

論文

유리섬유 보강 플라스틱 Re-Bar 다발로 보강된 1방향 콘크리트 슬래브의 휨거동에 관한 실험적 연구

윤순중*, 김병석**, 유성근***, 정제호****, 정상균****

Experimental Investigations on the Flexural Behavior of One-Way Concrete Slabs Reinforced with GFRP Re-Bar Bundle

Soon-Jong Yoon*, Byung-Suk Kim**, Sung-Kun You***, Jae-Ho Jung****, and Sang-Kyoon Jeong****

ABSTRACT

In recent years, the investigation on the development of fiber reinforced plastic(FRP) Re-Bar has been greatly increased due to the attractive physical and mechanical properties of FRP. The primary reason of such a tendency is in the fact that it does not ordinarily cause durability problems such as those associated with steel reinforcement corrosion. This study is an experimental investigation on the flexural behavior of one-way concrete slabs, which can be used to construct bridge deck, reinforced with GFRP Re-Bar bundle. The tensile tests of GFRP Re-Bar produced by domestic industry and third point bending tests of one-way slab specimens reinforced with GFRP Re-Bar bundle are performed. For all slab specimens, load-deflection relations are predicted by using the ACI committee 440 and the results are compared with experimental ones. In order to establish the design criteria or guidelines of concrete flexural member reinforced with FRP Re-Bar, it is needed to evaluate the serviceability limit state as well as the strength limit state.

초 록

최근 철근의 부식과 관련된 철근콘크리트 바닥판의 내구성에 대한 문제점이 증가되면서 부식에 대한 저항성이 크며, 기존 구조용 재료에 비해 여러 가지 물리적, 역학적 장점을 가진 섬유보강플라스틱을 사용한 보강재의 사용성이 증가되고 있다. 본 연구는 GFRP Re-Bar 다발로 보강된 1방향 슬래브의 휨거동에 관한 실험적 연구로서, 국내에서 개발된 GFRP Re-bar의 인장시험을 수행하였으며, GFRP Re-Bar의 보강량을 증가시켜가며 단위 폭을 갖는 1방향 슬래브 실험체를 제작하고 3등분점 재하실험을 수행하였다. 각 실험체에 대한 이론적인 해석은 철근콘크리트 휨부재의 해석 및 설계 방법을 수정, 보완하여 개발된 ACI Committee 440에 따라 수행하였으며, 실험결과와 이론적 해석결과를 비교, 분석하였다. 연구결과 ACI Committee 440에 의해 추정된 각 실험체의 하중-처짐 거동은 실험결과와 비교적 잘 일치함을 알 수 있었으며, FRP Re-Bar로 보강된 콘크리트 바닥판의 설계규준을 확립하기 위해서는 강도에 대한 한계상태뿐만 아니라 처짐 등 사용성에 대한 한계상태가 결정되어야 할 것이라 생각된다.

Key Words: GFRP 보강근(GFRP Re-Bar), 일방향 슬래브(one-way concrete slabs), 교량 바닥판(bridge deck), 휨거동(flexural behavior)

* 홍익대학교 건설도시공학부 토목공학전공, 부교수

** 한국건설기술연구원, 수석연구원

*** BBM Korea 부사장, 공학박사

****+ 홍익대학교 대학원 토목공학전공, 교신저자(E-mail:jjhhjh@hanmir.com)

**** 홍익대학교 대학원 토목공학전공

1. 서 론

인류의 역사를 통해서 볼 때 그 동안 개발된 건설재료 중 철골 및 철근을 사용하여 콘크리트의 단점을 보완한 콘크리트 합성 철골 또는 철근콘크리트 복합재의 개발은 건설재료분야의 혁신적인 성장을 가져왔다고 할 수 있다. 그러나, 콘크리트 구조물이 오랜 기간 동안 공기 중의 이산화탄소 등에 노출되어 콘크리트가 중성화되거나 겨울철에 눈이나 얼음을 녹일 목적으로 사용되는 제설제(deicing salt, CaCl₂) 및 해양환경에 의한 염화물의 침투, 확산 등 여러 가지 유해요소로 인하여 콘크리트 속에 묻힌 철근이나 PS 강재가 부식되어 구조물의 성능이 저하되고 수명이 단축되는 등 심각한 문제점이 지적되고 있다.

국내의 경우에도 최근 5년간 해양환경에 노출된 교량, 도심지 철근콘크리트 구조물과 고속도로 상의 교량을 대상으로 조사, 보고된 결과에 따르면 해양환경에 위치한 콘크리트 교량뿐만 아니라 고속도로 및 도심지에 위치한 콘크리트교량의 바닥판에서도 약 15% 정도 철근의 부식이 진행되고 있는 것으로 나타났으며, 철근부식의 중요한 원인은 콘크리트의 중성화 및 염화물의 영향으로 나타났다[1]. 이러한 문제점을 해결하기 위하여 콘크리트 구조물의 보수, 보강에 관한 연구와 더불어 부식에 대한 저항성이 큰 대체재료의 개발에 관한 연구가 활발히 진행되어 왔다.

현재 건설분야에서 건설구조용 신소재로 연구되고 있는 대표적인 재료는 1940년대 초반부터 군수산업 또는 항공산업분야 등에서 본격적으로 사용되기 시작한 섬유보강플라스틱(fiber reinforced plastic, FRP)이다. FRP는 기존 건설재료에 비해 여러 가지 장점을 가지고 있으며, 특히 철근의 부식과 같은 내구성 관련 문제점을 일으키지 않는다는 장점으로 인하여 철근의 부식이 문제로 대두된 1960년대 이후 콘크리트 구조부재에 FRP Re-Bar를 사용하기 위한 연구가 시작되었다.

