

## 섬유복합체로 휨보강된 RC보의 박리하중 예측에 관한 연구

홍건호<sup>1)</sup>·신영수<sup>2)\*</sup>

<sup>1)</sup> 호서대학교 건축공학과 <sup>2)</sup> 이화여자대학교 건축학과

(2005년 1월 31일 원고접수, 2005년 9월 20일 심사완료)

### The Prediction of Debonding Strength on the Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber Reinforced Polymer

Geon-Ho Hong<sup>1)</sup> and Yeong-Soo Shin<sup>2)\*</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Architectural Engineering, Hoseo University, Asan, 336-795, Korea

<sup>2)</sup> Dept. of Architecture, Ewha Womans University, Seoul, 120-750, Korea

(Received January 31, 2005, Accepted September 20, 2005)

#### ABSTRACT

In recent years, fiber reinforced polymer(FRP) plates have shown a great promise as an alternative to steel plates for reinforced concrete beam rehabilitation. Reinforced concrete beams strengthened with externally bonded FRP sheets to the tension face can exhibit ultimate flexural strengths several times greater than their original strength if their bond strength is enough. Debonding failure, however, may occur before the strengthened beam can achieve its enhanced flexural strength. The purpose of this paper is to investigate the debonding failure strength of FRP-strengthened reinforced concrete beams. An analytical procedure for calculating debonding load between concrete and strengthening FRP is presented. Based on the local bond stress-slip relationship in the previous studies, uniform bond stress is assumed on the effective bond length. The analytical expressions are developed from linear elastic theory and statistical analyses of experimental results reported in the literature. The proposed method is verified by comparisons with experimental results reported in the previous researches.

**Keywords :** fiber reinforced polymer, flexural strengthening, debonding strength, effective bond length

#### 1. 서 론

최근 국내의 건설시장은 신축보다는 리모델링이나 기존 건축물의 보강 후 재사용의 경향으로 변화되어 가고 있다. 이와 같은 경향은 국내 뿐 아니라 전 세계적으로 유사한 상황으로서, 특히 국내의 경우에는 1970년대 전후의 급격한 경제발전으로 인하여 건설된 구조물에 대한 성능개선 및 구조보강의 필요성이 크게 증가하고 있는 실정이다.

국내의 철근콘크리트 구조물에 대한 보강 방법으로는 고인장강도를 갖는 탄소섬유, 유리섬유 및 아라미드섬유 등의 섬유복합체(FRP)를 부재의 외부에 부착시켜 내력을 증진시키는 부착식 보강공법이 널리 사용되고 있으나, 기존의 연구 결과를 살펴볼 때 이와 같은 보강 공법은 부재의 최대 내력 이전에 보강재가 탈락되는 취성적인 파괴 양상을 나타내게 된다. 즉, 부착되는 섬유복합체가 적절한

방법으로 완전한 정착을 이루었을 경우에는 보강 부재의 거동이 섬유복합체의 인장파괴를 동반하는 고전적인 휨 파괴 양상을 나타내게 되나, 대부분의 기존 연구 결과를 살펴보면 섬유복합체의 파단 이전에 보강재가 모재로부터 박리되는 박리파괴(debonding failure)를 일으키게 된다. 이러한 박리파괴는 Fig. 1에 나타나듯이 일반적으로 보강재의 단부로부터 콘크리트의 피복을 물고 떨어지거나(concrete cover separation), 계면에서 발생하는 균열의 진전으로 인하여 보강재가 모재로부터 분리되는 파괴(crack-induced interfacial debonding)를 의미하게 된다. Fig. 1의 어느 경우이든 보강재의 박리는 보강부재의 내력감소, 취성적인 파괴양상 및 연성도의 감소를 야기하게 되며, 따라서 부재의 보강설계를 위해서는 이와 같은 보강재의 박리하중에 대한 고려가 필수적이다.

ACI의 440 위원회에서는 다음의 식 (1), (2), (3)에서 나타나듯이, 보강재의 박리를 설계에 반영하기 위하여 설계식에서 사용되는 FRP의 휨유효응력을 규정하고 있으며, 이때 휨유효응력의 최대값으로 휨박리계수라는 개념을 도

