

Hybrid Reinforcement System을 이용한 콘크리트 교량상판 슬래브의 거동

박상열^{1)*} · 조근희²⁾

¹⁾ 제주대학교 ²⁾ 한국건설기술연구원

(2002년 12월 31일 원고접수, 2004년 6월 30일 심사완료)

Behavior of Concrete Bridge Deck Using Hybrid Reinforcement System

Sang-Yeol Park^{1)*} and Keun-Hee Cho²⁾

¹⁾ Dept. of Civil & Environmental Engineering, Cheju National University, Cheju, 690-756, Korea

²⁾ Korea Institute of Construction Technology, Koyang, 411-712, Korea

(Received December 31, 2002, Accepted June 30, 2004)

ABSTRACT

This study describes the basic concept and the applicability of Hybrid Reinforcement System using conventional steel reinforcing bars and Fiber Reinforced Polymer bars. The concrete bridge decks are assumed to be supported by beams and reinforced with two layers of reinforcing bars. In concrete bridge deck using HRS, the top tensile force for negative moment zone on beam supports is assumed to be resisted by FRP reinforcing bars, and the bottom tensile force for positive moment zone in the middle of beam supports is assumed to be resisted by conventional steel reinforcing bars, respectively. The FRP reinforcing bars are non-corrosive. Thus, the steel reinforcement is as far away as possible from the top surface of the deck and protected from intrusion of corrosive agent.

HRS concrete bridge deck has sufficient ductility at ultimate state as the following reasons; 1) FRP bars have lower elastic modulus and higher ultimate strain than steel re-bars have, 2) FRP bars have lower ultimate strain if provided higher reinforcement ratio, 3) ultimate strain of FRP bars can be reduced if FRP bars are unbonded.

Test results showed that FRP and HRS concrete slabs are not failed by FRP bar rupture, but failed by concrete compression in the range of ordinary reinforcement ratio. Therefore, in continuous concrete bridge deck using HRS, steel reinforcing bars for positive moment yield and form plastic hinge first and compressive concrete fail in the bottom of supports or in the top of the middle of supports last. Thus, bridge deck consumes significant inelastic strain energy before its failure.

Keywords : hybrid reinforcement, FRP, ductility, ultimate strain, elastic modulus

1. 서 론

지난 10년간 Fiber Reinforced Polymer(FRP)는 건설산업에 적용하기 위한 상당한 관심과 기대를 전 세계적으로 불러 일으켰다. 그 중 콘크리트 구조물에 철근이나 프리스트레싱 긴장강재 대응으로서의 적용성에 대한 연구가 현재 세계 여러 나라의 대학과 연구소에서 활발히 진행 중에 있다. 이는 FRP 봉이나 FRP 텐던이 재래의 철근이나 긴장 강재와 비교하여 비 부식성, 비전기. 전자성, 고 인장 강도, 경량성 등의 뛰어난 장점을 가지고 있으며, 경제적으로는 FRP가 건설분야에 실용화되면 그 시장성이 무한하기 때문이다.

특히, 근래의 FRP 생산기술의 발달, FRP 스포츠용품의 경쟁 우위, 건설 시장에서의 많은 수요에 대한 전망, 재래 구조재료와 FRP 재료와의 복합 설계 개념의 대두, 최근 기존 구조물의 보수 보강에의 성공적인 적용 등으로 FRP는 가까운 장래에 주요한 건설재료로서 사용될 것으로 보여진다.

FRP의 특성 중 비 부식성은 토목.건축분야의 신설 또는 기존 구조물에의 적용에 있어 매우 중요한 장점이다. 이는 부식에 의한 사회간접 시설물의 열화가 세계 여러 나라에서 구조물의 안전성뿐만 아니라 경제적인 면에서 매우 심각한 문제를 야기하고 있기 때문이다.

특히, 교량의 콘크리트 상판은 강수, 습기, 제설제, 각종 환경오염 물질 등에 직접적으로 노출되어 철근이나 프리스트레싱 강재의 부식이 촉진되어 교량의 어느 구조부재보다 품질저하가 빠르게 진행된다. 따라서 콘크리트 상판

* Corresponding author

Tel : 064-754-3456 Fax : 064-725-2519

E-mail : sypark@cheju.ac.kr

의 열화는 교량 전체의 안전성과 사용성의 저하를 가져오는 중요한 요인이 되고 있다. 콘크리트 상판의 강재 부식은 주로 균열을 통해 발생되어지며 강재 부식은 다시 발생된 균열을 확대시키거나 새로운 균열을 발생시켜 부식 현상을 가속화시킨다. 더군다나 차량하중의 직접적인 충격 재하는 부식에 의한 콘크리트와 강재와의 연약해진 부착력을 감소시켜 균열과 강재 부식간의 상호작용을 더욱 촉진시킨다.

교량 상판의 강재 부식과 이에 따른 콘크리트의 열화를 막기 위하여 현재까지 여러 방법이 제시되어 사용되고 있으나 충분히 만족할만한 결과를 얻고 있지 못하다. 현재 교량상판의 부식문제에 대처하기 위한 방법으로는 에폭시 도막철근을 사용하거나¹⁾ 내구성이 높은 고성능 섬유보강 콘크리트를 사용하는 것이다²⁾. 또한 가장 손쉬운 방법으로 상부 콘크리트 피복두께를 늘여주는 방법을 사용하고 있는데 보다 두꺼운 피복사용은 철근을 부식물질로부터 가급적 멀리하여 보호하려는 목적이다. 그러나 아무 보강 없이 피복을 두껍게 하는 것은 사용하중 하에서 지점부의 균열폭을 넓게 하고, 보강되지 않은 콘크리트 피복의 심각한 건조수축 균열을 발생시키는 결과를 낳고 있다²⁾. 이는 부식물질의 유입을 가능하게 하여 두꺼운 피복두께 사용의 이점을 살리지 못하게 한다.

