

한계상태 정의에 따른 FRP Rebar 보강 콘크리트 슬래브의 구조거동 예측

오홍섭* · 김영환** · 장낙섭***

Oh, Hongseob*, Kim, Younghwan**, Jang, Naksup***

Prediction of Structural Behavior of FRP Rebar Reinforced Concrete Slab based on the Definition of Limit State

ABSTRACT

The failure mode of concrete reinforced with FRP is defined as the concrete crushing and the fiber rupture and the definition of limit state is a slightly different according to the design methods. It is relatively difficult to predict of FRP reinforced concrete because the mechanical properties of fibers are quite depending on its of fibers. The design code by ACI440 committee, which has been developed mainly on GFRP having low modulus of elasticity, is widely used, but the applicability on other FRPs of this code has not been sufficiently verified. In addition, the ultimate and serviceability limit state based on the ACI440 are comparatively difficult to predict the behavior of member with the $0.8 \sim 1.2 \rho_b$ because crushing and rupturing failure can be occurred simultaneously in this region of reinforcement ratio, and predicted deflection is too sensitive according to the loading condition. Therefore, in this study, reliability and convenience of the prediction of structural performance by design methods such as ACI440 and MC90 concept, respectively, were examined through the experimental results and literature review of the beam and slab with the reinforcement ratio of $0.8 \sim 1.4$. As a result of the analysis, it can be applied to the FRP reinforced structure in the case of the simple moment-curvature formula (LIM-MC) of Model Code, and the limit state design method based on the EC2 is more reliable than the ultimate strength design method.

Key words : Design code, Failure mode, FRP, Limit state, Serviceability

초록

FRP로 보강된 콘크리트 부재의 파괴형태는 콘크리트 압괴와 섬유 파단으로 정의되며, 설계방법에 따라 한계상태를 조금씩 다르게 정의하고 있다. FRP 보강재는 섬유에 따라 성능이 상이하기 때문에 사용상태와 극한상태의 성능을 예측하는 것이 상대적으로 까다롭다. 특히 많이 사용되고 있는 ACI 440의 기준은 주로 저탄성계수를 갖는 GFRP를 중심으로 개발되었기 때문에 다른 섬유에 대한 적용성이 충분히 검증되지 않은 상태이다. 또한 ACI440의 휨한계상태는 보강비에 따라 압괴와 파단이 동시에 발생하는 천이영역이 상대적으로 크기 때문에 균형보강비에서의 거동예측이 상대적으로 어렵고, 사용성 예측 방법이 하중조건에 따라 민감하기 때문에 상대적으로 복잡한 단점이 있다. 따라서 본 연구에서는 $0.8 \sim 1.2 \rho_b$ 의 보강비를 갖는 슬래브의 실험결과와 문헌고찰을 통하여 설계방법별 거동예측의 신뢰성과 편이성을 고찰하였다. 해석결과 Model Code의 모멘트 곡률식(LIM-MC) 간략식의 경우 FRP 보강구조물에도 충분히 적용할 수 있는 것으로 분석되었으며, EC2에 기반한 한계상태 설계법이 상대적으로 극한강도설계법보다 신뢰성 있는 결과를 나타내었다.

검색어 : 설계코드, 파괴모드, 한계상태, FRP, 사용성

* 종신회원 · 교신저자 · 경남과학기술대학교 토목공학과 교수

(Corresponding Author · Gyeongnam National University of Science and Technology · opera69@chol.com)

** 정회원 · 경남과학기술대학교 토목공학과 박사과정 (Gyeongnam National University of Science and Technology · orrr0213@gmail.com)

*** 경남과학기술대학교 토목공학과 박사과정 (Gyeongnam National University of Science and Technology · bunitosubi@gmail.com)

Received March 22, 2019/ revised July 16, 2019/ accepted June 17, 2020

1. 서론

고강도의 FRP 보강재는 부식 위험이 없고, 강도에 비하여 경량이기 때문에 FRP 보강근으로 보강된 콘크리트 구조물의 거동에 대한 연구가 많이 진행되고 있다(Gribniak et al., 2013; Ko, 2014; Pecce et al., 2000). FRP보강재는 고강도 섬유와 이를 고정하는 수지로 구성되며, 사용목적과 용도에 따라 다양한 조합의 설계가 가능하다는 장점이 있다. FRP 보강근에는 탄소섬유, 유리섬유와 아라미드섬유가 많이 사용되고 있으며, 최근에는 내화성을 갖고 있으면서 자연적으로 생산이 가능한 현무암(Basalt) 섬유가 사용되기 시작하였다. 수지는 열가소성수지와 열경화성수지로 분류되거나 경제적이고 취급이 용이한 비닐에스터, 폴리에스터와 에폭시 등의 열경화성 수지가 일반적으로 사용되고 있다.

FRP 보강근의 역학적 거동은 섬유성능과 섬유혼입률에 지배되기 때문에 신뢰성 있는 성능을 발휘할 수 있도록 단면내에 70 %내외의 섬유를 수지에 함침시킨후 인발성형(pultrusion) 방법 등으로 제작하고 있으며, 콘크리트와의 부착성을 위해 표면을 이형(ribbed), 직조(braided) 또는 규사코팅(sand coated) 등의 형태로 성형하여 사용하고 있다(Fib Bulletin 40, 2007; ACI-440.1R, 2015). 그러나 FRP 보강근은 재료와 제조방법에 따라 완전히 다른 성능을 갖게 되기 때문에 철근콘크리트 설계기준을 적용하는 것이 적절하지 않다. 국외 코드 또는 기준들에서는 FRP 보강 콘크리트를 위한 FRP 보강근의 역학적 성능 기준을 제작자 또는 설계자가 목적에 따라 적용할 수 있도록 허용하고 있으며, 대표섬유별로 인장강도와 탄성계수 및 파단변형을 등에 대한 허용범위를 규정하고 있다(Fib Bulletin 40, 2007; ACI-440.1R, 2015).

ACI-440.1R(2015)는 부재파괴 형태에 따른 불확실량을 반영한 안전계수를 적용하고 있으며, 사용성 평가는 전단면과 균열단면 이차모멘트를 조합한 환산단면이차모멘트로부터 산정하고 있다(Bischoff, 2005). 이에 반하여 Fib Bulletin 40(2007)은 재료불확실성에 기반한 부분안전계수를 적용하여 단면 한계상태를 해석하는 방법을 사용하고 있으며, 사용한계 해석은 Euro Code2(이하 EC2; BS EN 1992, Eurocode 2, 2004)나 CEB-FIP Model Code 2010(이하 MC2010)를 활용하도록 하고 있으나 FRP 구조에 대한 검증이 충분하지 않은 상태이다.

본 연구에서는 GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer)와 BFRP (Basalt Fiber Reinforced Polymer) 보강근을 균형보강비와 유사하도록 일방향 콘크리트 슬래브에 보강한 후 유사한 내하력을 갖는 철근콘크리트 단면의 휨거동과 비교하고자 하였으며, 부재 한계상태 설계와 단면한계상태 설계방법을 실험결과와 문헌에 나타난 대표실험 결과에 적용함으로써 FRP 콘크리트부재에 적절한 설계방법을 간접적으로 평가하고자 하였다.

