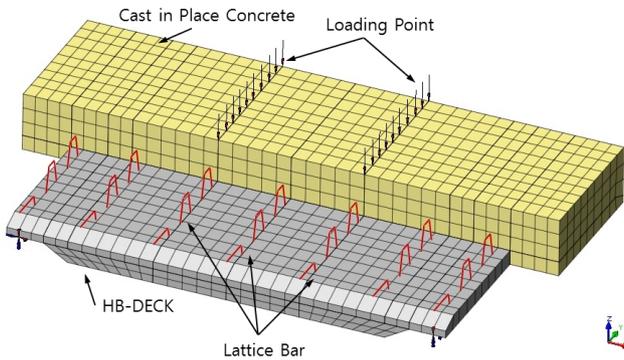


Fig. 22 Modeling of HB-DECK specimen

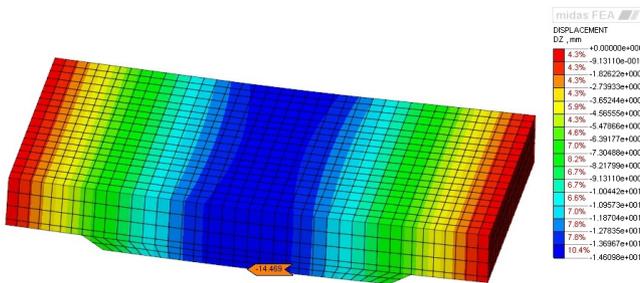


Fig. 23 Deflection result of analysis

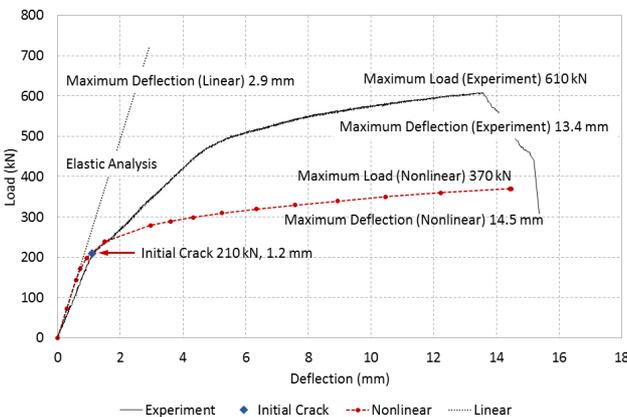


Fig. 24 Load deflection curve of experiment and analysis

Fig. 22는 HB-DECK의 수치해석 모델링을 나타낸 것이다. 이미 언급한 바와 같이 육면체 요소를 사용하였고 4,759개의 절점과 3,504개의 요소로 3차원 모델링을 하였다.

또한, 콘크리트 강도가 다른 HB-DECK와 현장타설 콘크리트를 각각 모델링 하였고 하중은 재하시험과 동일한 위치에 재하 하였다.

4.2 비선형 수치해석 및 결과

Fig. 23은 비선형해석 결과를 나타낸 것으로 전형적인 휨거동을 나타내었으며, 최대 처짐은 14.5 mm로 나타났다.

Fig. 24는 해석에 의한 하중-처짐을 나타낸 것이다. 또한 실험결과와 비교-분석하기 위해 해석 결과와 실험 결과를 함께 나타내었다.

Fig. 24에 나타난 바와 같이 실험값의 최대 하중은 610 kN으로 나타난 반면, 해석값의 최대 하중은 370 kN으로 나타나 다소 큰 차이를 나타내었다. 그러나 이는 해석에 오류에 의한 것이 아니라 다소 과다한 배근에 의한 하중 증가로 판단된다.

왜냐하면, 탄성구간에서 실험값과 해석값의 하중-처짐은 거의 일치하는 것으로 나타나 적절한 해석이 된 것으로 판단된다. Fig. 24에 나타난 바와 같이 선형해석 결과도 함께 나타내었는데, 선형 및 비선형 해석결과와 실험값이 탄성 구간에서 거의 일치하는 것으로 나타났다.

한편, 본 연구의 3.5.3에서 이미 언급한 바와 같이 배근된 철근량이 최소 철근량 보다 약 120% 더 배근되어 있다.