교량상판의 부식문제를 해결하기 위한 또 하나의 가능한 방법은 강재 보강재를 제거하는 것이다. Mufi et al.³⁾은 많은 실험을 통하여 콘크리트 상판 하부에 인장 강재 (tie or strap)를 설치하면 교량상판의 아치 작용으로 휨거동이 가능하다는 것을 보여주었다. 그러나 상판 밖 하면의 인장강재는 부식시 대체가 가능한 이점이 있지만 이를 보에 정착하기 위한 장치가 필요하며 아치작용을 위하여 보와 상판사이에 추가적인 스테드가 필요하다는 단점도 있다. 또한 이 교량상판 시스템이 안전성과 사용성에서 장기적으로 만족스러울 지에 대해서도 아직 의문이다.

FRP는 비부식성 외에도 고인장강도의 훌륭한 역학적 성질을 가지고 있으며 그의 경량성에 의한 시공성 향상 등 그의 장점으로 보강재로 콘크리트 상판에의 적용성이 입증될 수 있는 중요한 신 재료이다. 따라서, FRP를 철근이나 프리스트레싱 강재 대신 콘크리트 상판에 적용하고자 하는 연구개발 노력은 당연한 기술적, 경제적 흐름으로 FRP 적용기술의 연구개발은 지금의 연구개발자들에게 당연한 과제이다.

본 연구는 FRP 재료를 교량의 콘크리트 상판에 적용하는데 있어서 안전성과 사용성 등의 문제를 검토, 평가하고 발생하는 단점은 극복할 수 있는 기술적 방법을 모색함으로써 효율적인 기능성과 경제성을 갖는 교량상판 시스템 개발을 목표로 한다. 특히, FRP는 재료의 선형탄성 거동으로 극한상태에서 비소성 거동을 보임으로써 연성에 있어서 매우 불리하며, 대부분 FRP의 탄성계수가 강재보다

작아 사용하중 하에서 과도한 처짐을 유발할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 FRP 재료의 장점은 최대한 살리며 단점은 최소화하거나 극복할 수 있는 새로운 교량상판 콘크리트 보강 시스템인 Hybrid Reinforcement System을 제안하여 그 적용성을 확인하고 안전성과 사용성을 향상시키기 위한 방법들을 찾는다.

2. Hybrid Reinforcement System

FRP 봉이 콘크리트 교량상판의 철근을 대체하였을 때 FRP의 내구성이 확보된다는 전제하에서는 비부식성의 장점으로 교량상판의 사용연한을 상당히 증가시킬 수 있다. 그러나 FRP 콘크리트 상판은 FRP의 탄성거동으로 인하여 연성확보에 매우 불리하며 이는 극한상태에서 갑작스런 취성파괴를 일으켜 극한상태에서의 안전성 확보를 매우 어렵게 할 수 있다. 또한 일반적으로 FRP 재료는 철근의 탄성계수보다 작아 주형의 간격이 긴 교량상판 슬래브의 경우 사용하중 상태에서 처짐에 대한 사용성을 만족시키지 못할 수도 있다.

연성(ductility)은 재료나 단면, 구조부재, 구조 시스템이 붕괴되기 전 상당한 하중지지 능력의 상실 없이 소성 변형에 견딜 수 있는 능력을 말하는데 부정정 구조물에서 위험단면의 과응력을 다른 단면에 재분배함으로써 국부 파괴를 지연시키는데 중요한 역할을 한다. 특히 지진 지역에서는 파괴전까지 소모시킬 수 있는 소성변형에너지의 양이 매우 중요하며 구조물의 안전도 특성을 좌우하는 가장 중요한 요소이다. 일반적으로 연성은 연성지수로서 그 정도를 나타내는데 항복시와 파괴시의 곡률, 회전, 처짐, 탄성 변형에너지와 소성 변형에너지와의 비 등으로 나타낸다⁴⁾.

따라서 FRP의 비부식성에 대한 장점을 살리고 연성과 처짐에 대한 단점을 보완하며 FRP 콘크리트 상판보다는 경제적인 Hybrid Reinforcing System을 제안한다. Hybrid Reinforcement System(이하 HRS)은 교량 콘크리트 상판의 상부에는 FRP 봉을 사용하고 하부는 재래의 철근을 사용하는 방식으로 FRP의 비부식성과 철근의 큰 연성의 장점을 각각 살린 배근 시스템이다. HRS는 상부에 FRP 봉을 배치하였기 때문에 부식이 시작되려면 부식물질이 하부 철근까지 도달하여야 한다. 미국의 Strategic Highway Research Council의 SHRP-360에 소개된 Diffusion-Cracking-Deterioration Model⁵⁾에 의하면 부식물질인 염소이온이 상부 에폭시 도막철근에 집중되어 부식이 시작될 때까지는 4.1년이 걸리는 반면, 하부 도막철근은 23.3년이 걸린다고 한다⁶⁾. 따라서 HRS는 이와 같은 이유로 교량상판의 내구연한을 현격히 증가시킬 수 있다.