유럽, 일본, 미국, 캐나다 등 이 분야에 대한 기술선진국의 경우 1990년대 이후 교량의 바닥판에 철근 대신 FRP Re-Bar를 사용하기 위한 연구가 보다 활발히 진행되었으며, 다양한 FRP 보강재의 개발 및 FRP Re-Bar 보강 교량 바닥판의 시험시공이 이루어졌을 뿐만 아니라 그 동안의 경험과 연구결과를 바탕으로 FRP Re-Bar 보강 콘크리트 구조물의 설계기준을 확립해 가고 있는 실정이다[2].

그러나, 국내의 경우에는 FRP 보강재의 생산기술이 보편화되어 있지 않아 제품의 규격화 및 품질관리가 이루어지지 않고 있으며, FRP 보강 콘크리트 구조물의 거동에 대한 이론적, 실험적 연구가 아직은 미흡하여 설계기준이 확립되어 있지 않은 실정이다.

따라서, 본 연구에서는 국내에서 개발된 GFRP Re-Bar로 보강된 1방향 슬래브의 휨거동에 대한 이론적, 실험적 연

구를 수행하여 우리나라의 현실에 부합되는 FRP Re-Bar 보강 콘크리트 바닥판의 설계기준을 확립하기 위한 근거자료를 제공하고자 한다.

2. 이론적 배경

FRP Re-Bar 보강 콘크리트 부재의 설계기준의 확립을 위한 이론적 연구는 일본의 JSCE(Japan Society of Civil Engineers), 캐나다의 CSCE(Canadian Society for Civil Engineering), 유럽의 fib TG9.3, 미국의 ACI(American Concrete Institute) 등을 중심으로 시작되었으며, 이미 일본, 캐나다, 미국 등에서는 FRP 보강 콘크리트 교량 바닥판의 설계지침서가 제정된 실정이다.

이와 같이 현재까지 제정된 FRP 보강 콘크리트 휨부재의 해석 및 설계방법은 철근콘크리트 휨부재의 설계이론을 FRP Re-Bar의 역학적 성질을 고려하여 수정한 것이다. ACI Committee 440 [2, 3]을 중심으로 FRP Re-Bar 보강 콘크리트 휨부재의 단기거동을 예측하기 위한 방법에 대해 간단히 설명하면 다음과 같다.

2.1 FRP 보강 콘크리트 부재의 휨강도

FRP 보강 콘크리트 휨부재의 설계를 위한 기본 가정사항은 철근콘크리트 휨부재의 설계를 위한 기본 가정사항과 동일하나, 철근의 응력과 관계된 가정사항 대신 FRP Re-Bar의 응력은 설계인장강도에 도달하기 전까지 변형률에 비례한다는 가정사항이 포함된다.

FRP 보강 콘크리트 휨부재의 파괴모드는 철근콘크리트 휨부재의 파괴모드와 마찬가지로 FRP Re-Bar의 보강량에 따라 콘크리트의 압축파괴(compression failure), 균형파괴(balanced failure), FRP Re-Bar의 인장파괴(tension failure)의 3가지로 구분하고 있다. 이와 같은 파괴모드의 기준이 되는 균형파괴 상태에서의 FRP Re-Bar의 균형보강비(balanced reinforcement ratio, ρ_b)는 식 (1)과 같이 정의된다.

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \frac{E_f \epsilon_{cu}}{E_f \epsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (1)$$

식 (1)에서 f_{ck} 는 콘크리트의 설계기준압축강도이며, ϵ_{cu} 는 콘크리트의 극한압축변형률이고, β_1 은 콘크리트의 설계기준압축강도에 따라 결정되는 상수로서 철근콘크리트 휨부재에 적용하는 값과 같다. 또한 f_{fu} 와 E_f 는 각각 FRP Re-Bar의 설계인장강도와 탄성계수로서, 식 (2a), (2c)와 같이 결정된다[3, 4].

$$f_{fu} = f_{fu,ave} - 3\sigma_f \quad (2a)$$

$$\varepsilon_{fu} = \varepsilon_{fu,ave}^* - 3\sigma_\varepsilon \quad (2b)$$

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad (2c)$$

식 (2b)는 FRP Re-Bar의 설계극한인장변형률(ε_{fu})을 계산하는 식이며, 식 (2a), (2b)에서 $f_{fu,ave}$ 와 $\varepsilon_{fu,ave}^*$ 는 각각 인장시험으로부터 얻은 인장강도와 극한인장변형률의 평균값이고, σ_f 와 σ_ε 은 인장시험으로부터 얻은 인장강도와 극한인장변형률 각각의 표준편차이다.

이와 같은 파괴모드의 구분은 철근콘크리트 휨부재의 파괴모드를 그대로 반영한 것이며, 철근의 항복응력(yield stress) 대신 FRP Re-Bar의 설계인장강도를 사용한 것이다.