\* Corresponding author

E-mail : shinys@ewha.ac.kr

©2005 by Korea Concrete Institute

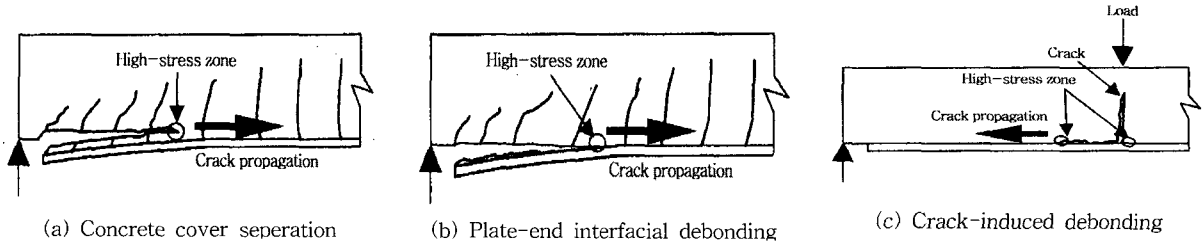


Fig. 1 Failure modes

입함으로써 보강재의 박리에 의한 내력 저하를 설계에 반영할 수 있도록 제안하고 있다.

즉, ACI 440 위원회에서는 보강부재의 공칭 휨강도를

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi A_f f_{fe} \left( h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (1)$$

으로 제안하고 있으며, 이때 FRP의 휨유�효응력  $f_{fe}$  는

$$f_{fe} = E_f \times \epsilon_{fe} \leq E_f k_m \epsilon_{fe} \quad (2)$$

FRP의 휨박리계수  $k_m$ 은 다음과 같이 규정한다.

$$k_m = \frac{1}{60 \epsilon_{fu}} \left( 1 - \frac{n E_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.9 \quad (3)$$

그러나, ACI의 휨박리계수는 보강재의 강성과 변형률에 의해서만 계산하도록 제안되어, 실제 다양한 변수의 영향을 받는 박리하중을 산정하는 데에는 문제가 있는 것으로 판단된다. 따라서, 본 연구에서는 이와 같은 보강재의 박리하중에 대한 기존의 실험적, 이론적 연구를 종합·분석하고, 이를 바탕으로 실질적이며 실무에서 활용이 가능한 보강재의 박리하중을 예측할 수 있는 설계식을 제안하고자 한다.

## 2. 유효부착길이

기존의 연구 결과를 살펴볼 때, FRP로 보강된 철근콘크리트 보의 접합면에 발생하는 전단 및 수직응력은 Fig. 2와 같이 보강재 단부에서 최대값을 가지게 되며, 보 중앙부 쪽으로 이동할수록 감소하게 된다. 이때, 보강재에 발생하게 되는 수직응력은 부재의 곡률을 고려할 때 극히 적은 값을 갖게 되어, 보강재의 부착파괴는 주로 전단응력에 의하여 발생하게 됨을 알 수 있다. 따라서, 보강재의 부착강도  $P_u$ 는 다음의 식 (4)와 같이 부착응력( $\tau_u$ )과 부착면적의 곱으로 표시될 수 있다.

$$P_u = \tau_u \times (b_p \times l_p) \quad (4)$$

단,  $b_p$ ,  $l_p$  : 보강재의 폭, 부착길이

식 (4)는 부착면적 전체에 걸쳐 부착응력이 균등하게 분포한다는 가정 하에서만 성립하게 되나, 실제의 응력분포

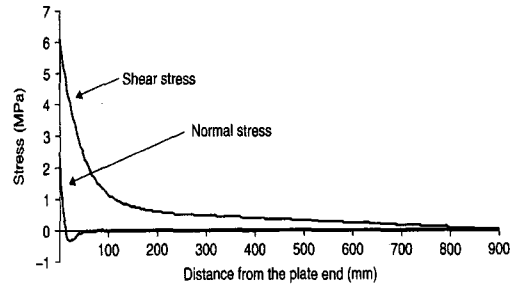


Fig. 2 Interfacial shear and normal stress distributions<sup>6)</sup>

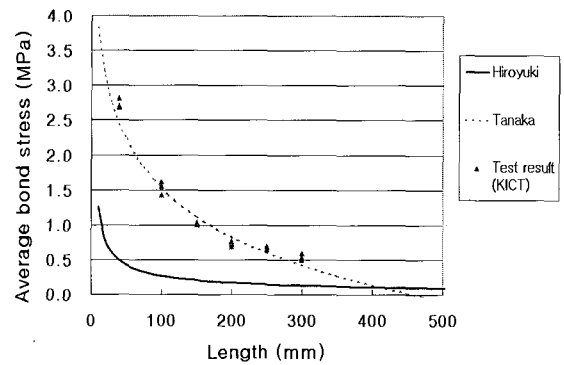


Fig. 3 Average bond stress

는 Fig. 2에서 나타나듯이 보강재의 단부에 집중되는 현상을 나타내며 균등한 응력의 분포를 보이지 않는다. 따라서, 보강재의 부착길이에 따른 평균부착응력은 부착길이에 반비례하게 되며, 이에 따라 1996년 Tanaka는 실험적인 연구를 통하여 평균부착응력과 부착길이와의 상관관계를 다음 식 (5)와 같이 제안하였다<sup>1)</sup>.