교량상판은 Fig. 1에서 보인바와 같이 주형 지지점에서 부모멘트부를 갖고 주형 사이 중간에 정모멘트부를 갖는

연속슬래브로써 작용한다. 따라서 상부의 FRP 봉은 부모멘트에 의한 인장력을, 하부의 철근은 정모멘트에 의한 인장력에 저항한다.

이러한 교량의 연속 상판 슬래브를 간단한 2경간 연속 슬래브로 모델링하여 휨 모멘트도와 극한상태에서의 HRS의 파괴메커니즘을 나타내면 Fig. 2와 같다. 그림에서 보는 바와 같이 상하부에 전부 FRP 봉을 사용할 경우 극한 상태에서 상하부 FRP 봉 중 하나가 파단 되면 다른 하나도 곧바로 파단 되어 갑작스런 파괴를 나타낸다. 그러나 HRS에서는 정모멘트에 저항하는 하부철근을 먼저 확실히 항복시키면 부모멘트에 저항하는 FRP 봉이 파단될때까지 소성변형을 유도할 수 있다. 따라서 연성증가를 위해서는 정모멘트부의 하부 정철근이 항복한 후 부모멘트부를 저항하는 FRP 봉의 파단시까지 가급적 많은 소성변형을 유도할 필요가 있다.

HRS에서는 다음과 같은 이유와 방법으로 최종 파괴 전까지 큰 변형을 가져올 수 있다.

- ① FRP는 Fig. 3에 보인 바와 같이 철근보다 탄성계수가 작고 파단시의 최대변형률이 커서 지지점 부근에 회전강성이 작은 탄성 힌지부를 가짐으로써 부모멘트가 재분배되어 정모멘트가 증가한다.
- ② 상부 부모멘트부에 충분한 FRP 보강재를 배치하여 FRP 파단을 늦출 수 있다

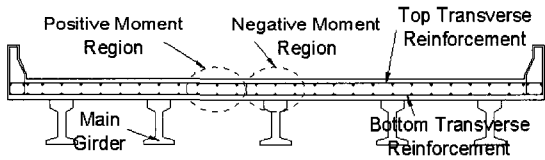


Fig. 1 Typical concrete bridge deck slab

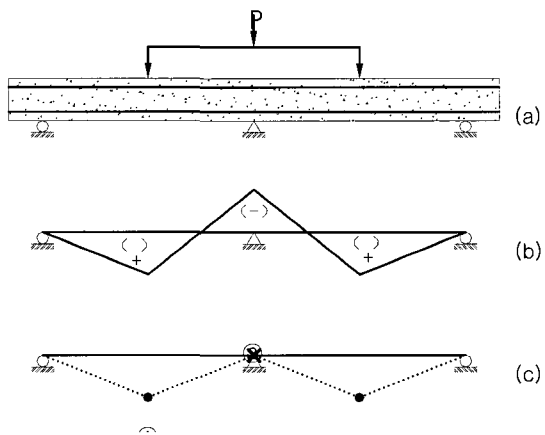


Fig. 2 a) Bridge deck model, b) Bending moment diagram, c) Failure mechanism of HRS (① plastic hinge of steel bar, ② rupture of FRP bar or crush of concrete)

- ③ 최대 부모멘트부의 FRP 일부를 비부착시켜 FRP 파단을 상당한 회전변형을 유도할 때까지 피할 수 있다.

Fig. 4는 상하부 보강재로 FRP를 전부 사용한 슬래브와 상부는 FRP, 하부는 철근을 사용한 HRS 슬래브의 거동과 소성 변형에너지지를 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 상하부 모두 FRP를 사용한 슬래브의 경우는 탄성거동을 하며 파괴전까지 소모된 소성 변형에너지지는 매우 작다. 반면 HRS 슬래브는 탄소성 거동을 나타내며 파괴 전에 하부철근의 항복으로 소모된 소성 변형에너지지는 매우 크다. Hybrid Reinforcement System이 성립되기 위한 전제조건은 교량상판의 부모멘트부에서 충분한 변형이 발생하여 정모멘트부의 철근이 확실히 먼저 항복하여 파괴시까지 많은 변형에너지를 소모하는 것이다. 따라서 본 실험 연구의 목적은 HRS의 변형특성을 확인하고 충분한 변형을 가져올 수 있는 방법을 찾는 것이다. 이를 위해 보강재의 종류와 양, 비부착의 영향 등을 조사하기 위해 18개의 슬래브를 제작하여 실험하고 그 결과를 분석하였다.