FRP Re-Bar의 인장거동은 철근과는 달리 뚜렷한 항복점이 없으며, 파단이 될 때까지 응력-변형률 관계가 선형에 가깝다. 이와 같은 인장거동을 보이는 FRP Re-Bar의 역학적 특성으로 인해 철근콘크리트 휨부재에서와 같이 FRP Re-Bar의 보강량에 따라 연성파괴를 유도하는 것은 불가능하다. 그러나, FRP Re-Bar의 인장강도가 철근에 비해 매우 크므로 FRP Re-Bar의 인장파괴에 의해 전체부재의 파괴가 발생하는 것보다는 FRP Re-Bar의 보강비($\rho_f = A_f/bd$)를 균형보강비보다 크게 하여 콘크리트의 압축파괴를 유도하는 것이 바람직하다고 할 수 있다.

FRP Re-Bar의 보강비가 식 (1)의 균형보강비보다 큰 경우 직사각형단면부의 응력과 변형률의 분포는 Fig. 1과 같이 가정할 수 있다[2, 3].

Fig. 1에서 A_f 는 FRP Re-Bar의 단면적이며, 콘크리트의 압축변형률이 극한압축변형률에 도달하더라도 FRP Re-Bar의 응력(f_f)은 설계인장강도보다 낮은 응력상태에 있게 된다.

Fig. 1과 같은 직사각형단면부의 설계휨강도(M_d)는 단면력의 평형조건으로부터 식 (4)와 같이 유도된다.

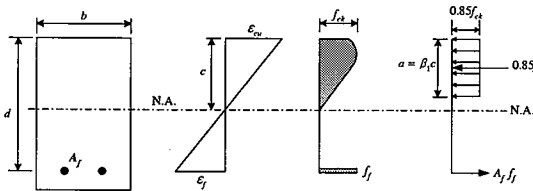


Fig. 1 Strain and stress distribution at compression failure condition.

$$M_d = \phi M_n = \phi A_f f_f \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3)$$

식 (3)에서 ϕ 는 강도감소계수이며, M_n 은 공칭휨강도이다. 또한 FRP Re-Bar의 응력 및 콘크리트의 응력사각형의 깊이 a 는 각각 다음과 같이 유도된다.

$$a = \frac{A_f f_f}{0.85 f_{ck} b} \quad (4)$$

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (5)$$

FRP Re-Bar와 콘크리트는 모두 극한상태에서 갑작스런 파괴거동을 보이므로, FRP Re-Bar 보강 콘크리트 휨부재의 설계휨강도의 계산에 있어서 강도감소계수는 충분한 예비강도(reserve strength)를 확보하기 위하여 철근콘크리트 부재보다 더 큰 안전율을 갖도록 해야하며 다음 식 (6)에 의해 결정된다.

$$\phi = \begin{cases} 0.50 & \text{for } \rho_f \leq \rho_b \\ \frac{\rho_f}{2\rho_b} & \text{for } \rho_b \leq \rho_f < 1.4\rho_b \\ 0.70 & \text{for } \rho_f \geq 1.4\rho_b \end{cases} \quad (6)$$

ACI Committee 440에서는 식 (6)과 같이 FRP Re-Bar의 보강비에 따라 다른 값을 적용하고 있으며, 이 관계를 그래프로 나타내면 Fig. 2와 같다.

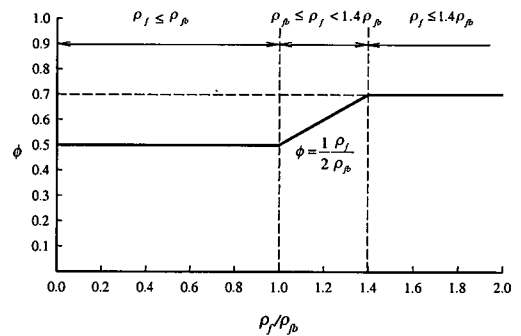


Fig. 2 Strength reduction factor ϕ .

2.2 FRP 보강 콘크리트 부재의 처짐

철근콘크리트 휨부재와 마찬가지로 콘크리트를 탄성체로 가정하면 FRP Re-Bar로 보강된 콘크리트 휨부재의 처

집은 작용하중의 크기에 따른 부재의 단면2차모멘트에 반 비례하게 된다.

FRP Re-Bar로 보강된 단순지지된 직사각형보에 대한 실험적 연구결과[5]에 따르면 철근콘크리트 휨부재의 처짐값에 적용되는 Branson의 유효단면2차모멘트를 FRP Re-Bar 보강 콘크리트 휨부재에 적용할 경우 단면의 능력이 과대 평가되는 것으로 나타났다. 이러한 실험결과는 FRP Re-Bar의 탄성계수가 철근에 비해 작고, 부착강도가 상대적으로 작기 때문이므로, ACI Committee 440에서는 철근콘크리트 휨부재에 적용하던 Branson이 유도한 식을 수정하여 식 (7)과 같은 유효단면2차모멘트(I_e)의 수정식을 개발하여 제안하였으며 이 식에서 β_d 는 식 (8)과 같이 결정된다.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \beta_d I_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right\} I_{cr} \leq I_g \quad (7)$$

$$\beta_d = \alpha_b \left\{ \frac{E_f}{E_s} + 1 \right\} \quad (8)$$

식 (7)에서 M_a 와 M_{cr} 은 각각 작용하중에 의한 최대휨모멘트와 균열모멘트이고, I_g 와 I_{cr} 은 각각 총 단면에 대한 단면2차모멘트와 균열환산단면2차모멘트이다. 또한, 식 (8)에서 E_s 는 철근의 탄성계수이며, α_b 는 콘크리트와 FRP Re-Bar의 부착력과 관련된 상수로서, GFRP Re-Bar의 경우 0.5를 사용하도록 권장하고 있다.