2. 설계가정 및 한계상태 정의

2.1 균형파괴

FRP보강콘크리트 보의 휨파괴는 FRP 보강량에 따라 (a) 콘크리트 압괴(concrete crushing failure), (b) 균형파괴(balanced failure)와 (c) 보강재 파단(FRP rupture failure)의 형태를 갖는다. 탄성재료인 FRP의 파단은 부재 전체의 취성파괴를 유발하기 때문에 설계기준들에서는 가급적 콘크리트압괴가 발생하는 과보강단면으로 설계하도록 유도하고 있으나, 설계의도에 따라 저보강단면으로도 설계할 수 있도록 허용하고 있다. 부재의 한계상태를 정의하는 콘크리트 압괴와 보강근 파단이 동시에 발생하는 균형파괴 보강비는 평형방정식과 변형을적합조건에 따라 재료별 파괴기준을 반영한 ACI-440.1R(2015)의 Eq. (1)과 EC2의 가정을 적용한 Eq. (2) (Pilakoutas et al., 2002)가 대표적이다. 부재의 한계상태 가정시 Eq. (1)은 재료의 설계강도 및 환경에 의한 강도 저하를 반영 하는데 반하여 Eq. (2)는 평균강도를 적용함으로써 Eq. (1)이 보수적인 결과를 나타내게 된다.

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

$$\rho_{fb} = 0.81 \frac{(f_{ck} + 8)}{f_{fk}} \frac{\epsilon_{cu}}{\left(\frac{f_{fk}}{E_f} + \epsilon_{cu}\right)} \quad (2)$$

여기에서, $\beta_1 = 0.85 \times (1 - 0.05/7(f_{ck} - 28)) \geq 0.65$, ϵ_{cu} = 콘크리트 극한압축변형률($\epsilon_{cu} = 0.003$ in Eq. (1); $\epsilon_{cu} = 0.0035$ in Eq. (2)), f_{ck} = 콘크리트 설계압축강도, f_{fk} = FRP 보강근의 인장강도 특성치(characteristic value), f_{fu} 는 FRP 설계인장강도(= $C_E f_u^*$), f_{fu}^* 는 보강인장강도(= $f_{fk} = f_{fu,ave} - 3\sigma$), C_E 는 FRP에 따른 환경계수(GFRP의 경우 기후의 영향을 받지 않는 경우 0.8, 받는 경우 0.7), E_f = FRP 탄성계수($E_{fk} = E_{f,ave}$)

Fig. 1에는 FRP의 탄성계수를 50 GPa로 고정하고 콘크리트와 FRP의 강도를 변화시켰을 때 균형보강비의 변화를 정리하였다. 기존의 많은 연구들(ACI-440.1R, 2015; Benmokrane et al., 2015a; Benmokrane et al., 2015b)에서 일반 환경에서는 FRP의 강도저하가 크지 않은 것으로 분석하고 있기 때문에 균형보강비 산정시 Eq. (1)에 대해서는 환경계수(C_E)를 적용하는 경우와 Eq. (2)와 같이 환경계수를 고려하지 않은 경우에 대하여 모두 고려하였다.

Fig. 1에 나타낸 것과 같이 콘크리트 압축강도 30~50 MPa 범위에서는 콘크리트 극한압축변형률의 차이가 크기 때문에

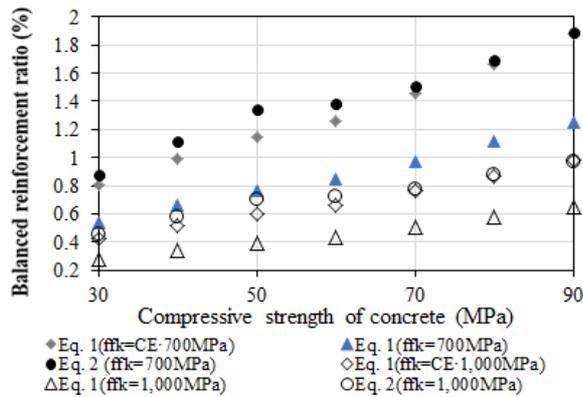


Fig. 1. Effect of Concrete Strength and FRP Properties on ρ_{fb}

ACI-440.1R(2015)에 의한 Eq. (1)의 C_E 를 고려한 균형보강비가 EC2(BS EN 1992, Eurocode 2, 2004)와 MC2010의 가정에 기반한 Eq. (2)에 비해 상대적으로 낮게 산정되나, 보강재 강도가 높아질수록 차이는 감소하는 것으로 분석되었다. 고강도 콘크리트 영역에서 콘크리트 최대압축변형율이 감소하는 영향으로 균형보강비의 차이가 거의 발생하지 않아 장기적인 측면에서의 설계기준에 따른 파괴형태의 차이는 크지 않을 것으로 판단된다. ACI440에서는 FRP 보강근의 장기적인 환경노출에 의한 강도 저하를 반영하기 위하여 환경계수 C_E 를 반영하도록 하고 있으나, 환경노출에 의한 강도 손상이 크지 않고, 정적 극한한계상태를 예측하기 위해서는 FRP 강도에 환경계수를 적용하지 않는 것이 적절한 것으로 판단된다. C_E 를 고려하지 않는 경우 균형보강비는 인장강도 700 MPa 수준의 FRP에서는 Eq. (2)의 균형보강비의 60 % 수준으로 고강도 콘크리트에서도 차이가 감소하지 않는 것으로 나타났으나, 강도가 증가하며 차이는 다소 감소하는 것으로 분석되었다. 이는 ACI 440.1R15의 Eq. (1)과 EC2의 가정에 의한 Eq. (2)의 균형보강비 사이 영역에서는 콘크리트 압괴와 FRP파단이 복합적으로 발생할 가능성이 높은 것을 의미하며, 콘크리트 압괴를 유도하기 위해서는 가급적 Eq. (2)의 보강비 이상으로 보강하는 것이 적절할 것으로 판단된다.

2.2 한계상태 정의

FRP 보강 콘크리트 부재는 전통적인 철근콘크리트부재와 같이 극한한계상태와 사용한계상태로 정의할 수 있으나, 설계시 요구되는 파괴형태와 처짐 특성은 많은 차이를 갖게 된다. 특히 재료항복이 발생하지 않는 FRP 보강근의 특성 때문에 연성파괴를 유도하기 위해 많은 설계기준들에서 콘크리트 압괴가 먼저 발생하는 과보강 단면으로 설계하고 있으며, 설계 필요에 따라 보강근의 인장파단을 부분적으로 허용하고 있다. Fig. 2에는 ACI-440.1R(2015)과 Fib Bulletin 40(2007)에서 제시하고 극한한계상태에서의 응력분포를 도시하였으며, 콘크리트 압괴시 휨강도는 각각 Eqs. (3) and (5)이

고, FRP 파단시 강도는 Eqs. (7) and (8)과 같다. ACI 440는 콘크리트 압괴와 FRP파단이 복합적으로 발생할 수 있는 천이영역 구간은 보강비의 $1.0\rho_b \sim 1.4\rho_b$ 로 철근콘크리트보의 천이영역과 거의 동일하게 설정하고 있으나, FRP 보강근의 재료 및 부착 성능 등에 의한 재료적 불확실성을 강도감소계수에 보수적으로 반영하고 있다. 따라서 휨설계시 환경계수와 강도감소계수를 모두 적용하면 설계강도가 크게 낮아지게 된다. 이에 반하여 Fib Bulletin 40는 재료계수에서 불확실성을 고려하기 때문에 철근콘크리트 부재와의 설계방법 차이는 없는 것으로 분석되었다.