3. 실험 연구

3.1 시험체

시험체는 총 18개의 콘크리트 슬래브로 이루어져 있으며 2개의 철근 콘크리트 슬래브와 2개의 GFRP 콘크리트

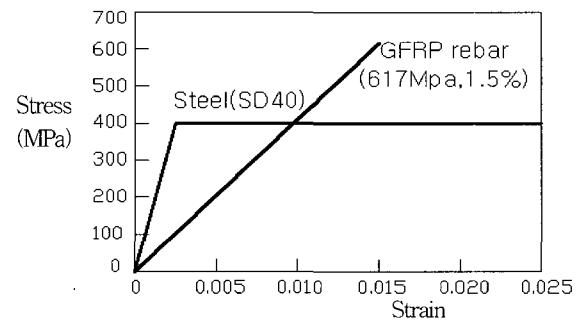


Fig. 3 Stress-strain curves of steel and FRP reinforcing bar

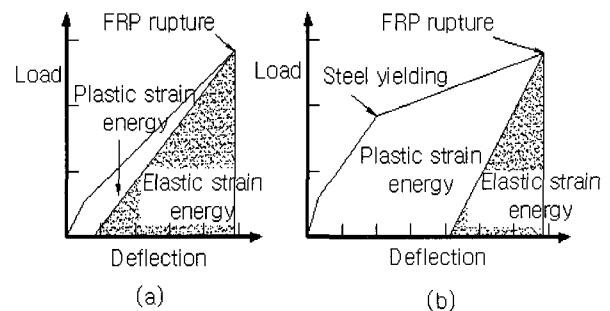


Fig. 4 Inelastic strain energy in FRP and HRS concrete slab

슬래브, 14개의 HRS 콘크리트 슬래브로 구성되어 있다. 시험체 제원과 하중재하 장치는 Fig. 5와 같다. 지지점 사이의 거리는 연속 교량바닥판의 부모멘트부의 길이와 슬래브 두께 등을 고려하여 1.4m로 결정하였다. 따라서 실제 교량 바닥판의 부모멘트부를 거꾸로 뒤집어 표현하고 있다.

재하하는 변위조절 방법을 이용하였고 실험 데이터 수집은 동적 변형률 측정기를 사용하여 컴퓨터 자동 데이터 수집 프로그램으로 작용하중 및 처짐, 보강재와 콘크리트의 변형률을 측정하였다. 사용된 콘크리트는 설계강도 235 MPa의 레미콘으로 Type-I의 보통시멘트, 자연모래, 최대골재크기 25mm의 쇄석골재를 사용하였다. 현장에서 측정된 슬랩트프 값은 15cm였으며 시험보의 실험시 측정된 공기체의 평균 압축강도는 229 MPa이었다. 시험체에 사용된 FRP는 미국 Concrete Protection Products Inc.사의 상표명 V-ROD라는 복합 보강봉을 사용하였다. 사용된 FRP 봉은 콘크리트와의 부착강도를 증가시키기 위해 표면에 모래를 에폭시로 부착 처리되어 있다.

GFRP 봉은 지름 13mm(#13)와 지름 16mm(#16)를 사용하였다. Table 1은 제조사에서 제공한 사용된 GFRP봉과 철근의 물리적 성질과 역학적 성질을 나타내고 있다.

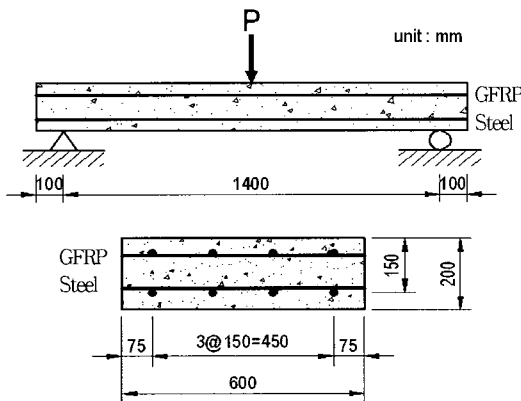


Fig. 5 Dimensions and loading arrangement

Table 1 Properties of FRP bar and Steel bar

Type of FRP	GFRP		Steel
	#13	#16	H16
Nominal diameter (mm)	12.7	15.9	16
Cross section area(mm ²)	129	200	199
Weight (N/m)	2.61	3.90	15.3
Elastic modilus (10 ⁵ MPa)	0.40	0.39	2.01
Ultimate tensile stress (MPa)	617	539	446*
Allowable tensile stress (MPa)	171	133	176
Ultimate tensile strain (%)	1.5	1.4	0.22
Bond length (mm)	250	320	-
Poison's ratio	0.27	0.26	0.3

* Yield stress of steel reinforcing bar

3.2 시험인자

슬래브의 거동과 변형능력에 영향을 미치는 인자를 Table 1에서와 같이 시험인자로 삼았는데, 시험인자의 하나인 보강재의 종류는 인장 및 압축 보강재로서 철근, GFRP를 사용한 슬래브를 제작하였다. 또한 HRS 슬래브에서는 인장 보강재로서 GFRP를 이용하여 보강량과 비부착길이를 시험인자로 삼았다.

3.3 실험결과 및 분석

슬래브 실험결과 각각의 최대 극한하중과 처짐, 인장보강재의 변형률, 파괴형태를 Table 3에 정리하였다.

3.3.1 FRP와 HRS 콘크리트 슬래브

FRP 콘크리트 슬래브와 HRS 콘크리트 슬래브의 거동은 거의 유사하였다. Fig. 6의 하중-처짐도에서 보는 바와 같이 하중은 균열 전까지 처짐의 증가에 따라 선형적으로 증가하다 균열이 발생한 후 인장저항력이 FRP 봉으로 전가되며 상당한 하중감소와 처짐 증가를 보이고 있다. 이는 균열과 함께 슬래브 강성의 감소와 인장력을 저항해 주는 FRP의 낮은 탄성계수로 인한 것으로 판단된다. 이는 하중과 FRP 봉의 인장변형률도인 Fig. 7에서 균열과 함께 FRP 봉의 갑작스럽고 커다란 변형률의 증가로부터도 알 수 있다. 균열 후에는 처짐의 증가에 따라 곡선적으로 하중이 증가하는데 이는 철근콘크리트 슬래브의 균열 후 철근의 항복전까지의 거의 선형적인 관계와 비교된다.