$$\tau_u = 5.88 \times L^{-0.669} \text{ (MPa)} \quad (5)$$

1997년 Hiroiyuki 등은 평균부착응력과 부착길이의 상관관계를 식 (6)과 같이 제안하였으며<sup>1)</sup>, 이들의 제안식과 2001년 건설기술연구원의 실험 결과<sup>2)</sup>를 비교하여 보면 Fig. 3과 같다.

$$\tau_u = 6.13 - \ln L \text{ (MPa)} \quad (6)$$

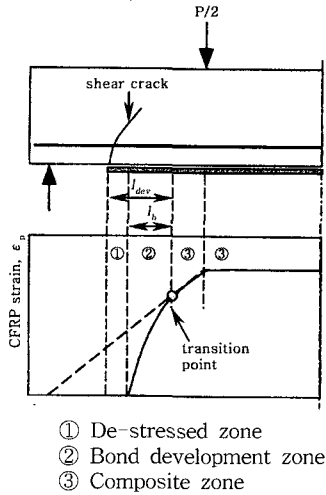


Fig. 4 Composite model<sup>4)</sup>

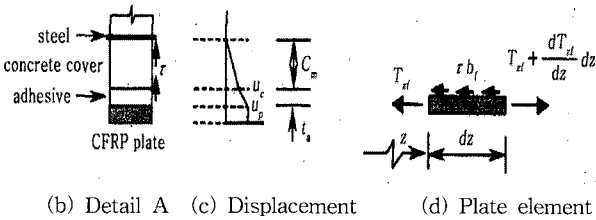
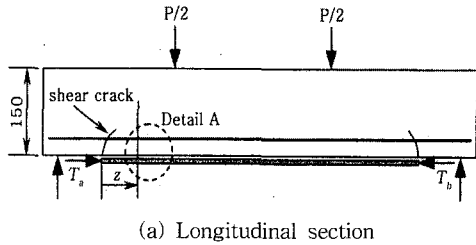


Fig. 5 Beams strengthened with FRP<sup>4)</sup>

그림에서 나타나듯이 부착길이를 통한 평균부착응력은 초기에는 큰 값을 나타내나 길이가 증가함에 따라 급속히 감소하는 경향을 나타내며, 실험 결과에서 나타나듯이 일정한 길이 이후에는 부착길이의 증가에 관계없이 비교적 안정된 경향을 가지게 됨을 알 수 있다.

한편, 1997년 Maeda 등<sup>3)</sup>은 평균부착응력을 부착길이에 따라 수정하는 대신 유효부착길이의 개념을 도입하여 부착강도를 산정하도록 제안하였다. 즉, 부착강도는 보강재 단부에서 응력이 집중되는 유효정착길이 부분에서만 균등하게 분포되며, 유효정착길이를 넘어선 부분은 보강재 전체의 부착강도에 영향을 미치지 않는 것으로 제시하고 있다. 이에 따라 Maeda 등이 제안한 부착강도는 다음의 식 (7)과 같다.

$$P_u = \tau_u \times (b_p \times l_e) \quad (7)$$

단,  $\tau_u = 110.2 \times 10^{-6} E_p t_p$  (MPa)

$$l_e = e^{6.13 - 0.58 \ln E_p t_p} \text{ (mm)}$$

유효부착길이의 개념은 2001년 Chen 등에 의해서도 제안되었으며<sup>1)</sup>, Chen 등이 제안한 유효부착길이  $l_e$ 는 다음의 식 (8)과 같다.

$$l_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{J_{ck}}}} \text{ (mm)} \quad (8)$$

유효부착길이와 유사한 개념으로서, Nguyen 등<sup>4)</sup>은 보강재 단부에서의 합성거동모델을 Fig. 4와 같이 나타내었으며, 이때 접합계면에서의 전단응력은 Fig. 5로부터 유도할 수 있다. 보 밑면의 변위를  $u_c$ , 보강재에서의 변위를  $u_p$ 라 하면, 접착층에서의 전단변형률  $\gamma_a$ 는 다음과 같다.

$$\gamma_a = \frac{u_p - u_c}{t_a} = \frac{\tau}{G_a} \quad (9)$$

단,  $G_a, t_a$ : 접착층의 전단탄성계수 및 두께

이때, 콘크리트 피복에서의 전단변형률  $\gamma_c$ 는

$$\gamma_c = \frac{u_c}{C_c} = \frac{\tau}{G_c} \quad (10)$$

단,  $C_c$ : 콘크리트의 피복두께

$G_c$ : 콘크리트의 전단탄성계수

식 (10)을 정리하여 식 (9)에 대입하면 전단응력  $\tau$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau = \frac{G_a G_c}{G_c t_a + G_a C_c} u_p \quad (11)$$

이때, 보강재의 단부에서 거리  $z$ 위치의 보강재에 전달되는 힘  $T_{zf}$ 는 다음과 같다.

$$T_{zf} = E_f b_f t_f \frac{du_p}{dz} \quad (12)$$

보강재의 미소요소 길이  $dz$ 에서의 평형을 고려하면,

$$\frac{dT_{zf}}{dz} = r b_f \quad (13)$$

식 (11)과 (12)를 식 (13)에 대입하면 다음의 식을 얻을 수 있다.