Concrete crushing failure;

$$M_u = \phi A_f f_f \left(d - \frac{A_f f_f}{1.7 b f_{ck}} \right) \text{ in ACI 440} \quad (3)$$

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

여기서, b =부재의 폭(mm), d =유효높이(mm), f_{ck} =콘크리트 설계 압축강도($f_{ck} = f_{c,ave} - 8 \text{MPa}$), $f_{c,ave}$ =콘크리트 평균압축강도(MPa), f_f =보강재 응력(MPa), A_f =보강재 단면적(mm^2), $\phi = 0.55$, $\rho \leq \rho_b$, $\phi = 0.65$, $\rho \geq 1.4\rho_b$, $\phi = 0.3 + 0.25 \frac{\rho}{\rho_b}$, $1.0\rho_b < \rho < 1.4\rho_b$

$$M_u = \eta f_{cd} b d^2 (\lambda \zeta) \left(1 - \frac{\lambda \zeta}{2} \right) \text{ in Fib Bulletin 40} \quad (5)$$

여기서, $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$, $\alpha_{cc} = 1.0$, $\gamma_c = 1.5$, $\gamma_f = 1.25$, $f_f = \epsilon_f E_f < \frac{f_{fk}}{\gamma_f}$, $\lambda = 0.8$, $\eta = 1.0$ ($f_{ck} \leq 50$) $\zeta = \frac{x}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_f + \epsilon_{cu}}$

$$\epsilon_f = \frac{-\epsilon_{cu} + \sqrt{\epsilon_{cu}^2 + \frac{4 \eta \alpha_{cc} f_{ck} \lambda \epsilon_{cu}}{\gamma_c \rho_f E_f}}}{2} \quad (6)$$

FRP rupture failure;

$$M_u = \phi A_f f_{fu} d \left(1 - \frac{\beta_1}{2} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fu}} \right) \right) \text{ in ACI 440} \quad (7)$$

$$M_u = \frac{A_f f_{fk}}{\gamma_f} \left(\frac{1 - \zeta}{2} \right) \text{ in Fib Bulletin 40} \quad (8)$$

여기서, ζ 는 EC2에 따라 정리하면 50 MPa까지 다음과 같이 정리된다.

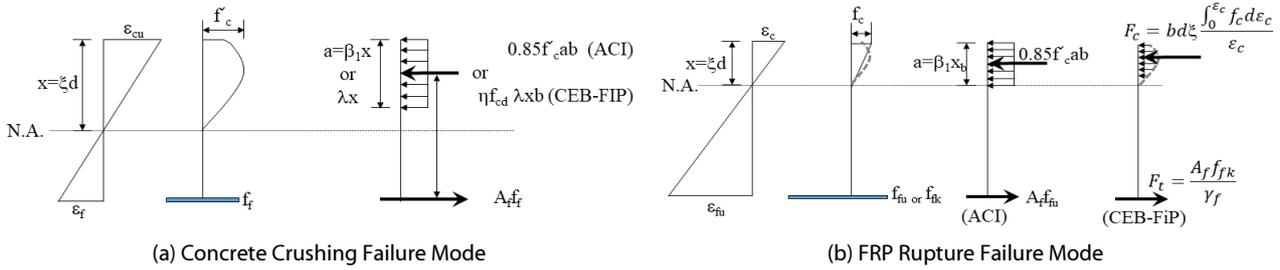


Fig. 2. Sectional Analysis of FRP Reinforced Concrete Member under Flexural Loading

$$\zeta = \frac{A_f f_{fk}}{\gamma_f f_{cd} b d} \frac{3\epsilon_{c2}^2}{(3\epsilon_{c2} - \epsilon_c^2)} \quad (0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}) \quad (9a)$$

$$\zeta = \frac{A_f f_{fk}}{\gamma_f f_{cd} b d} \quad (\epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}) \quad (9b)$$

2.3 하중변위 예측

FRP 보강콘크리트 부재의 처짐은 FRP 탄성계수의 영향이 가장 크고, 휨균열면의 부착-슬립관계에 의한 철근괴는 다른 인장 경화 (tension-stiffening) 현상이 발생하기 때문에 다양한 보강근에 대한 연구들이 현재도 많이 진행되고 있다. 일반적으로 GFRP 보강근을 사용하는 경우에는 상대적으로 처짐이 많이 발생하고, 보강근 외부가 이형 등으로 처리되어 있는 경우의 인장-경화효과가 뚜렷하게 나타난다(Bischoff and Scanlon, 2007; Kharal and Sheikh, 2017). ACI 440에서는 유연도를 고려한 유효단면이차모멘트로부터 처짐을 산정하도록 제안하고 있으며, EC2는 균열단면과 비균열 단면의 처짐을 조합함으로써 사용상태의 처짐을 평가하도록 제시하고 있다. 그러나 MC2010은 인장경화 효과를 반영한 모멘트-곡률로부터 처짐을 평가할 수 있도록 함으로써 사용상태뿐만 아니라 극한한계상태 처짐을 동시에 평가할 수 있기 때문에 부재의 변형정도를 보다 손쉽게 해석할 수 있는 장점이 있다.

2.3.1 ACI 440.1R-15

FRP보강 콘크리트 부재는 철근콘크리트부재와 달리 부착 특성 등으로 인하여 초기균열이후 하중등락이 크고, 선형적인 거동을 하게 된다. 따라서 처짐예측을 위하여 비선형 단면해석이나 환산단면 이차모멘트를 적용하여 처짐을 산정하고 있다(Aiello and Ombres, 2000; Docevska et al., 2018). ACI440에서는 2000년대까지는 일반 철근콘크리트보에 대하여 제안된 Branson의 환산단면이차모멘트(I_e)에 의한 처짐산정 방법을 차용하여 FRP 보강 콘크리트부재의 처짐 예측에 사용하였으나, 처짐이 과다산정되고 인장경화 현상을 충분히 반영하지 못하였기 때문에 현재는 Bischoff의 일련의 연구 결과(Bischoff, 2005; Bischoff and Scanlon, 2007; Bischoff

and Gross, 2010)를 바탕으로 Eq. (10)과 같은 유효환산단면이차모멘트를 제시하고 있다. Eq. (10)은 평균강성($E_c I$)의 적용하는 Branson의 $I_g \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 + I_{cr} \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right)$ 의 유효환산단면이차모멘트와 유사하나, 균열단면에 대한 유연도($1/E_c I$)를 적용하기 때문에 Branson의 처짐예측보다 정확도가 높다는 장점이 있다.