따라서 계산된 극한한계상태가 220 kN인 점과 선형 및 비선형 해석결과가 실험값과 유사한 점으로 미루어볼 때 적절한 해석과 실험이 이루어진 것으로 판단된다.

5. 결론

본 연구는 HB-DECK와 현장타설 콘크리트와의 합성 및 구조성능에 관한 연구로 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- 1) HB-DECK 합성시편의 파괴하중은 610 kN으로 사용한계상태의 4.8배, 극한한계상태의 2.8배 강도를 나타내었다.
- 2) 철근과 콘크리트에 변형률 계측 결과를 통하여 위치에 따라 압축과 인장 거동을 원활하게 합성거동을 하고 있음을 확인하였고, 하중이 증가할수록 중립축은 상승하였다.
- 3) 시편이 사용한계상태에 도달하였을 때, 도로교설계기준(2015)에서 제안하고 있는 응력 및 처짐 한계를 만족하는 것으로 나타났고, 균열은 발생하지 않았다.
- 4) 초기균열은 210 kN일 때 발생하였고, 이때 처짐은 1.2 mm로 나타났다. 또한 시편의 균열은 전형적인 휨균열 형태를

나타내고 있었으며, 데크에서 현장타설 콘크리트로 이어지는 연속적인 균열이 발생하였다.

- 5) 선형해석과 비선형 해석결과를 실험결과와 비교한 결과 탄성영역에서 거의 유사한 경향을 나타내는 것으로 보아 적절한 실험과 예측이 이루어진 것으로 판단된다.
- 6) 이상의 결과로 HB-DECK와 현장타설 콘크리트는 적절한 합성 거동을 하는 것으로 나타났다.

감사의 글

본 연구는 2015년 상지대학교 대학원 학술연구장려의 연구지원으로 수행된 연구이며, 관계자 분들의 노고에 감사드립니다.

References

Chung, C. H., Byun, T. K., Kim, I. G., Shin, D. H., and Lee, H. J. (2017),

Evaluation on Structural Performance of Joint with Asymmetric Ribbed Connection Details used in Precast Bridge Deck, *Journal of the Korean Concrete Institute*, Korean Concrete Institute, 29(2), 159-167.

Feenstra, P. H. (1993), Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete, ph.D Thesis, Delft University, NLD, 23-26.

Kim, D. W., and Shim, C. S. (2015), Crack Width Control on Concrete Slab using Half-Depth Precast Panels with Loop Joints, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Korean Society of Civil Engineers, 35(1), 19-29.

Kim, W. (2015), Limit State Design of Concrete Structures, DongHwa, KOR, 433-436.

Korean Institute of Bridge and Structural Engineers (2015), Highway Bridge Design Specification for Limit State Design, KOR, 5-214.

MIDASIT (2008), MIDAS FEA Analysis & Algorithm Civil Engineering, MIDASIT, KOR, 77-80.

Received : 10/23/2017

Revised : 12/14/2017

Accepted : 01/11/2018

요 지 : 기존의 LB-DECK는 레티스마와 현장에서 배근되는 철근과의 간섭이 시공성 등을 저하시키는 문제점이 지적되고 있었다. HB-DECK는 레티스마의 형태를 단순화하고, 방향을 주철근 방향에서 배력근 방향으로 전환하였으며 강성을 증가시키기 위해 하면에 리브를 설치하였다. 본 연구에서는 HB-DECK가 프리캐스트 콘크리트 슬래브로써 성능을 발휘할 수 있는지를 검증하고자 하였다. 이를 위해 도로교 설계기준(2015)에 의한 구조검증과 HB-DECK와 현장타설 콘크리트와의 합성거동 분석을 위해 정적재하시험을 수행하였다. 범용구조해석 프로그램인 MIDAS FEA를 이용하여 3차원 유한요소해석을 수행하였으며, 해석결과와 실험결과를 비교분석하였다. 그 결과, HB-DECK는 현장타설 콘크리트와 완전한 합성거동을 하는 것으로 나타났으며, 도로교설계기준(2015)에서 요구하는 구조성능을 만족하는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 프리캐스트 콘크리트 데크, HB-DECK, 데크의 구조성능, 데크의 합성, 한계상태설계법