Table 2 Test parameters and reinforcement

Parameter	Specimen	Reinforcement	Ultimate strength of tensile bar(kN)	Unbonded length (mm)
Steel	S1	Steel H16@100, top & bot. $\rho_s=1.32\%$	531	0
	S2			
FRP	G1	GFRP#13@100, top & bot. $\rho_f=0.86\%$	478	0
	G2			
H.R.S (FRP ratio)	HG3	GFRP#13@150 Steel H16@150	318	0
	HG4			
	HG1			
	HG2			
	HG5			
	HG6			
H.R.S (Unbonded length)	HG1	GFRP#13@100 Steel H16@100	478	0
	HG2			150
	HG7			300
	HG8			450
	HG9			
	HG10			
	HG11			
	HG12			

Table 3 Summary of test results

Specimen	Ultimate load(kN)	Ultimate deflection (mm)	Maximum strain of tensile bar(%)	Failure mode
S1	209.5	9.04	1.07	Yield failure (Shear failure)
S2	187.4	7.00	-	Yield failure (Shear failure)
G1	122.6	13.95	0.81	Compression failure (Shear failure)
G2	103.5	13.90	0.81	Compression failure (Shear failure)
HG1	139.4	13.81	0.77	Compression failure
HG2	140.3	14.88	0.73	Compression failure (Shear failure)
HG3	103.7	13.61	0.63	Compression failure
HG4	117.2	18.51	0.75	Compression failure (Shear failure)
HG5	153.0	13.48	0.47	Compression failure (Shear failure)
HG6	176.2	14.42	0.58	Compression failure (Shear failure)
HG7	130.3	14.09	0.80	Compression failure
HG8	125.1	13.99	0.62	Compression failure (Shear failure)
HG9	125.3	14.20	0.52	Compression failure (Shear failure)
HG10	124.9	13.89	0.60	Compression failure (Shear failure)
HG11	129.5	16.76	0.46	Compression failure
HG12	119.3	15.02	0.63	Compression failure

Fig. 6과 Table 3에서 비교해 보는 바와 같이 HRS 슬래브가 GFRP 슬래브보다 최대 극한하중지지력이 더 크다는 것이다. 이는 FRP로 인장 보강된 콘크리트 슬래브의 경우 압축철근이 사용하중 시에는 압축력을 보강하였으나 극한하중시에는 낮은 중립축의 위치로 인하여 인장철근으로 작용하였기 때문으로 판단된다. 본 실험에서 상부 FRP의 같은 보강량을 기준으로 한 시험체 HG1과 G1을 비교하였고, 상부 FRP의 다른 보강량을 가진 시험체 HG1과 HG3을 비교하였으며 하부 Steel의 다른 보강량을 가진 HG1과 HG6을 비교하였다. Fig. 6에서 상부 FRP의 같은 보강량을 기준으로 한 G1과 HG1의 같은 처짐량(130 mm)을 기준으로 비교해 보면 HG1의 하중지지력이 G1보다 18.2kN 정도 높다. 또 HRS 콘크리트 슬래브 HG는 FRP 콘크리트 슬래브 G보다 평균 26.8%의 하중 증가율을 보이고 있다.

하중과 FRP 봉의 변형률과의 관계는 Fig. 7에서 보는 바와 같이 균열전까지 거의 변화가 없이 직선적 관계를 유지하다 초기균열과 함께 휨강성의 상당한 저하로 인하여 일시적인 하강곡선을 보이다가 다시 급격한 변형률의 증가를 가져오고 있다. 균열 후에는 하중과 FRP 봉의 변형률은 극한하중까지 선형적인 관계를 보여주고 있다. 본 시험체와 같은 FRP 슬래브의 경우 FRP 봉의 파단은 발생하지 않고 콘크리트의 압축력이 하중지지력을 결정하는

것으로 판단된다. FRP 봉의 인장변형률의 증가에 따른 하중지지력은 HRS 슬래브가 높다. Fig. 7에서 HG1의 변형률 0.0077을 기준으로 G1의 하중지지력을 비교해 보면 28 kN 정도의 더 큰 지지력을 가지고 있다.

3.3.2 FRP 보강량

FRP 보강량에 따른 HRS 콘크리트 슬래브의 거동을 비교하기 위하여 HG3, HG4와 HG1, HG2 그리고 HG5, HG6을 비교하였다.

Fig. 8의 FRP단면의 평형방정식과 변형률 적합조건식으로부터 중립축 C에 관한 식을 정리하고 이를 이용하여 FRP 봉의 극한변형률을 구하였다.