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \gamma \left(\frac{M_{cr}}{M_f} \right)^2 \left[1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right]} \leq I_g \quad (10)$$

여기서, $M_{cr} = 0.63 \sqrt{f_{ck}} \frac{I_g}{y}$, I_{cr} 은 균열단면이차모멘트, I_g 는 비균열 단면이차모멘트, γ 는 하중조건에 따른 계수(3점재하 : $\gamma = 3 - 2(M_{cr}/M_a)$, 4점재하 $\gamma = \frac{3(a/L) - 4(4(M_{cr}/M_a) - 3)(a/L)^3}{3(a/L) - 4(a/L)^3}$)

2.3.2 Eurocode 2 (EC2)

EC2(BS EN 1992, Eurocode 2, 2004)에서는 Eq. (11)에 의해 균열단면과 비균열 단면의 처짐으로부터 부재처짐을 산정하도록 하고 있으며, 4점재하시 처짐은 Eq. (12)에 의해 판정할 수 있다.

$$\delta = \delta_{II} \zeta_d + \delta_I (1 - \zeta_d) \quad (11)$$

여기서, δ = 처짐, δ_I =비균열단면 처짐, δ_{II} =균열단면 처짐, $\zeta_d = 1 - \beta \left(\frac{f_{sr}}{f_s} \right)^2$, $\beta=1.0$ (단기하중), 0.5 (지속하중, 반복하중), f_s =균열단면에서 작용하중에 의한 철근의 응력, f_{sr} =초기균열단면에서의 철근의 응력

$$\delta = \frac{Pa}{48E_c I} (3L^2 - 4a^2) \quad (12)$$

2.3.3 수정된 MC2010 선형 모멘트-곡률관계(LIN-MC)

Model Code(CEB-FIB, 2010)는 Eq. (11)의 처짐식과 함께

철근콘크리트의 인장경화현상을 고려한 간략화된 모멘트-곡률 예측방법을 제시하고 있다(Fib Bulletin 50, 2010; Fib Bulletin 51, 2010). 부재의 모멘트-곡률관계는 (1) 비균열 단계, (2) 균열형성 단계, (3) 균열안정화단계 (4) 항복 및 극한상태로 정의되고, 인장경화효과를 고려하지 않은 곡률로부터 인장경화에 의한 곡률 감소분을 빼는 방법을 사용하고 있다. 단계별 인장경화를 고려하지 않은 상태에서의 곡률은 Eq. (13)에 의해 계산할 수 있다.

따라서 FRP 보강 콘크리트 부재의 모멘트 곡률관계는 철근콘크리트 부재에 대한 Eq. (13)의 가정을 차용하여 해석할 수 있다. FRP 보강근은 항복이 발생하지 않기 때문에 Eq. (13b)는 생략되며, 보강량에 따라 콘크리트가 압괴되거나 FRP가 파단되는 극한상태에 도달하게 되므로 Eq. (13c)는 압괴시(3-1)와 파단시(3-2)로 변환할 수 있다. 콘크리트의 초기균열강도는 EC2와 MC2010에서 평균인장강도(f_{dm})과 단면형상으로부터 산정하도록 제시하고 있으나, 실험에 의한 균열강도와 비교하면 과대산정되는 경향이 있다. 따라서 본 연구에서는 ACI 318에 의한 균열강도($0.63 \sqrt{f_{ck}}$)를 적용하였다.

$$1) \text{ 초기균열단계} : \kappa = \frac{\epsilon_r}{h/2} \tag{13a}$$

$$2) \text{ 항복단계} : \kappa = \frac{\epsilon_y}{d-x} = \frac{\epsilon_c}{x} \tag{13b}$$

$$3) \text{ 극한상태} : \kappa = \frac{\epsilon_{cu}}{x} \tag{13c}$$

$$3-1) \text{ 압괴시} : \kappa = \frac{\epsilon_{frp}}{d-x} = \frac{\epsilon_{cu}}{x}$$

$$3-2) \text{ 파단시} : \kappa = \frac{\epsilon_{fu}}{d-x} = \frac{\epsilon_c}{x}$$

철근콘크리트부재의 인장경화효과와 유효인장단면은 Eq. (14)와 같이 가정할 수 있으나, FRP 보강부재의 인장경화효과는 보강재의 보강량, 탄성계수 및 직경과 외형에 따라 크게 변화한다. 보강량과 콘크리트 강도와 직경이 작을수록 인장경화현상이 크게 나타나며, 균열발생시 하중의 등락현상도 뚜렷하게 관찰된다.

$$\Delta\epsilon_{ts} = 0.4 \frac{f_{dm}}{E_s} \rho_{s,ef} \tag{14a}$$

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{cef}} = \frac{A_s}{2.5(h-d)b} \tag{14b}$$

또한 철근과 FRP의 탄성계수 차이와 비교하여 FRP 보강부재의 처짐이 크지 않은 것은 상대적으로 높은 인장경화효과에 의한 것이며, Kharal and Sheikh(2017)의 연구에서도 유사한 결과를 제시하고 있다. 만약 FRP 보강근의 부착강도와 철근과 유사하다면, GFRP와 BFRP는 탄성계수가 낮기 때문에 인장응력 작용시 콘크리트와 유사한 변형이 발생하게 됨으로서 보강근의 계면부착응력이 상대적으로 낮아지게 된다. 따라서 철근콘크리트와 비교하여 FRP 보강콘크리트의 균열간격이 증가함으로써 균열과 균열사이 콘크리트의 인장응력기여분이 높아지게 된다. 그러나 아직까지 FRP 보강 콘크리트부재의 인장경화효과에 대해서는 명확하게 제시되어 있지 않다. Acciai et al.(2016)의 연구에서는 철근콘크리트 슬래브의 균열간격이 78~152 mm이나, FRP 보강슬래브의 균열간격은 119~215 mm로 관찰되었으며, Kharal and Sheikh(2017)의 연구에서는 철근의 항복 변형을 범위에서 FRP의 인장경화효과가 철근의 2.0~2.5배인 것을 실험적으로 검증하였다. 따라서 본 연구에서는 FRP보강슬래브 곡률산정시 인장경화효과를 $2.0\Delta\epsilon_{ts}$ 로 반영하였다.

3. 구조실험 및 고찰

3.1 실험계획

FRP보강 콘크리트부재는 균형보강비에서 파괴형태가 급격하게 변화할 수 있다. 특히 설계방법에 따라 정의되는 균형보강상태가 크게 다르기 때문에 균형보강비에서의 거동 특성을 분석할 필요가 있다. 따라서 본 연구에서는 FRP 보강비를 균형보강비와 유사한 범위에서 보강함으로써 설계방법에 따른 GFRP와 BFRP 보강부재의 거동차이를 분석하고자 한다. FRP보강 콘크리트 부재는 Fig. 3과 같은 폭과 높이가 650×180 mm의 단면으로 갖고, 순지간 1,800 mm인 일방향 슬래브에 4점재하 방식으로 실험을 계획하였다. 콘크리트 설계압축강도는 45 MPa이고, 실험에 적용된 GFRP와 BFRP 보강재의 역학적 성질은 Table 1에 정리하였으며, 탄성계수는 CSA S806(Canadian Standards Association, 2012) 방법에 의하여 산정하였다.