본 연구에서는 식 (7)을 사용하여 FRP Re-Bar로 보강된 1방향 슬래브의 유효단면2차모멘트를 계산하였으며, 이 값을 사용하여 1방향 슬래브의 탄성처짐을 계산하고 그 결과를 실험결과와 비교, 분석하였다.

3. GFRP Re-Bar의 역학적 성질 시험

본 연구에서 사용한 콘크리트의 인장 보강재는 국내에서 개발된 GFRP (glassfiber reinforced plastic) Re-Bar (동원건설 주식회사)로서 비닐에스터(vinylester) 수지와 유리섬유(glassfiber)로 구성되어 있으며, 섬유함유율(fiber volume ratio)은 68%이다.

Fig. 3은 본 연구에서 사용한 GFRP Re-Bar를 나타낸 것으로서 인발성형(pultrusion process)으로 생산한 후 표면의 요철을 만들기 위해 직조섬유(braided fabric)로 Re-Bar를 감싸고 다시 수지로 함침하여 양생한 것이다.

GFRP Re-Bar의 인장특성을 조사하기 위하여 공칭지름이 9.53 mm인 GFRP Re-Bar를 사용하여 인장시험을 수행하

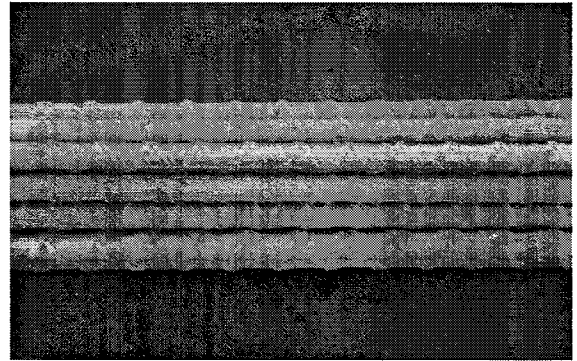


Fig. 3 GFRP Re-Bar.

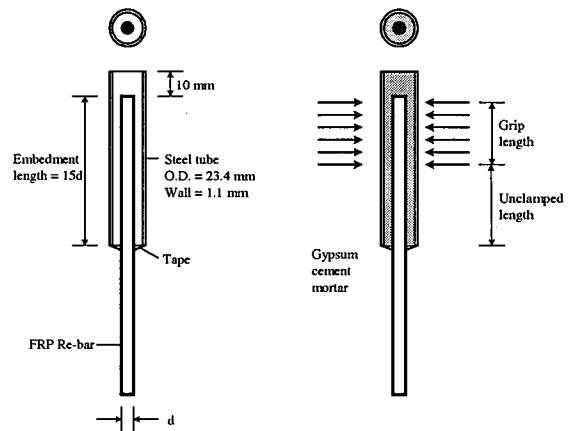


Fig. 4 Gripping scheme of tensile test specimen[6].

였다. 시험시편은 Castro(1998)[6]에 의해 제안된 시편제작 기준을 적용하여 총 5개 제작하였으며, Fig. 4와 5는 각각 시편제작기준과 본 연구에서 제작한 GFRP Re-Bar 인장시편을 나타낸 것이다.

인장시험은 25 tonf 용량의 ESH Testing Machine (영국)을 사용하여 변위제어(재하속도: 5 mm/min) 방식으로 수행하였으며, 작용하중에 따른 게이지길이(gage length, 150 mm) 내의 길이 변화를 LVDT(linear variable differential transformer)를 사용하여 측정하였다. Fig. 6과 7은 각각 인장시험 과정과 시험 후 GFRP Re-Bar가 파단된 모양을 나타내 것이다.

Table 1은 시험결과를 정리하여 나타낸 것이며, Fig. 8은 시험결과 중 시편 No. 1의 응력-변형률 관계를 그래프로 나타낸 것이다.

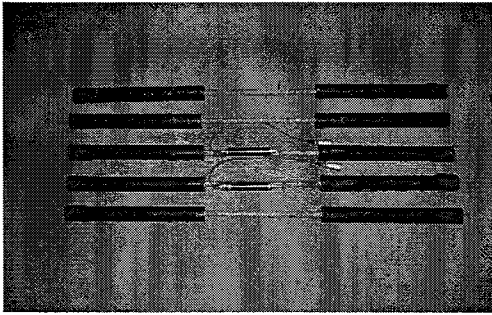


Fig. 5 Tensile test specimen of GFRP Re-Bar.

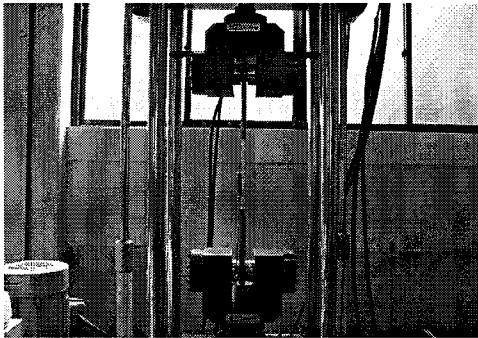


Fig. 6 Tensile test of GFRP Re-Bar.

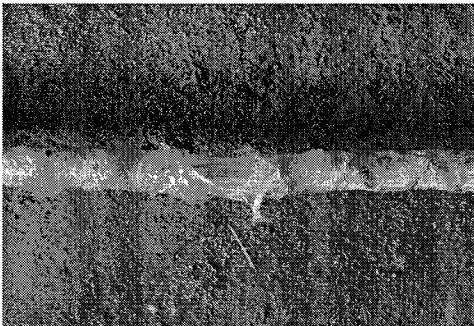


Fig. 7 Tested specimen of GFRP Re-Bar.