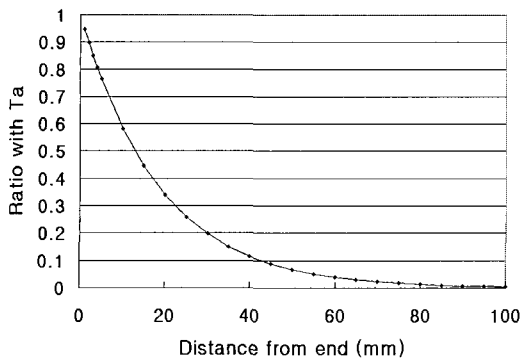


Fig. 6 Force ratio at a distance z

$$\frac{d^2 u_p}{dz^2} - \lambda^2 u_p = 0 \quad (14)$$

$$\text{단, } \lambda^2 = \frac{1}{E_f t_f} \cdot \frac{G_a G_c}{G_a t_a + G_a C_c}$$

식 (14)의 해는 경계조건을 적용하여 계산할 수 있으며, 계산된  $u_p$ 를 식 (12)에 대입하면 보강재의 단부로부터 거리  $z$ 에 전달되는 힘  $T_{zf}$ 를 구할 수 있다.

$$T_{zf} = -T_a \cdot e^{-\lambda z} \quad (15)$$

식 (15)에 의하여 단부로부터 거리에 따른 보강재의 응력비를 도식하면 Fig. 6과 같다. 그림에서 나타나듯이 보강재가 완전합성 거동을 하기 위해서는 단부로부터 약 100mm의 정착발현 구간이 필요하게 되며, 이와 같은 결과는 식 (7) 및 (8)의 결과에서도 유사한 값의 유효부착길이를 얻을 수 있다. 따라서, 외부 휨보강 부재의 단부 박리파괴는 주로 응력이 집중되는 보강재 단부 100mm 구간이 가장 중요한 역할을 하게 되며, 이 부분의 부착강도가 전체 보강재의 부착강도를 좌우하게 되는 것으로 볼 수 있다.

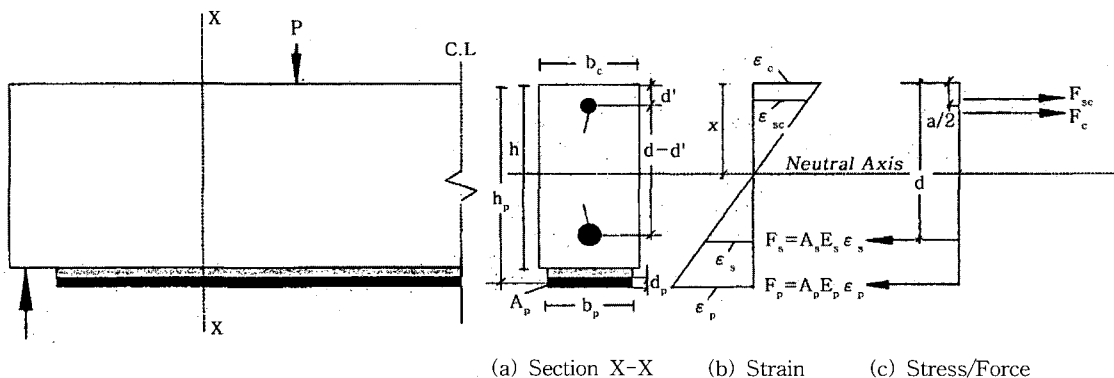


Fig. 7 Stresses and strains in RC Beams strengthened with FRP

### 3. 박리하중 산정

#### 3.1 보강재의 인장강도

FRP로 보강된 보에서 보강재의 인장강도를 산정하기 위하여 임의 지점  $z$ 에서의 모멘트를 계산하면 다음의 식으로 표현될 수 있다.

$$M = A_s E_s \epsilon_s \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_p E_p \epsilon_p \left(h_p - \frac{a}{2}\right) \quad (16)$$

$$= A_s E_s \epsilon_s \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_p E_p \epsilon_s \frac{h_p - x}{d - x} \left(h_p - \frac{a}{2}\right)$$

위의 식에서 응력 중심간 거리  $a = \beta_1 x$ 로부터 구할 수 있으며, 중립축 거리  $x$ 는 Fig. 7로부터 힘의 평형조건을 이용하여 계산할 수 있다.