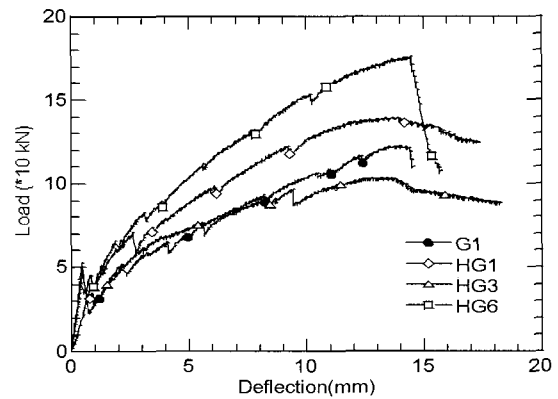


Fig. 6 Load-deflection curves of FRP and HRS slab

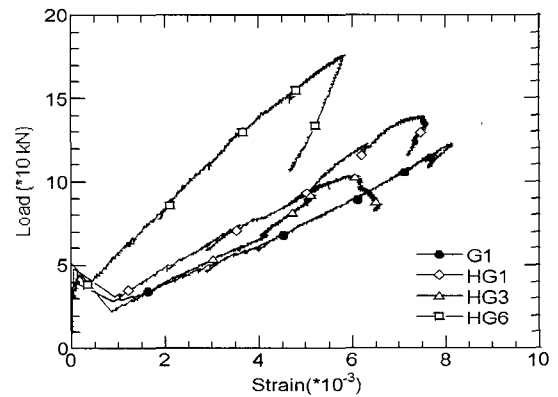


Fig. 7 Load-strain curves of FRP bars

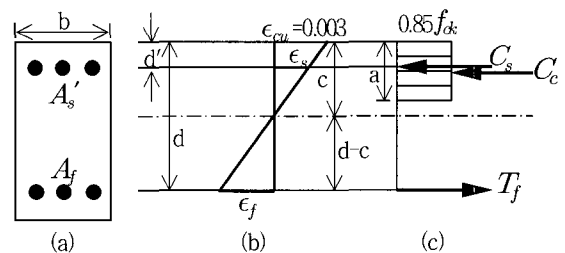


Fig. 8(a) Section of FRP member (b) Strain curve (c) Whitney stress block and section force

중립축의 유도식을 이용하여 Fig. 9에 singly reinforced theory와 doubly reinforced theory를 각각 실선과 점선으로 나타내었다.

singly reinforced 이론에 의하면 본 실험에서 사용된 GFRP 봉의 경우 극한변형률은 FRP 보강비가 0.5%보다 작은 경우 최대 파단변형률 1.5%보다 커져서 FRP의 파단에 의한 파괴가 발생하는 것으로 나타나고 있다.

단면의 평형방정식, $C_c + C_s = T_f$ 로부터

$$0.85 f_{ck} a b + A_s' E_s \epsilon_s' = A_f E_f \epsilon_f \quad (1)$$

여기서, $a = \beta c$

변형률 적합조건으로부터

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon_f}{d-c} \quad (2)$$

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon_s'}{c-d'} \quad (3)$$

식 (2), (3)을 식 (1)에 대입하여 중립축 c 에 대하여 정리하면

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

여기서, $A = 0.85 f_{ck} \beta c$

$$B = 0.003 (A_s' E_s + A_f E_f)$$

$$C = -0.003 (A_s' E_s d' + A_f E_f d)$$

다시 식 (2)에 중립축 c 를 대입하여 FRP 봉의 변형률로 나타내면 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$\epsilon_f = \frac{2AD + B \mp \sqrt{B^2 - 4AC}}{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}} \times 0.003$$

복철근 단면의 해석이론에 의하여 Fig. 9에서 본 실험에서 사용된 시험체의 경우와 같이 실제 사용된 압축 보강재를 고려하면 점선으로 표시된 곡선을 얻을 수 있는데 측정된 FRP 봉의 변형률과 매우 근사한 값을 갖는다. Fig. 9에서 보는 바와 같이 FRP 봉의 극한변형률은 보강비의 증가에 따라 곡선적으로 감소하는 것으로 나타나고 있다. 또, FRP 봉의 변형률이 0%에서 1.5%사이일 때 Steel의 극한 변형률은 $-\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq +\epsilon_y$ 에 존재함을 알 수 있다. 여기서 특기할 사항은 본 시험체에서 사용된 보강비의 범위에서는 중립축의 깊이가 압축철근의 깊이보다 얇아 극한상태에서 압축철근이 인장철근으로 작용하였다는 점이다. 실험결과는 시험체 HG3과 HG4의 경

우 약 5%, HG1과 HG2의 경우 약 9% 높은 변형률 값을, HG5와 HG6의 경우 약 16% 작은 변형률값을 나타내고 있는데 실험시 여러 오차를 고려할 때 매우 양호한 결과로 판단된다.

Fig. 10은 압축철근을 고려하여 단면 평형조건과 변형률 적합조건을 이용하여 FRP 보강비에 따라 계산한 극한하중의 예상치와 실제 실험에서 얻은 극한하중과를 비교하고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 FRP 보강비의 증가에 따라 극한하중은 개략 곡선적으로 증가하는 것으로 나타나고 있다. 실험결과는 시험체 HG3과 HG4의 경우 약 25%, HG1과 HG2의 경우 약 24%, HG5와 HG6의 경우 약 17% 높은 극한 하중값을 보여주고 있는데 이는 FRP, 철근, 콘크리트 등의 재료 물성치의 오차, 시험체 제작오차, 이론해석에서의 가정오차 등에 의한 것으로 추정되며, 비교적 양호한 것으로 판단된다.

3.3.3 FRP 봉의 비부착

비부착 시험인자는 최대모멘트 단면에서 FRP 봉의 인장력을 낮추어 HRS 슬래브의 변형효과를 알아보기 위하여 채택하였으며 하중이 재하되는 시간 중앙에 비부착같이만큰 비닐 테이프로 감아 콘크리트와의 부착을 방지하였다.