보고된 연구결과[2, 3, 7]에 따르면, 철근과는 달리 FRP Re-Bar의 인장강도는 단면적의 영향을 많이 받으며, GFRP Re-Bar의 경우 단면의 지름이 9.5~22.2 mm까지 증가함에 따라 인장강도는 최대 40%까지 감소하는 것으로 나타났다. 따라서, 본 연구에서는 콘크리트의 인장부를 보강하기 위하여 지름이 작은 GFRP Re-Bar 3가닥을 다발(bundle)의 형태로 묶어서 사용하였다.

Table 1 Tensile strength and ultimate strain of GFRP Re-Bar

Specimen No.	f_{fu}^* , MPa (kgf/cm ²)	ε_{fu}^* , mm/mm
1	761 (7,782)	0.0305
2	655 (6,681)	0.0264
3	761 (7,782)	0.0298
4	749 (7,683)	0.0267
5	763 (7,784)	0.0277
Average	738 (7,530)	0.0282

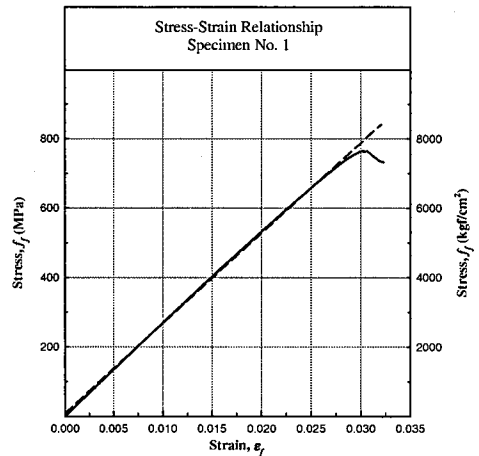


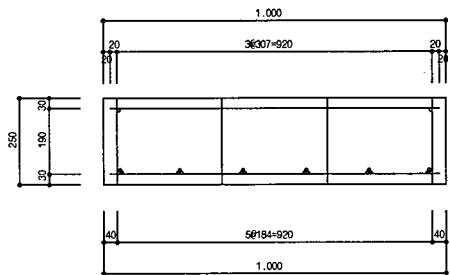
Fig. 8 Stress-strain relations of GFRP Re-Bar.

4. GFRP Re-bar 다발로 보강된 1방향 슬래브의 휨실험

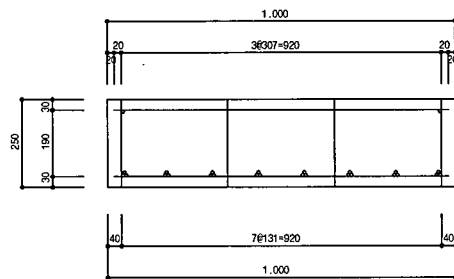
4.1 시편제작 및 실험방법

본 연구에서 설계, 제작한 1방향 슬래브 실험체는 단위 폭(1 m)을 갖는 높이 25 cm인 일반적인 교량 상판의 슬래브로서 실험체의 길이는 4 m이다. 인장 보강재로는 공칭지름이 9.53 mm(공칭단면적: 0.713 cm²)인 GFRP Re-Bar를 3개씩 다발로 만들어 사용하였다.

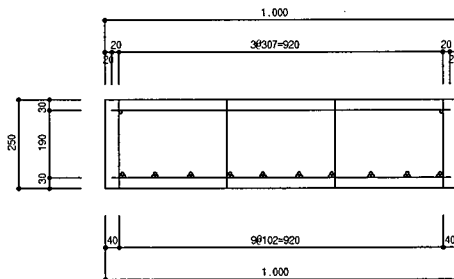
사용한 콘크리트의 설계기준압축강도(f_{ck})는 270 kgf/cm²이며, GFRP Re-Bar의 보강량은 보강비(ρ_f)가 균형보강비(ρ_b)의 1.4배 이상이 되도록 결정하였다. 각 실험체의 단면치수 및 GFRP Re-Bar의 보강량은 Table 2에 나타내었으며, Fig. 9는 각 시편의 횡단면을 나타낸 것이다.



(a) Slab No. 1



(b) Slab No. 2



(c) Slab No. 3

Fig. 9 Details of reinforcement and dimension of test specimens.

Table 2 Specimen dimension and reinforcement quantity

Specimen No.	Width (cm)	Height (cm)	Length (m)	A_f (cm ²)
Slab No. 1	25	100	4	12.85 (6EA× 3× 0.713)
Slab No. 2	25	100	4	17.13 (8EA× 3× 0.713)
Slab No. 3	25	100	4	21.43 (10EA× 3× 0.713)

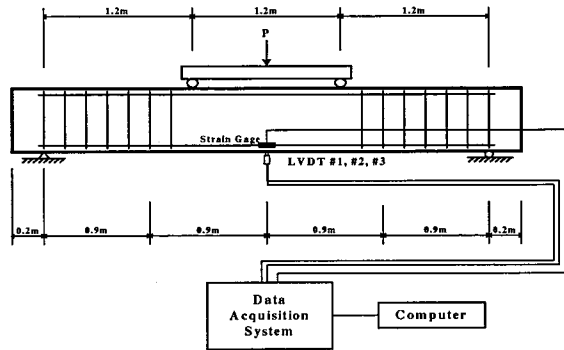


Fig. 10 Test setup.