식 (16)에 의하여 표현된 내력의 모멘트는 임의 지점에서 외력에 의한 모멘트와 평형을 이루어야 하므로, 철근 및 보강재의 변형률  $\epsilon_s$ 를 구할 수 있다. 따라서, 단부로부터  $z$  거리에 위치한 임의 지점에서의 보강재의 인장강도는 다음 식 (17)로 표현될 수 있다.

$$T_p = A_p E_p \epsilon_s \frac{h_p - x}{d - x} \quad (17)$$

#### 3.2 보강재의 박리하중

2001년 El-Mihilmy 등<sup>5)</sup>은 보강재 단부에서의 전단 및 수직응력을 계산하여 주응력을 산정하도록 하였으며, 계산된 주응력의 값을 2축 상태의 콘크리트 인장강도와 비교함으로써 보강재의 단부 박리하중 값을 산정하는 설계식을 제안하였다. El-Mihilmy 등은 또한  $\sigma_2/f_{ck}$ 의 값이 매우 적을 경우에는  $\sigma_1$ 을  $0.95 f_t$ 로 가정함으로써 보강부

재의 박리하중을 산정할 수 있다고 제안하였으며, 이와 같은 방법으로 집중하중이 작용하는 보강부재의 박리하중을 약산하는 식을 다음과 같이 제시하였다.

$$P_u = \frac{3.8 f_t I}{(\zeta_f + 2)(d_f - c)(t_f + \Psi_f \alpha_f L_f)} \quad (18)$$

단,  $P_u$  : 전체 집중하중의 합 (kN)

$$\zeta_f = 1.3 \sqrt{\alpha_f}, \quad \alpha_f = 0.28 \sqrt{\frac{E_a t_f}{E_f}}$$

$$\Psi_f = 1.35 - 12.5 \frac{L_f}{L}$$

그러나, 식 (18)에서는 2장에서 언급한 바와 같은 유효 부착길이의 개념에 의한 부착강도를 산정하지 못하고, 단순히 단부의 응력상태에 의한 박리하중을 산정함으로써, 실제의 실험 결과와는 상당한 오차를 나타내고 있다.

이에 따라 본 연구에서는 보강재의 박리하중을 산정하기 위하여 보강재 단부의 인장강도를 0으로 가정하고, 임의 지점에서의 인장강도를 식 (17)로 계산한 뒤, 단부로부터 임의 지점  $z$ 까지의 부착강도의 합이 식 (17)을 만족할 수 있도록 설계식을 구성하였다. 따라서, 2장에서 언급한 바와 같이 보강재 단부에서 100mm지점까지를 유효부착길이라고 가정한다면, 이 지점에서의 외부 모멘트로부터 보강재의 인장강도를 산정할 수 있으며, 보강재의 인장강도를 부착강도로 대치한다면, 궁극적인 보강재의 박리하중

값을 산정할 수 있게 된다.

즉, Fig. 8과 같이 두 점에서 집중하중을 받고 있는 단순보의 경우를 고려하여 보면, 보강재 단부로부터 100mm 지점까지의 거리는 지점으로부터  $L_1 + 100$  mm이며, 따라서 이 지점의 모멘트는 식 (19)와 같다.

$$M_{ext} = \frac{P}{2} (L_1 + 100) \quad (19)$$

따라서, 식 (19)를 식 (16)과 평형을 이루도록 정리하면 식 (20)과 같이 변형률  $\epsilon_s$ 를 얻을 수 있다.

$$\epsilon_s = \frac{\frac{P}{2} (L_1 + 100)}{A_s E_s (d - \frac{a}{2}) + A_p E_p \frac{h_p - x}{d - x} (h_p - \frac{a}{2})} \quad (20)$$

이때, 보강재의 인장강도  $T_p \leq P_u$  이고, 부착강도  $P_u$  는 식 (7)과 같이 정리할 수 있으므로, 보강재의 단부가 박리파괴되는 하중  $P$ 의 값은 다음의 식 (21)과 같이 정리할 수 있다.

$$P \leq \frac{200 \tau_u b_p}{L_1 + 100} \cdot \frac{\psi_s + \psi_p (h_p - \frac{a}{2})}{\psi_p} \quad (21)$$

$$\text{단, } \psi_s = A_s E_s (d - \frac{a}{2}), \quad \psi_p = A_p E_p \frac{h_p - x}{d - x}$$