실험체는 변수별로 2개씩 Fig. 3와 같은 단면으로 제작하였으며, 전단지간비(a/d)는 4.43이 되도록 순지간 3등분점에 300 kN의

Table 1. Typical Material Properties of GFRP and BFRP Reinforcing Bars

Reinforcing Material	Norminal Diameter	Area (mm ²)	Tensile Strength (MPa)	Elastic Modulus (GPa)	Peak strain at failure (%)
Glass FRP	13	122	927.9±29.6	49.0±5.4	1.89
Basalt FRP	13	122	1067.2±103.9	50.5±6.2	2.11

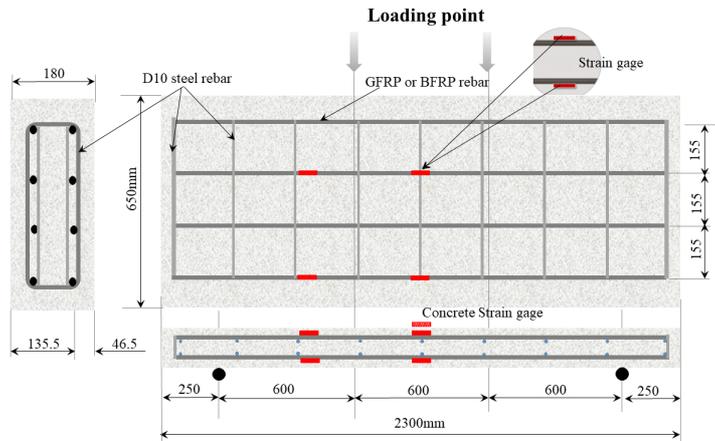


Fig. 3. FRP Reinforced Concrete Slab Section

Table 2. Design Moment and Balanced Reinforcement Ratio of Reinforced Concrete Slab

	ρ (%)	ρ_{fb} (%)		Ultimate Design Moment (kNm)	
		Eq. (1)	Eq. (2)	Eqs. (3) and (7) (ϕM_n)	Eqs. (5) and (8) (M_u)
GFRP	0.562	0.636 (0.421)*	0.722	0.55×4.57 (C) 0.63×4.87 (C)*	4.68 (C)
				0.55×4.58 (F) 0.55×5.74 (F)*	4.50 (F)
BFRP	0.562	0.504 (0.332)*	0.571	0.579×4.93 (C) 0.65×4.93 (C)*	4.74 (C)
				0.55×5.31 (F) 0.55×6.63 (F)*	5.12 (F)
Steel	0.915	4.285 (KCI)		4.04	4.02

*: not applied an environmental coefficient in Eqs of ACI440

액튜에이터를 사용하여 하중을 가력하였다. 하중가력시 중앙부와 1/3지점에서 처짐을 측정하였으며, Fig. 3에 나타난 것과 같이 중앙부와 1/3분점의 보강재 상하부 및 중앙부 상면에 변형률 게이지를 설치하였다. 실험체단면 보강비는 기준에 따라 0.78~1.11 ρ_{fb} 의 범위가 되도록 공칭직경 13 mm FRP 보강근을 4개씩 배근하였으며, 철근콘크리트 슬래브와 거동 비교를 위하여 유사한 극한강도를 갖도록 항복 강도(f_y) 400 MPa인 D16 철근을 4개 배근한 실험체를 같이 계획하였다. 설계단면에서의 보강재별 균형보강비와 설계모멘트는 Table 2에 정리하였으며, 정적실험과 같은 단기거동의 경우에는 환경계수를 고려하지 않은 강도(*)로 분석하는 것이 거동평가에 적절한 것으로 판단된다. ACI440의 Eq. (8)에 의하면 환경계수를 고려유무에 따라 압축파괴시에는 강도차이가 크지 않으나, FRP 파단시 강도는 차이가 큰 것으로 분석되었다. 균형보강비와 실제 FRP 보강비를 분석한 결과, GFRP는 환경계수를 고려할 경우 ACI440과 Fib Bulletin 모두 과보강상태이며, 환경계수를 고려하지 않는 경우는 저보강상태로 보강된 것으로 분석되나, 휨강

도 해석결과는 ACI440은 환경계수와 상관없이 압괴로 해석되고, Fib는 거의 균형파괴가 발생하는 것으로 분석되었다. BFRP의 경우는 ACI440은 모두 저보강 Fib Bulletin은 미소하게 과보강된 것으로 나타났으나, 설계강도는 모두 압괴되는 것으로 분석되었다. 따라서 균형보강비와 파괴강도 예측이 서로 상이한 결과를 나타내는 복합파괴상태를 갖는 보강비 영역이 철근콘크리트 부재와 비교하여 상대적으로 크게 존재하는 것으로 판단된다.

3.2 구조거동

GFRP와 BFRP보강 슬래브와 철근보강 슬래브의 거동은 균열 하중전까지 선형거동한 후, 초기균열 발생이후 몇차례 하중이 등락하면서 균열이 안정화되는 단계를 거치게 된다. 이후 균열면에서 인장경화현상이 발생하고, 하중증가에 따라 감소된 휨강성으로 파괴시까지 일정하게 선형거동하였다. 최종파괴는 Fig. 4와 같으며, RC 슬래브 실험체와 GFRP 실험체는 휨균열 진전후 최종적으로 휨파괴되는 형태를 나타내었고, BFRP 실험체는 휨균열 발생후

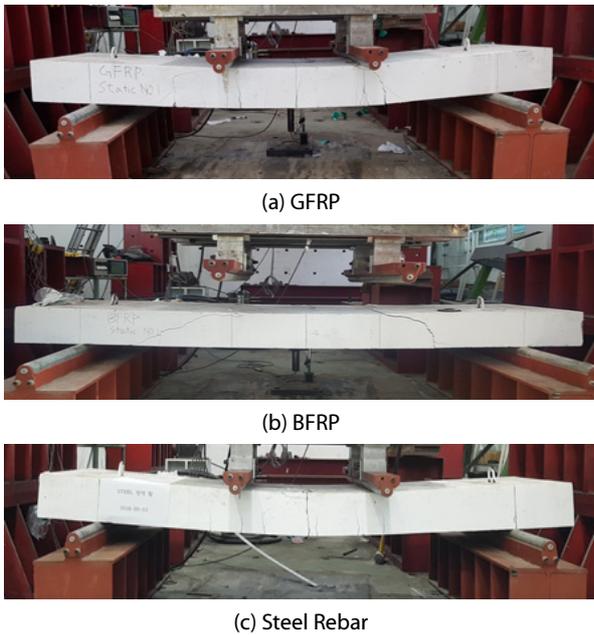


Fig. 4. Failure Patterns of Reinforced Concrete Slab

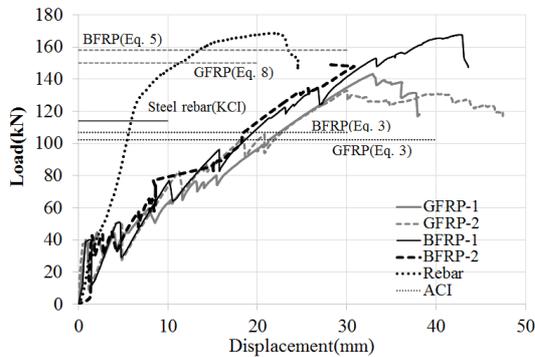


Fig. 5. Loads-Displacement Relationship of FRP Reinforced Slab

최종적으로 전단파괴되는 형태를 나타내었다. 슬래브에 발생한 휨균열 간격은 철근은 100~150 mm 이내로 철근 간격과 유사한 반면 GFRP는 150~250 mm, BFRP는 150~200 mm으로 FRP 보강슬래브의 균열간격이 상대적으로 넓은 것으로 관찰되었다. RC 슬래브보다 FRP 보강시 균열간격이 넓은 것은 FRP의 탄성계수가 낮고, 균열면에서 부착파괴시 슬립량이 철근의 10배 정도로 크기 때문에 응력전달길이 증가하였기 때문인 것으로 판단된다.