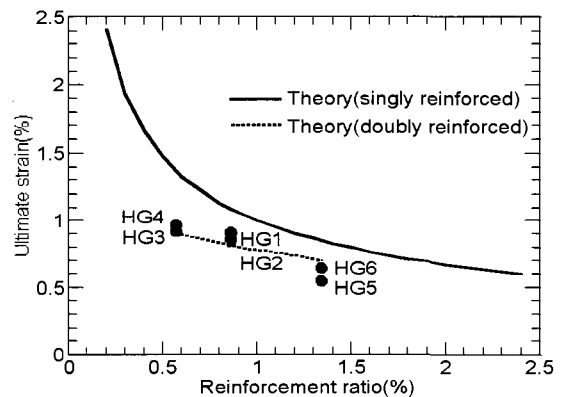


Fig. 9 Relationship of strain and reinforcement ratio of FRP

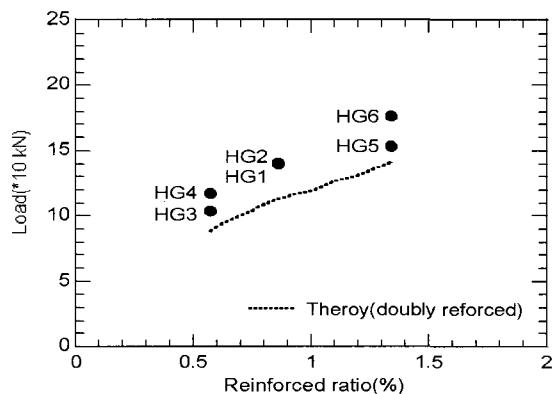


Fig. 10 Relationship of load and reinforcement ratio

FRP봉의 비부착에 따른 HRS 콘크리트 슬래브의 거동을 비교하기 위하여 HG1, HG2와 HG9, HG10을 비교하였다.

Fig. 11 ~ 13은 비부착길이가 0인 시험체 HG1, 2, 비부착길이가 150 mm, 300 mm, 450 mm의 각각의 시험체 HG7, 8, HG9, 10, HG11, 12를 Table 3을 참고하여 HRS 콘크리트 슬래브에서 비부착길이의 관계를 나타낸 것이다. Fig. 11은 비부착길이와 최대 극한하중의 관계를 나타낸 것으로 시험체의 보강비 범위내에서는 FRP 봉의 비부착

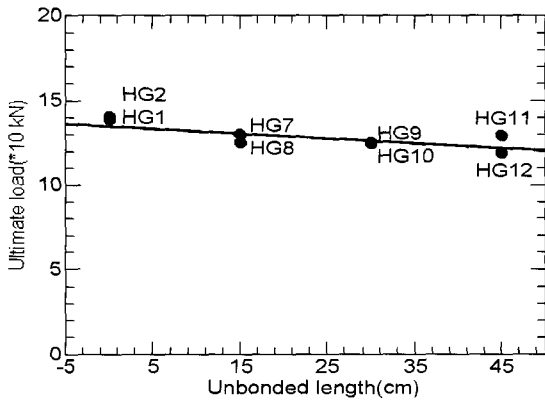


Fig. 11 Relationship of load and unbonded length

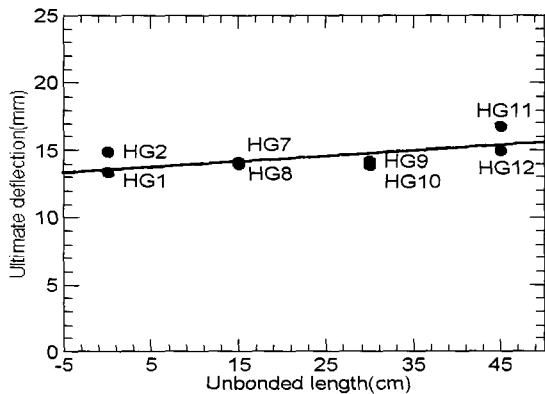


Fig. 12 Relationship of deflection and unbonded length

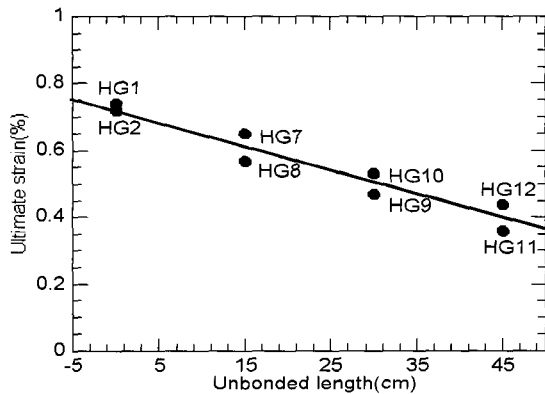


Fig. 13 Relationship of strain of FRP and unbonded length

길이가 증가하면 개략 선형적으로 최대극한하중이 조금씩 감소하는 것으로 볼 수 있다. 한편 FRP 봉의 부착길이와 극한처짐의 관계는 Fig.12에서 보여주고 있는데 비부착 길이가 증가함에 따라 극한처짐이 조금씩 개략 선형적으로 증가하는 것으로 나타나고 있다. 이것은 비부착으로 인한 부모멘트부의 회전변형량의 증가를 나타내 주고 있다.

Fig. 13은 FRP 보강비와 FRP 봉의 극한변형률과의 관계를 나타내고 있는데 본 시험체의 보강범위 내에서는 개략 선형적으로 감소하는 것으로 추정될 수 있다. 그러나 FRP 보강비와 최대 극한하중, 극한처짐, FRP 봉의 극한 변형률과의 관계는 더 많은 실험 데이터와 넓은 보강비의 범위에 따라 일반적으로 결론지어져야 할 것이다.