제작된 각 실험체의 휨실험은 한국건설기술연구원 내의 구조실험동에서 수행하였다. 하중재하장치는 100 tonf 용량의 Actuator(MTS)를 사용하였으며, 모든 실험체는 삼등분점재하실험(third point bending test)을 수행하였다. 하중은 변위제어방식으로 재하하였으며, 처짐이 30 mm 발생할 때까지는 1.0 mm/min의 속도로, 그 이상의 처짐이 발생할 경우에는 2.5 mm/min의 속도로 재하하였다. 12개의 Strain gage를 슬래브 중앙단면의 GFRP Re-Bar에 부착하였으며, 3개의 LVDT를 보의 중앙에 설치하였다. Fig. 10은 실험체의 하중재하계획 및 측정장치의 설치위치를 나타낸 것이다.

4.2 실험결과 및 결과의 비교분석

각 실험체에 대한 실험결과를 이론적 해석결과와 비교, 분석한 결과는 다음과 같다.

4.2.1 파괴모드 및 최대하중

실험결과 Slab No. 2와 3 실험체의 파괴양상은 과도한 처짐과 균열이 발생한 후 지점부로부터 30~40 cm 정도 떨어진 곳에서 전단에 의해 발생한 균열이 압축부까지 진전되며 파괴되는 갑작스런 파괴의 경향을 보였다. Slab No. 1 실험체의 경우 이론적으로 예상한 파괴하중에 도달한 후에 하중을 제거하였으며, 하중 제거 후 거의 원상태로 처짐이 회복되었는데 이는 인장측에 배근된 GFRP Re-Bar가 탄성상태에 있기 때문인 것으로 생각된다.

Fig. 11과 12는 Slab No. 2와 3 실험체의 최종파괴된 후의 모양을 나타낸 것이다. Slab No. 3의 경우 Fig. 12에서 보여주는 바와 같이 콘크리트의 전단파괴 후에도 인장보강된 GFRP Re-Bar는 파단되지 않은 상태로 남아 있으나 콘크리트와의 부착면이 분리되었음을 알 수 있다. 이러한 결과는 GFRP Re-Bar와 콘크리트의 부착강도가 철근콘크리트에 비해 작기 때문이라고 생각된다.

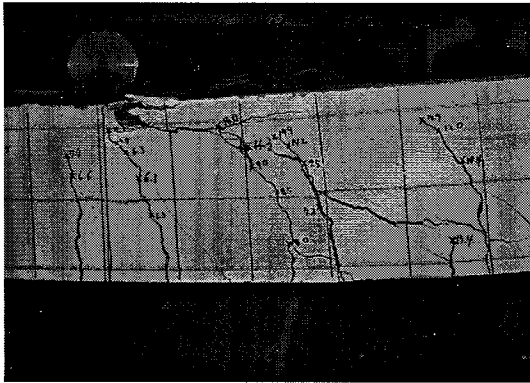


Fig. 11 Failure of slab No. 2.

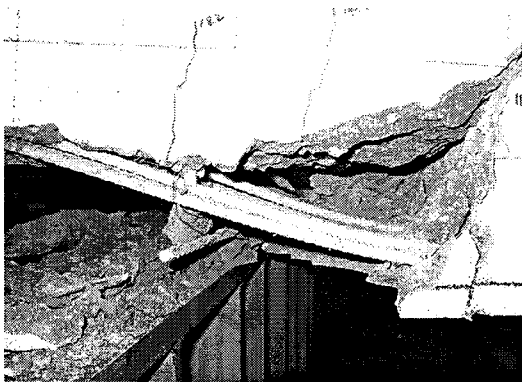


Fig. 12 Failure of slab No. 3.

Table 3 Cracking load and the maximum load

Specimen No.	Cracking load P_{cr} (tonf)		R_{Per}	Max. load P_{max} (tonf)		R_{Pmax}
	Pred.	Exp.		Pred.	Exp.	
Slab No. 1		4.11	0.99	20.67	21.59	1.04
Slab No. 2	4.15	4.26	1.03	23.55	28.71	1.22
Slab No. 3		4.64	1.12	25.97	28.89	1.11

Pred.: predicted result $R_{Per} = P_{cr(Exp.)} / P_{cr(Pred.)}$
 Exp.: experimental result $R_{Pmax} = P_{max(Exp.)} / P_{max(Pred.)}$

Table 3은 각 실험체에 대해 이론적으로 계산한 균열하중과 최대하중을 비교하여 나타낸 것이다. 이론적으로 계산한 균열하중에 대한 실험에 의한 균열하중의 비는 약 1.0~1.1 사이에 있었으며, 이론적으로 계산한 최대하중에

대한 실험에 의한 최대하중의 비는 약 1.0~1.2 사이에 있었다.