Fig. 5에는 실험체별 하중-변위관계와 환경계수를 반영하지 않은 설계강도를 나타내었다. 초기균열상태에 따라 하중이 등락하는 것을 볼 수 있으며, 이는 균열면의 응력전달에 기인한 것으로 판단된다. 최대하중단계에서 GFRP 슬래브는 압괴와 파단이 거의 동시에 발생하거나(GFRP-1), 압괴와 전단이 동시에 발생(GFRP-2)하면서 상대적으로 연성적 파괴에 도달하였으나, BFRP는 압괴(BFRP-1)

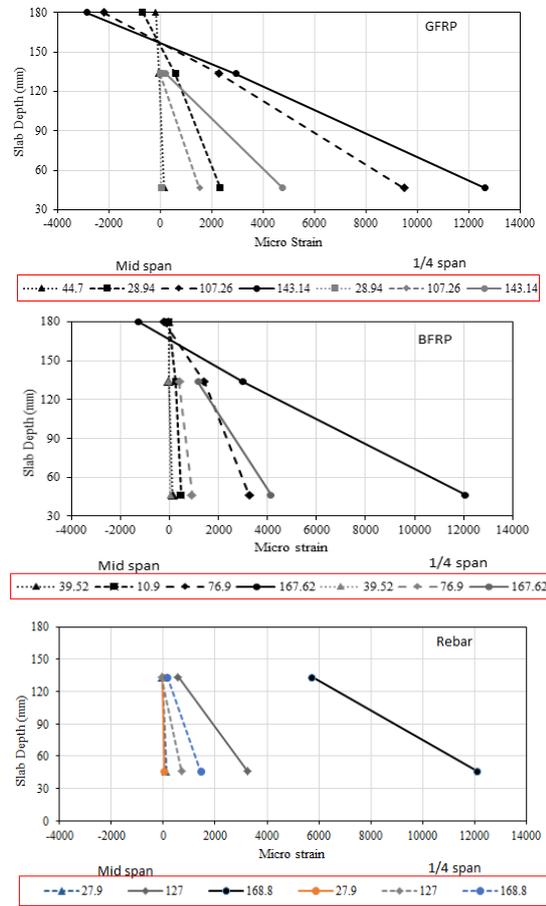


Fig. 6. Strain Distribution at Cracking and Ultimate State

또는 전단(BFRP-2)에 의해 파괴되었다. 강성은 탄성계수가 높은 BFRP가 GFRP보다 높았으나, 차이는 크지 않았다. ACI 440R1-15에 의한 설계강도는 파괴하중의 75 %내외로 산정되고, 재료계수를 반영한 CEB-FIP에 의한 휨 강도는 파괴강도와 거의 유사하여 안전율이 상대적으로 낮은 것으로 분석되어 재료계수의 보정이 필요할 것으로 판단된다. 또한 파괴모드의 예측은 Eqs. (5) and (8)이 상대적으로 정확한 것으로 판단되나, Eq. (2)의 균형보강비보다 높은 과보강상태에서 FRP 파단이 발생하는 것으로 예측되어 Eq. (2)의 균형보강비에 대해서도 추가적으로 분석이 필요할 것으로 판단된다.

Figs. 6 and 7에는 초기 균열시와 최대하중(철근은 항복강도) 작용시 슬래브 지간중양과 3등분점에서 측정된 상하부 FRP 보강근과 철근 및 상부콘크리트에서의 단면변형률분포와 변형률에 의한 곡률을 도시하였다. Fig. 6에서 RC 슬래브의 압축콘크리트 변형률은 측정되지 못하여 제외하였다. 변형률분포는 다른 연구들과 같이 파괴시까지 완벽하게 단면적합조건을 만족하고 있음을 볼 수 있으며, GFRP보다 BFRP에서 외측보다 지간 중앙부에서 변형이 집중

된 것을 확인할 수 있다. GFRP 실험체는 최대하중에서 콘크리트 변형률과 FRP 변형률 이 각각 0.003 이상과 0.013 이상 측정되어 단면한계상태에 근접하였음을 확인하였다. BFRP 슬래브는 FRP 변형률에 비하여 전반적으로 콘크리트 변형률이 낮게 측정되었으며, RC슬래브 역시 항복강도에서 인장철근의 변형률이 다소 높게 측정되었다.

Fig. 7은 좌측과 우측에 초기균열에서의 외측과 중앙부의 곡률과 최대하중상태의 내외측 곡률을 표시하였으며, 두 척도를 다르게 표시하였다. 초기균열시 비균열단면 외측부 곡률이 상대적으로 작고, 균열단면에 도달한 중앙부의 곡률이 높으나 초기균열시까지는 보강근이 종류에 따른 영향은 쿠지 않은 것을 확인할 수 있다. 최대하중 작용시에는 추가균열 발생에 따라 외측과 중앙부의 곡률 차이가 상대적으로 감소하나, 철근보강슬래브에 비하여 GFRP와 BFRP 보강근의 외측과 내측의 곡률차가 증가하는 것을 알 수 있다. 이는 GFRP와 BFRP의 탄성계수가 철근의 1/5~1/7 수준으로 작아 균열면에서 보강재 변형이 크게 발생하고 콘크리트와 FRP 보강재간의 부착-슬립과괴시 슬립량 또한 철근에 비하여 과다하여 변형이 균열면 등에 집중되기 때문인 것으로 판단된다 (Gooranorimi et al., 2018). 항복하중(Rebar)과 최대하중(FRP)에서의 슬래브 전체의 평균곡률 κ (Rebar T.와 FRP T.)과 처짐으로부터 산정한 곡률(Rebar E.와 FRP E.)을 Fig. 7에 같이 도시하였다.

평균곡률은 EC2(BS EN 1992, Eurocode 2, 2004)에 의해 Eq. (13)을 적용하고, 처짐에 의한 곡률(κ)은 Eq. (15)로부터 산정하였다(Gribniak et al., 2013). GFRP의 처짐에 의한 곡률이 미소하게 작으나 처짐에 의한 곡률과 변형률에 의한 평균곡률과 거의 유사한 것을 확인할 수 있다(Choi et al., 2010).

$$\kappa = \kappa_{IT} + \kappa_f(1 - \zeta) \tag{15a}$$

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{f_r}{f_f} \right)^m = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_f} \right)^m \tag{15b}$$

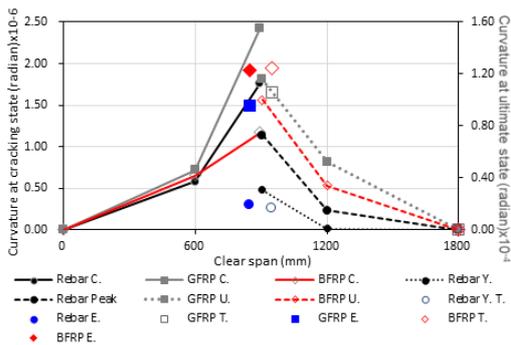


Fig. 7. Curvature Distribution at Cracking and Ultimate State

여기서, m , β 은 계수로서 EC2에서는 각각, 2.0과 1.0, f_f 과 M_f 는 임의 하중에서의 보강재의 응력과 모멘트, f_{fr} 과 M_{cr} 은 균열하중에서의 보강재의 인장응력과 모멘트, I 와 I' 는 각각 비균열과 균열조건

$$\delta = \kappa \left(\frac{l_0^2}{8} - \frac{a^2}{6} \right) \tag{16}$$

여기서, l_0 는 순지간

3.3 이론적 하중 변위 분석 및 고찰

GFRP와 BFRP 보강근은 철근보다 탄성계수가 낮아 일반적인 철근콘크리트 부재보다 사용상태에서 2.5배 이상의 처짐이 발생하고, 극한한계상태에서는 5.0배 이상 차이가 발생하게 된다. 따라서 FRP 보강 부재의 경우에는 사용수준을 결정하기 위해 사용상태뿐만 아니라 극한상태 처짐을 같이 분석할 필요가 있다. Fig. 8에는 ACI 440.1R15, EC2와 MC2010에 기초한 하중-변위관계를 실험 결과와 도시하였다. Bischoff and Scanlon(2007)에 의한 ACI 440.1R15의 변위가 약간 보수적으로 예측되는 반면 LIN-MC의 Eq. (13)의 예측치는 미소하게 과소평가되었으며, EC2에 의한 값은 중간 정도의 강성으로 예측되었다. 이는 휨균열이 부재 중앙부에서만 발생하는 FRP 보강콘크리트 특성에 따라 부재전단면을 유효환산단면으로 휨강성을 평가하는 것 보다는 균열단면과 비균열단면의 평균곡률 개념으로 처짐을 산정하는 것이 보다 FRP 보강근의 특성을 잘 반영할 수 있는 것으로 판단된다. 부재의 파괴하