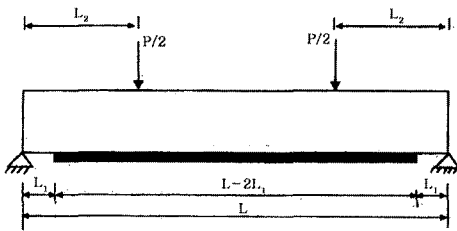


Fig. 8 RC beams strengthened with FRP

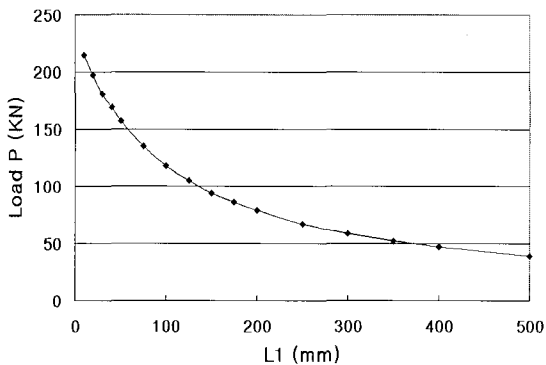


Fig. 9 Debonding failure load

식 (21)로부터 보강재의 박리하중은 평균부착응력  $\tau_u$ 와 보강재의 폭  $b_p$ 에 비례하고, 부재의 단부로부터 보강재 부착지점까지의 거리  $L_1$ 에 반비례함을 알 수 있다. 식 (21)을 이용하여 거리  $L_1$ 과 보강 부재의 박리하중  $P$ 와의 상관관계를 도식화하여보면 다음의 Fig. 9와 같다. 그림에서 나타났듯이 보강재의 박리에 대하여 발현되는 보강부재의 휨내력은 섬유복합체의 단부까지의 연장길이에 큰 영향을 받고 있음을 알 수 있으며, 이로부터 섬유복합체를 단부까지 연장한 경우와 섬유복합체를 단부로부터 400mm까지만 연장한 시험체는 최대 45배의 내력차이가 발생할 수 있음을 알 수 있다.

또한, 식 (21)에서 사용되는 보강재의 평균부착응력은 기존의 연구 결과를 살펴볼 때 3~5MPa 범위로 나타나는 것으로 제안<sup>5,6)</sup>하고 있으며, Sharif 등<sup>7)</sup>과 Ziraba 등<sup>10)</sup>은 자신들의 논문에서 전단부착응력을 4MPa로 제안하였다.

본 논문에서는 기존 실험 연구 결과와 비교할 때 가장 타당한 평균부착응력을 산정하기 위하여 수차례의 반복계산을 수행한 결과, 평균부착응력  $\tau_u$ 를 3MPa로 사용하는

**Table 1** Properties of surveyed beams

Ref.	b (mm)	h (mm)	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	d (mm)	A <sub>s</sub> ' (mm <sup>2</sup> )	d' (mm)	b <sub>f</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	E <sub>f</sub> (MPa)	f <sub>ck</sub> (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	L (mm)	L <sub>2</sub> (mm)	L <sub>f</sub> (mm)	t <sub>a</sub> (mm)	E <sub>a</sub> (MPa)	P <sub>test</sub> (kN)	P <sub>cal.</sub> (kN)
4	120	150	235	120	57	25	80	1.2	181000	32	400	1330	440	190	1.5	12800	56	51
	120	150	235	125	57	20	80	1.2	181000	25	400	1330	440	115	1.5	12800	63	72
5	120	150	235	140	57	5	80	1.2	181000	25	400	1330	440	115	1.5	12800	71	83
	200	200	308	163	308	37	150	2.6	167000	33	400	2000	-	150	1.0	11000	90	94
8	200	350	283	320	132	30	180	0.6	235000	27	400	3200	-	200	1.0	2800	334	314
	320	160	226	110	226	50	140	1.0	235000	36.0	550	1100	420	50	1.5	2000	145	122
9	320	160	226	110	226	50	300	1.0	380000	36.0	550	1100	420	50	1.5	2000	154	180
	150	250	254	220	143	30	100	2.1	227000	34.6	400	2000	-	200	-	-	94	75
12	150	250	254	220	143	30	150	1.4	227000	34.6	400	2000	-	400	-	-	85	68
	150	250	398	200	143	50	100	1.29	182400	23.3	400	2400	-	175	-	-	116	130
13	150	250	398	200	143	50	100	1.29	182400	23.3	400	2400	-	450	-	-	88	65
	150	250	254	200	143	50	150	1.4	450000	27.0	400	1800	-	150	-	-	102	96
14	150	250	254	200	143	50	150	1.4	450000	27.0	400	1800	-	300	-	-	98	60
	150	250	254	200	143	50	150	1.4	450000	27.0	400	1800	-	450	-	-	90	43