Table 4 Failure mode and flexural strength

Spec. No.	Failure mode		ρ_f / ρ_{fb}	ϕ	Moment capacity (tonf·m)			R_{Mn}	R_{Md}
	Pred.	Exp.			M_n	M_d	$M_{Exp.}$		
Slab No.1	C	-	1.44	0.7	13.34	9.34	12.95	0.97	1.39
Slab No.2	C	FS	1.95	0.7	15.06	10.54	17.23	1.14	1.63
Slab No.3	C	FS	2.35	0.7	16.52	11.56	17.33	1.05	1.50

Pred.: predicted result

Exp.: experimental result

C : concrete crushing

FS : fracture after shear crack

ϕ : strength reduction factor

$R_{Mn} = M_{Exp.} / M_n$

$R_{Md} = M_{Exp.} / M_d$

Table 4는 각 실험체에 대해 이론적으로 예측한 파괴모드, 공칭휨강도 및 설계휨강도를 실험결과와 비교하여 나타낸 것이다. 이론적으로 계산한 공칭휨강도에 대한 실험에서의 최대휨모멘트의 비는 약 1.0~1.15 사이에 있으며, 설계휨강도에 대한 실험에서의 최대휨모멘트의 비는 약 1.4~1.65 사이에 있었다.

4.2.2 처짐 및 균열

Table 5는 이론적으로 계산한 실험체 중앙점에 휨균열이 발생할 때의 처짐과 최대처짐을 실험결과와 비교하여 나타낸 것이다.

Table 5 Deflection at cracking point and the maximum deflection

Specimen No.	δ_{cr} (mm)		$R_{\delta_{cr}}$	δ_{max} (mm)		$R_{\delta_{max}}$
	Pred.	Exp.		Pred.	Exp.	
Slab No. 1	1.07	1.15	1.07	99.27	93.03	0.94
Slab No. 2	1.07	1.90	1.78	94.22	116.57	1.24
Slab No. 3	1.07	3.17	2.96	88.05	93.25	1.06

Pred.: predicted result

Exp.: experimental result

δ_{cr} : the deflection at the center of specimen when crack occurs in concrete

δ_{max} : the maximum deflection at the center of specimen

$R_{\delta_{cr}} = \delta_{cr(Exp.)} / \delta_{cr(Pred.)}$

$R_{\delta_{max}} = \delta_{max(Exp.)} / \delta_{max(Pred.)}$

이론적으로 계산한 균열이 발생할 때의 실험체 중앙점에서의 처짐에 대한 실험에 의한 처짐의 비는 약 1.0~3.0으로 다소 큰 차이를 나타내었으며, 이론적으로 계산한 최

대처짐에 대한 실험결과와의 비는 약 0.95~1.25를 나타내었다.

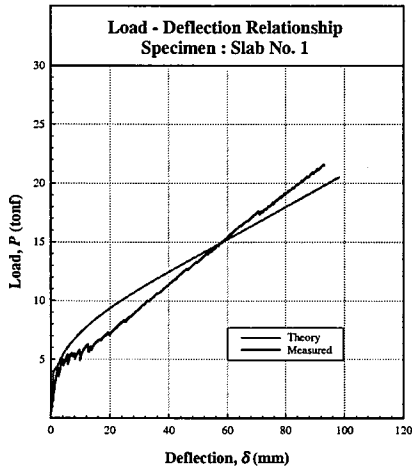


Fig. 13 Load-deflection curve of slab No. 1.

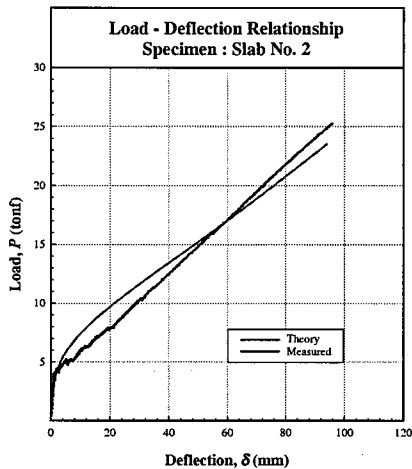


Fig. 14 Load-deflection curve of slab No. 2.

Fig. 13~15는 이론적으로 예측한 각 실험체의 하중-처짐 관계를 실험결과와 비교하여 나타낸 것이다. 모든 실험체의 하중-처짐 관계는 하중이 증가함에 따라 선형으로 변하다가 콘크리트에 인장균열이 발생하면서 그 기울기가 급격히 작아지는 거동을 나타내었으며, 콘크리트에 인장균열이 발생한 후에도 하중-처짐 관계는 거의 직선으로 변하였다. 이론적으로 해석한 결과에서 콘크리트에 인장균열이 발생한 후의 초기 하중-처짐 관계가 비선형으로 나타나는 것은 처짐의 계산에서 고려된 유효단면2차모멘트가 하중이 증가함에 따라 비선형으로 변하기 때문이나 그 이후로는

거의 선형으로 나타났다. 그래프에서 알 수 있듯이 이론적 해석으로부터 추정한 하중-처짐 관계는 실험으로부터 구한 하중-처짐 관계와 거의 근접함을 확인할 수 있었다.

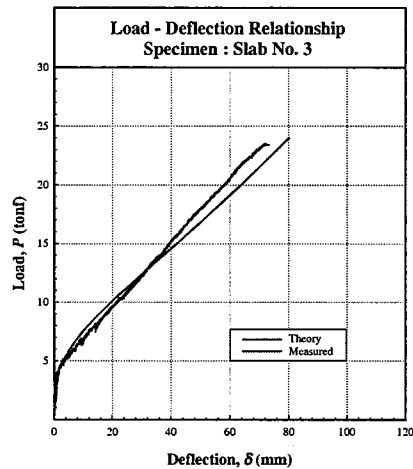


Fig. 15 Load-deflection curve of slab No. 3.