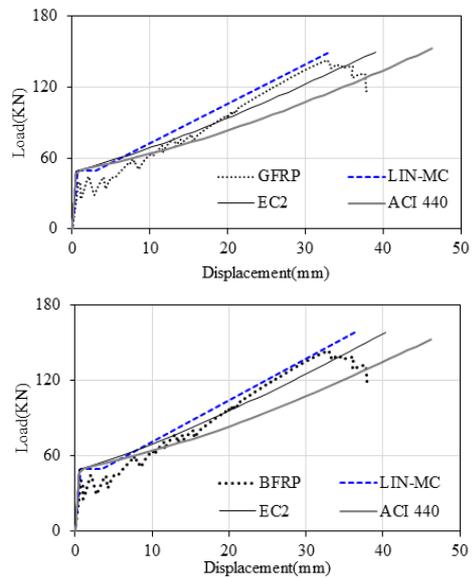


Fig. 8. Comparison of Theoretical Load-Displacement Relationships According to the Various Theories

Table 3. Sectional Properties and Material Properties of Specimens Described in References

		FRP	L (mm)	a (mm)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	ρ (%)	$\rho/\rho_{b,ACI}$	f_{ck} (MPa)	f_u (MPa)	E_{FRP} (GPa)
Abdalla	C4	GFRP (C-Bar)	2,300	800	500	250	212	0.45	1.05	30	746	42.0
	I6	GFRP (Isorod)	2,300	800	500	250	212	0.63	1.26	30	692	42.0
	LL200c	CFRP (Leadline)	3,000	1,150	1,000	200	162	0.30	0.87	30	1970	147.0
	I150 A	GFRP (Isorod)	3,000	1,150	1,000	150	112	0.49	1.03	30	692	42.0
Acciai et al.	D-G1×13	GFRP	2,000	1,000	100	200	180	0.74	1.26	74	690	40.8
	S-C1×9	CFRP	2,000	1,000	200	100	80	0.4	1.43	43	2068	124.0

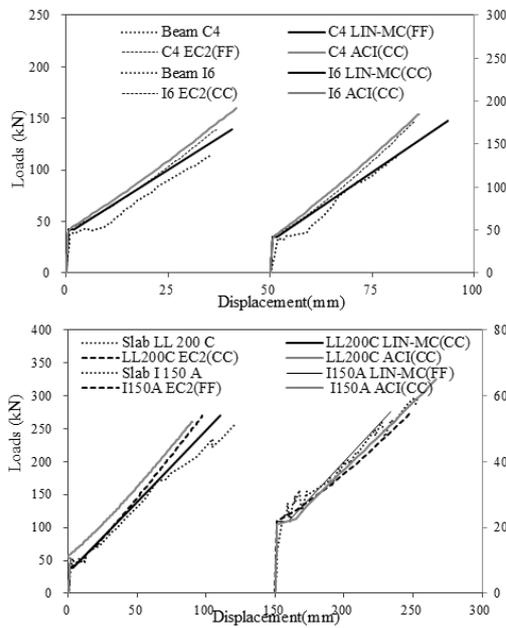


Fig. 9. Comparison of Load-Displacement Relationships on the Test Results of Abdalla(2002)

중은 EC2와 MC2010에 기반한 Eqs. (5) and (8)이 조금 더 적절하게 예측되었다.

해석 방법에 따른 부재변수별 극한강도와 하중-변위 특성을 분석하기 위하여 보와 슬래브에 대한 Abdalla(2002)와 Acciai et al.(2016)의 연구결과를 활용하여 휨거동을 분석하고자 하였다. 대상 실험체의 변수는 Table 3에 정리하였으며, ACI440.1R15의 기준으로 실험변수는 저보강비($0.87\rho_b$), 천이영역($1.03\sim 1.26\rho_b$)과 과보강($1.46\rho_b$)을 모두 포함하고 있다. Figs. 9 and 10에는 실험결과와 이론치를 정리하였으며, 그림에서 CC는 압괴를 FF는 FRP 파단을 의미하고 있다. Abdalla(2002)의 Beam C4와 I150A 실험체에서 환경계수(C_E)를 적용하지 않은 ACI440의 파괴하중은 실제보다 약간 과대평가되었으나, 두 실험체 모두 압괴되는 것으로 예측된 반면, EC2와 Fib Bulletin 40은 FRP 파단으로 평가되었다. 실험결과 C4와 I150A 모두 최종적으로 FRP 파단이 발생하여

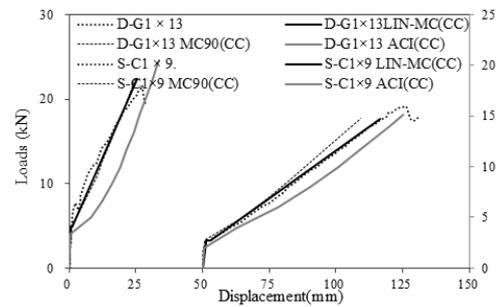


Fig. 10. Comparison of Load-Displacement Relationships on the Test Results of Acciai et al.(2016)

ACI440의 콘크리트 파괴기준이 보수적이기 때문에 실제와 상이한 파괴모드를 예측하고 있는 것으로 판단된다. 저보강단면으로 설계된 LL200c는 모든 기준들에서 압괴가 발생하는 것으로 해석되었으며, 실제 실험시 파괴도 압괴에 의해 파괴되어 단면적합조건에 의한 균형파괴 정의가 FRP 보강부재에서는 다소 부정확하게 예측되었다. 따라서 FRP 부재 설계시 균형보강비를 기준으로 파괴형태를 선택한 후 파괴형태별 파괴강도를 모두 산정하고, 최종적으로 낮은 강도를 적용하는 것이 적절한 것으로 판단된다.

하중-변위관계는 초기균열 발생이후 균열이 안정화되면서 처짐이 뚜렷하게 증가하는 반면, ACI440과 EC2의 방법에서는 이와 같은 현상이 충분히 반영되지 않았으며, 인장경화효과를 반영하는 MC2010방법에서 부분적으로 예측되었다. ACI440에서 제시하고 있는 Eq. (10)과 EC2는 균열하중 이후 사용하중인 $1.5M_{cr}$ 수준까지 강성이 감소한 후 최대하중까지 다시 미소하게 증가하는 형태를 나타내어 파괴시 거동과는 약간의 차이를 나타내었으나, MC2010에 기초한 LIN-MC는 균열하중이후 거의 선형으로 예측하여 FRP 보강부재의 거동에 조금 더 부합하는 것으로 판단된다. CFRP로 보강된 슬래브의 경우, Bischoff and Scanlon(2007)의 ACI440.1R15제 안식이 조금 과대평가되고, 간략식 LIN-MC과 EC2의 예측결과는 $2.5M_{cr}$ 수준까지 실험결과와 거의 유사하게 예측되었다.