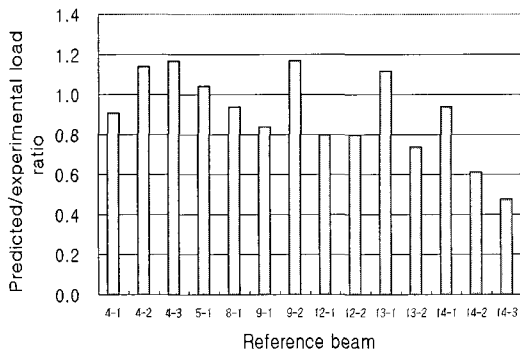
것이 실제 실험 결과를 가장 잘 예측할 수 있는 것으로 분석되었다. 이에 따라 본 연구에서 사용된 보강재의 평균부착응력  $\tau_u$ 는 3MPa로 가정하였다.

또한, 위의 제안식을 등분포하중을 받는 단순보로 확장하면, 유효부착길이 단부에서의 외력모멘트는 식 (22)와 같이 표현할 수 있다.

$$M_{ext} = \frac{\omega L}{2} (L_1 + 100) - \frac{\omega}{2} (L_1 + 100)^2 \quad (22)$$

식 (22)를 식 (16)과 평형을 이루도록 정리하여 변형률  $\epsilon_s$ 를 계산하면 다음과 같다.

$$\epsilon_s = \frac{\frac{\omega}{2} (L_1 + 100)(L - L_1 - 100)}{A_s E_s (d - \frac{a}{2}) + A_p E_p \frac{h_p - x}{d - x} (h_p - \frac{a}{2})} \quad (23)$$



**Fig. 10** Comparison between previous test results and proposed formula

식 (21)과 마찬가지로, 식 (23)으로부터 보강재의 단부가 박리되는 등분포하중  $\omega$ 를 산정하면 다음과 같다.

$$\omega \leq \frac{200\tau_u b_p}{(L_1 + 100)(L - L_1 - 100)} \cdot \frac{\psi_s + \psi_p (h_p - \frac{a}{2})}{\psi_p} \quad (24)$$

식 (21)과 (24)는 철근콘크리트 단순보의 인장측에 섬유 복합체를 보강하였을 경우에 보강재의 박리에 의한 파괴하중을 예측할 수 있는 제안식이며, 실제 부재의 보강설계 시에는 이와 같은 박리하중과 휨내력 설계식을 조합하여 사용하여야 한다.

#### 4. 기존 연구 결과와의 비교 및 분석

본 연구에서 제안된 박리하중의 산정식에 대한 검증을 위하여, 기존 연구자들에 의한 실험 결과 중 4점재하 방식에 의하여 실험을 수행하고 보강재의 박리에 의한 파괴가 발생한 시험체만을 대상으로 실험 결과와 식 (21)에 의한 박리하중의 값을 비교·분석하였다. 비교에 사용된 시험체의 특성은 Table 1과 같으며, 결과값을 비교한 그림은 Fig. 10과 같다. 표 및 그림에서 사용된 박리파괴하중 P는 모두 Fig. 8과 같은 4점재하에 의한 총 하중값을 의미한다.

그림에서 나타나듯이 본 연구에서 제안한 파괴하중은 대부분의 경우에서 실제 실험값의 20% 이내로 나타남으로써, 본 연구의 제안식은 보강재의 박리하중을 예측하는데 매우 효과적으로 사용될 수 있을 것으로 판단된다. 다만, 보강재의 부착길이 짧은 13-2(0.63 L), 14-2(0.67 L) 및 14-3(0.5 L) 시험체의 경우에는 제안식에 의한 박리하중이 실험치보다 과도하게 안전측으로 계산되는 문제가 있는데, 이에 대한 보완이 필요할 것으로 판단된다.

## 5. 결 론

고인장강도의 섬유복합체를 RC부재 외부에 부착시켜 휨보강을 하는 경우, 보강재의 박리파괴를 예측할 수 있는 하중의 산정에 관한 연구결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 1) 섬유복합체의 부착강도를 좌우하는 부착응력은 계면 전단응력이 좌우하게 되며, 이는 보강재의 단부에 집중되는 현상을 나타내어 유효부착길이의 개념을 도입하는 것이 타당하다.
- 2) 보강재의 단부 박리파괴를 지배하는 유효부착길이는 보강재 단부 100 mm로 가정할 수 있다.
- 3) 보강재의 박리하중은 보강재에 발생하는 인장응력의 값과 보강재의 부착강도로부터 계산할 수 있으며, 이에 따라 섬유복합체의 박리하중을 예측할 수 있는 설계식을 제안하였다.
- 4) 기존의 연구 결과를 종합·분석한 결과로부터 보강재의 평균부착응력은 3MPa로 가정할 수 있으며, 이에 근거하여 기존의 실험 연구 결과와 비교할 때 비교적 타당한 보강재의 박리하중을 예측할 수 있었다.
- 5) 보강재의 부착길이가 짧은 경우에는 본 연구의 제안식이 실험치보다 과도하게 안전측으로 계산되는 문제가 있는데, 향후 이에 대한 보완연구가 필요할 것으로 판단된다.