4. 결 론

본 연구목적인 Hybrid Reinforcement System의 변형특성을 이해하고 충분한 변형을 가져올 수 있는 방법을 찾기 위하여 FRP 콘크리트 슬래브와 Hybrid Reinforcement System을 갖는 콘크리트 슬래브의 거동에 대한 실험연구로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 1) FRP 콘크리트 슬래브 및 HRS 콘크리트 슬래브는 본 시험체의 보강량 범위에서는 극한상태에서 FRP 봉이 파단되기전 압축부의 콘크리트가 먼저 파괴된다.
- 2) FRP 및 HRS 콘크리트 슬래브의 극한하중지지력은 FRP 봉의 보강량, 비부착길이의 영향을 받는다.
- 3) 극한상태에서 HRS 슬래브의 FRP 봉의 극한변형률은 철근의 항복변형률보다 훨씬 커 HRS 콘크리트 슬래브가 성립되기 위한 전제조건인 철근의 항복과 충분한 연성을 가지고 있다.
- 4) HRS 콘크리트 슬래브의 하중지지력은 FRP 콘크리트 슬래브의 하중지지력보다 크다. FRP봉의 인장변형률을 증가에 따른 하중지지력은 HRS 콘크리트 슬래브가 크다.
- 5) HRS 콘크리트 슬래브에서 FRP 보강비의 증가에 따라 극한하중은 볼록곡선적으로 증가한다. 한편 FRP 봉의 극한변형률은 FRP 보강비의 증가에 따라 오목곡선적으로 감소한다.
- 6) HRS 콘크리트 슬래브에서 FRP 봉의 비부착길이의 증가에 따라 극한하중은 감소하나 그 영향이 작다. 한편, 극한처짐은 비부착길이의 증가에 따라 증가하나 그 정도가 작다.

감사의 글

본 연구는 한국건설기술연구원의 “교량용 장수명 합리화 바닥판 개발사업”의 위탁 연구용역에 의한 연구비 지원에 의하여 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. Deitz, D. H. et. al., "GFRP Reinforced Concrete Bridge Deck," Doctoral Dissertation, University of Kentucky, Lexington, Kentucky, 1998.
2. Naaman, A. E. and Chandransu, K., "Innovative Bridge Deck Using High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites," ACI Structural Journal, American Concrete Institute, Vol. 101, No. 1, 2004, pp.57~64.
3. Mufti A. A., Newhook J. P., "On the Use of Steel-free Concrete Bridge Decks in Continuous Span Bridges," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.20, 1999, pp.667~672.
4. Naaman, A. E. and Jeong, S. M., "Structural Ductility of Concrete Beams Prestressed with FRP Tendons," *Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of Second International Rilem Symposium*, E & FN Spon, London, 1995, pp.379~386.
5. Weyers, R. et. al., "Concrete Bridge Protection, Repair, and Rehabilitation Relative to Reinforcement Corrosion: A Methods Application Manual," Strategic Highway Research Council, SHRP-S-360, National Research Council, Washington, D.C., 1993.
6. Deitz, D. H. et. al., "One-Way Slab Reinforced with Glass Reinforced Polymer Reinforcing Bars," *Fourth International Symposium on FRP Reinforcement for Reinforced Concrete Structures*, ACI, SP 188-25, 1999, pp.279~286.

요 약

본 연구는 재래 철근과 Fiber Reinforced Polymer 보강재를 사용한 Hybrid Reinforcement System의 기본 개념과 적용성에 대해 기술하고 있다. 콘크리트 교량상판은 보로서 지지되고 상하 두층의 보강재로 인장보강되어 있다. HRS를 이용한 콘크리트 교량상판에서는 보 지지점 부근의 부모멘트에 대한 상부 인장력은 FRP 봉으로 저항하고 보 지지점 중앙부근의 하부인장력은 재래의 철근으로 저항한다. HRS를 이용한 콘크리트 교량상판은 FRP 봉은 비 부식성이고, 부식되기 쉬운 철근은 교량상판 위로부터 가급적 멀리하여 부식물질의 침투를 막을 수 있는 장점이 있다.

HRS를 이용한 콘크리트 교량상판은 또한 극한상태에서 충분한 연성을 가지고 있다. 그 이유는 1) FRP 봉은 철근보다 탄성계수가 낮고 파단시의 최대 변형률이 크며, 2) 충분한 FRP 보강량을 사용하면 극한변형률을 낮출 수 있으며, 3) 부모멘트 구간의 일부를 비부착시켜 극한 변형률을 낮출 수 있다.

실험 연구 결과 보통의 FRP 보강비의 범위에서는 FRP 및 HRS 콘크리트 슬래브는 FRP 봉의 파단이 아니라 콘크리트의 압축에 의해 파괴됨을 보여주고 있다. 그러므로 HRS를 이용한 연속 콘크리트 교량상판에서는 정모멘트부의 하부철근이 먼저 항복하여 소성힌지를 형성하고 나중에 부모멘트나 정모멘트부의 콘크리트가 압축파괴되어 FRP 콘크리트 슬래브에 비하여 상당한 소성에너지를 소모한다.

핵심용어 : hybrid reinforcement system, FRP, 연성, 극한변형률, 탄성계수