균형보강비의 1.4배 이상으로 보강된 Acciai et al.(2016)의 결과에서는 해석방법 모두 동일한 파괴형태가 발생하는 것으로

예측되었다. 그러나 처짐은 ACI440의 Eq. (10)이 강성을 상대적으로 낮게 산정하고 있으며, 이는 환산단면이차모멘트(I_e) 산정시 적용되는 하중조건에 따른 계수 γ 가 하중 조건에 따라 너무 민감하게 반응하기 때문인 것으로 판단된다. 이에 반하여 LIN-MC와 EC2의 예측결과는 하중조건에 관계없이 실험값과 거의 유사하게 예측되었으며, FRP 보강부재의 선형거동을 상대적으로 잘 반영하고 있는 것으로 판단된다.

4. 결론

콘크리트 강도 50 MPa까지는 콘크리트의 한계상태를 정의하는 방법에 따라 균형보강비의 차이가 크게 발생하는 것으로 분석되었으나 환경계수를 적용하지 않는 경우에는 너무 보수적으로 판정되는 것으로 분석되었다.

선형탄성거동을 하는 FRP 보강재의 특성에 따라 설계기준 등에서 과보강상태로 설계하도록 유도하고 있으나, 콘크리트의 압축거동을 정의하는 방법과 FRP 보강근의 불확실성에 기인하여 $0.8 \sim 1.4 \rho_b$ 보강비의 천이구간에서 파괴형태가 상이하게 해석될 수 있는 것으로 분석되었다. 실험결과 등과 비교하면 콘크리트의 비선형 압축거동과 재료에 대한 부분안전계수를 적용하고 있는 EC2와 Model Code에 기반한 해석결과가 상대적으로 실험결과와 잘 일치하는 것으로 분석되었으며, 구조거동에 기반한 ACI440의 설계방법은 균형보강비내외의 거동 예측에서는 신뢰도가 상대적으로 낮아지는 것으로 관찰되었다.

4점재하방식의 휨부재의 처짐은 ACI440, EC2와 선형 모멘트-곡률식(SIM-MC)에 모두 거의 유사한 결과를 나타내었으나, $1.5 M_{cr}$ 이상에서 ACI440 제안식이 강성이 미소하게 증가하여 오차가 증가하는 것으로 분석되었다. 또한 ACI440의 제안식은 하중형태에 따른 계수(γ)가 복잡하고, 3점 재하 등에서는 상대적으로 강성이 낮게 예측되는데 비하여 MC90과 LIN-MC는 FRP의 종류와 하중조건에 대한 영향이 극히 작은 것으로 나타나 범용성이 상대적으로 높은 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국연구재단 개인기초연구(2018R1D1A1B07049278) 지원에 수행되었습니다.

References

Abdalla, H. A. (2002). "Evaluation of deflection in concrete members reinforced with fibre reinforced polymer (FRP) bars." *Composite Structures*, Vol. 56, No. 1, pp. 63-71.

Acciai, A., D'Ambrisi, A., De Stefano, M., Feo, L., Focacci, F. and Nudo, R. (2016). "Experimental response of FRP reinforced members without transverse reinforcement: Failure modes and design issues." *Composites Part B: Engineering*, Vol. 89, pp. 397-407.

ACI-440.1R (2015). *Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars*, Farmington Hills, MI.

Aiello, M. A. and Ombres, L. (2000). "Load-deflection analysis of FRP reinforced concrete flexural members." *Journal of Composites for Construction*, Vol. 4, No. 4, pp. 164-171.

Benmokrane, B., Elgabbas, F., Ahmed, E. A. and Cousin, P. (2015a). "Characterization and comparative durability study of glass/vinylester, basalt/vinylester, and basalt/epoxy FRP bars." *Journal of Composites for Construction*, Vol. 19, No. 6, 04015008.

Benmokrane, B., Ali, A. H., Mohamed, H. M., Robert, M. and ElSafty, A. (2015b). "Durability performance and service life of CFCC tendons exposed to elevated temperature and alkaline environment." *Journal of Composites for Construction*, Vol. 20, No. 1, 04015043.

Bischoff, P. H. (2005). "Reevaluation of deflection prediction for concrete beams reinforced with steel and fiber reinforced polymer bars." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 5, pp. 752-767.

Bischoff, P. H. and Gross, S. P. (2010). "Equivalent moment of inertia based on integration of curvature." *Journal of Composites for Construction*, Vol. 15, No. 3, pp. 263-273.

Bischoff, P. H. and Scanlon, A. (2007). "Effective moment of inertia for calculating deflections of concrete members containing steel reinforcement and fiber-reinforced polymer reinforcement." *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 1, pp. 68-75.

BS EN 1992, Eurocode 2 (2004). *Design of concrete structures*.

Canadian Standards Association (2012). *Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers (No. 2)*. Canadian Standards Association.

CEB-FIB (2010). *CEB-FIB model code 2010-final draft*. Thomas Thelford, Lausanne, Switzerland.

Choi, S. W., Yang, J. H. and Kim, W. (2010). "Influence of tension stiffening effect on deflection and crack width in RC members." *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 22, No. 6, pp. 761-768 (in Korean).

Docevska, M., Arangjelovski, T., Markovski, G. and Nakov, D. (2018). "Numerical and analytical model for serviceability limit states of RC elements." *Gradevinar*, Vol. 70, No. 11, pp. 943-952.

Fib Bulletin 40 (2007). *FRP reinforcement in RC structures, TG9.3*;

Fib Bulletin 50 (2010). *Bulletin: Structural concrete: textbook on behaviour, design and performance; updated knowledge of the CEB/FIB Model Code 1990*.

Fib Bulletin 51 (2010). *Bulletin: Structural concrete: textbook on behaviour, design and performance; updated knowledge of the CEB/FIB Model Code 1990*.

- Gooranorimi, O., Claire, G., Suaris, W. and Nanni, A. (2018). "Bond-slip effect in flexural behavior of GFRP RC slabs." *Composite Structures*, Vol. 193, pp. 80-86.
- Gribniak, V., Cervenka, V. and Kaklauskas, G. (2013). "Deflection prediction of reinforced concrete beams by design codes and computer simulation." *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 2175-2186.
- Kharal, Z. and Sheikh, S. (2017). "Tension stiffening and cracking behavior of glass fiber-reinforced polymer-reinforced concrete." *ACI Structural Journal*, Vol. 114, No. 2, pp. 299-310.
- Ko, S. H. (2014). "Experimental study for GFRP reinforced concrete beams without stirrups." *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, Vol. 18, No. 2, pp. 21-29 (in Korean).
- Pecce, M., Manfredi, G. and Cosenza, E. (2000). "Experimental response and code models of GFRP RC beams in bending." *Journal of Composites for Construction*, Vol. 4, No. 4, pp. 182-190.
- Pilakoutas, K., Neocleous, K. and Guadagnini, M. (2002). "Design philosophy issues of fiber reinforced polymer reinforced concrete structures." *Journal of Composites for Construction*, Vol. 6, No. 3, pp. 154-161.