## 감사의 글

이 논문은 2004년도 호서대학교 학술연구조성비에 의하여 연구되었음.

## 참고문헌

1. J.G.Teng et al., *FRP Strengthened RC Structures*, John Wiley and Sons, 2002, pp.14~26.
2. 한국건설기술연구원, “건축구조물 보수·보강공법의 성능평가에 관한 연구”, ‘99 산학연 공동연구개발사업 최종보고서, 한국건설기술연구원, 2001. 11, pp.142~154.
3. T. Maeda et al., “A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet”, *Proc., 3rd Int. Symp., Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structure*, Vol.1, 1997, pp.279~286.
4. D. M. Nguyen et al., “Brittle Failure and Bond Development Length of CFRP-Concrete Beams”, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Feb. 2001, pp.12~17.
5. Mahmoud T.El-Mihilmy et al., “Prediction of Anchorage Failure for Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber-Reinforced Polymer Plates”, *ACI Structural Journal*, June 2001, pp.301~314.
6. P. Mukhopadhyaya et al., “Interface Shear Stress : A New Design Criterion for Plate Debonding”, *Journal of Composites for construction*, ASCE, Feb. 2001, pp.35~43.
7. A. Sharif et. al., “Strengthening of Initially Loaded Reinforced Concrete Beams Using FRP Plates”, *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.2, Mar.-Apr. 1994, pp.160~168.
8. R. J. Quantrill et al., “Experimental and Analytical Investigation of FRP Strengthened Beam Response: Part I”, *Magazine of Concrete Research*, 1996, pp. 331~342.
9. Arduini, M. and Nanni, A., “Behavior of Precracked RC Beams Strengthened with Carbon FRP Sheets”, *Journal of Composites for Construction*, Vol.1, No.2, May 1997, pp.63~70.
10. Y. N. Ziraba et al., “Guidelines towards the design of reinforced concrete beams with external plates”, *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.6, 1994, pp.639~646.
11. ASCE, *Repair and Rehabilitation of Reinforced Concrete Structure : The State of the Art*, ASCE, May 1997, pp.144~167.
12. 김규선, 심종성, “GFRP로 보강된 RC보의 계면박리파괴 해석모델”, 콘크리트학회 논문집, 11권 3호, 1999. 6, pp.69~80.
13. 박상렬, “부착길이의 복부정착이 CFRP판으로 보강된 RC보의 휨 보강효과에 미치는 영향”, 콘크리트학회 논문집, 14권 5호, 2002. 10, pp.645~652.
14. 강성후 등, “RC 구조물의 FREP 휨 보강을 위한 해석적 연구”, 콘크리트학회 논문집, 16권 4호, 2004. 8, pp.493~500.

---

## 요 약

최근 철근콘크리트 구조물의 보강 방법으로 고인장강도를 갖는 섬유복합체를 부재의 외부에 부착시켜 휨 내력을 증진시키는 부착식 보강공법이 널리 사용되고 있으나, 부착되는 섬유복합체의 박리에 의한 파괴강도를 예측하여 설계식에 반영하기 위한 연구는 미흡한 것이 사실이다. 보강재의 박리에 의한 파괴는 부재 전체의 취성적인 파괴를 유도하게 되므로, 부재의 보강 설계를 위해서는 이에 대한 검토가 필수적으로 요구되어 진다. 본 연구에서는 보강재의 부착강도에 큰 영향을 미치는 유효부착길이의 개념을 도입하여, 기존 연구 결과로부터 부재의 부착강도를 좌우하게 되는 유효부착길이를 산정하였으며, 이와 같은 유효부착길이에 의한 보강재의 박리하중을 산정할 수 있는 설계식을 제안하였다. 제안된 설계식은 기존 연구자들의 실험 연구 결과와 비교하여 그 신뢰성을 검증하도록 하였으며, 기존 연구자들의 제안식과의 비교를 통하여 본 제안식의 타당성을 증명하였다.

**핵심용어** : 섬유복합체, 휨보강, 박리하중, 유효부착길이

---