하중증가에 따른 균열발생 경향은 슬래브의 중앙부에서 초기 균열이 발생한 후 지간(3.6 m)의 중앙 1/3구간에 걸쳐 일정한 간격으로 발생하였다. 지간의 중앙 1/3구간에서 균열의 발생 간격은 10~12 cm였으며, 균열의 수는 실험체에 따라 약 32~37개가 발생하였다.

지간 중앙부에서 휨균열의 발생 후 하중작용점에서 지점쪽으로 균열발생 구간이 증가하였으며, 지점과 하중작용점 사이에서 발생한 휨균열은 하중이 증가할수록 전단균열로 발전하였다.

5. 결 론

본 연구는 FRP 보강 콘크리트 바닥판의 설계기준을 확립하기 위한 기초가 되는 연구로서 GFRP Re-Bar 다발로 보강된 1방향 슬래브의 휨실험을 수행하고 기존 제안된 해석 및 설계방법에 의한 결과와 비교, 분석하였으며 본 연구로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

(1) 국내에서 생산된 GFRP Re-Bar(섬유함유율: 68%)의 인장특성을 조사한 결과, 설계인장강도는 약 6,000 kgf/cm² 이었으며, 최대인장변형률은 약 0.0228이고, 탄성계수는 약 267,000 kgf/cm² 이었다.

(2) GFRP Re-Bar 다발로 보강된 1방향 슬래브 실험체에 대해 이론적으로 추정된 공칭휨강도는 실험결과와 약 5~15%의 차이를 나타내었으며(Table 4 참조), GFRP Re-Bar의

보강량이 증가할 수록 최대휨모멘트는 거의 선형으로 증가하였다.

(3) FRP Re-Bar는 철근과 달리 파단이 발생하기 전까지 응력-변형을 관계가 선형이며, 항복점이 없다. 따라서, FRP Re-Bar 보강 콘크리트 휨부재의 경우에는 FRP Re-Bar의 보강량이 변화하여도 연성파괴가 발생하지 않고 취성파괴가 발생하였다.

(4) 철근콘크리트 휨부재의 경우 연성파괴를 유발하기 위하여 균형철근비보다 작게 최대철근비와 최소철근비를 규정하고 있으나, FRP 보강 콘크리트 휨부재의 경우에는 모든 경우에 대해 취성파괴를 나타내므로 충분한 예비강도(reserve strength)를 확보하기 위해서는 이론적으로 계산된 균형보강비보다 많은 FRP Re-Bar를 배근하는 것이 안전측 설계라고 생각된다.

(5) 이론적으로 예측한 파괴모드는 콘크리트의 압축파괴에 의한 파괴모드였으나, 실험결과 모든 실험체에서 약 45°경사진 방향으로 큰 폭의 전단균열이 발생하며 취성파괴되었다. 이 결과로부터 향후 전단거동에 대한 연구가 추가 수행되어야 할 것으로 생각된다.

(6) ACI Committee 440(2000)은 철근콘크리트에 적용하던 방법을 수정, 보완하여 제안한 것으로서 이 방법을 적용한 하중-처짐 거동에 대한 예측은 실험결과와 비교적 잘 일치하였으며, GFRP Re-Bar 보강량이 증가함에 따라 좀더 정확한 예측이 가능함을 확인하였다.

(7) 모든 실험체에서 작용하중에 대한 처짐이 매우 크게 나타났다. 따라서, FRP 보강 콘크리트 휨부재의 하중-처짐 거동은 설계를 지배하는 중요한 변수라고 할 수 있다.

이와 같은 결과로부터 FRP 보강 콘크리트 바닥판의 설계규준을 확립하기 위해서는 본 연구와 같은 실험적 연구 결과를 바탕으로 강도에 대한 한계상태와 더불어 사용성에 대한 한계상태의 결정이 필요하다고 생각된다. 또한 단기 거동뿐만 아니라 장기거동까지 고려한 연구를 통해 기존 철근콘크리트 휨부재에 적용하던 규정들은 적절히 수정, 보완해야 할 것으로 생각된다.

후 기

본 연구는 한국건설기술연구원의 “교량용 장수명 합리화 바닥판 개발 (I)” 과제 중 “FRP 보강 콘크리트 바닥판의 거동에 관한 연구”에 의한 연구비 지원과, (주)동원건설의 GFRP Re-Bar 지원을 받아 이루어진 것으로 두 기관에 감사의 뜻을 표한다.

참고문헌

- 1) 문한영, 김성수, 김홍삼, “우리나라 콘크리트 구조물의 철근 부식 현황”, *콘크리트학회지*, 한국콘크리트학회, 제13권, 5호, 2001, pp. 58-63.
- 2) ACI Committee 440, *State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, American Concrete Institute, U.S.A., 1996.
- 3) ACI Committee 440, *Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bar*, American Concrete Institute, U.S.A., 2000.
- 4) Nanni, A., “Flexural Behavior and Design of RC Members Using FRP Reinforcement,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 11, November, 1993, pp. 3344-3359.
- 5) Benmokrane, B., Chaallal, O., and Masmoudi, R., “Flexural Response of Concrete Beams Reinforced with GFRP Rebars,” *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, 1996, pp. 46-55.
- 6) Castro, P. F., “Tensile and Nondestructive Testing of FRP Bars,” *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 2, No. 1, February, 1998, pp. 17-27.
- 7) Faza, S. S. and GangaRao, H. V. S., “Glass FRP Reinforcing Bars for Concrete,” in *Fiber-Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications*, Developments in Civil Engineering, Vol. 42, A. Nanni, Ed., Elsevier, Amsterdam, 1993, pp. 167-188.