



RC 구조물의 FREP 휨 보강을 위한 해석적 연구

강성후¹⁾ · 박선준^{1)*} · 김민성¹⁾

¹⁾ 동신대학교 토목공학과

(2004년 1월 13일 원고접수, 2004년 6월 28일 심사완료)

Analytical Research on Flexural Strengthened by FREP of RC Structure

Sung-Hoo Kang¹⁾, Sun-Joon Park^{1)*}, and Min-Sung Kim¹⁾

¹⁾ Dept. of Civil Engineering, Dongshin University, Naju, 520-714, Korea

(Received January 13, 2004, Accepted June 28, 2004)

ABSTRACT

FREP(Fiber Reinforced Epoxy Panel) are used for strengthening the damaged RC beams due to its good tensile strength, low weight, resistance to corrosion, and easy applicability. This study sets up structure equation for FREP bending reinforcement before and during the usage of RC beam. It finds the difference and finds the mechanical characteristics of rip-off failure that is caused by stress concentration in reinforcement material cutting part to estimate the performance of bending reinforcement. The result of this research can be summarized as two main consequences. The main failure of FREP reinforced concrete beam is rip-off failure and it evaluated rip-off failure of RC reinforcing beam based on the test and analytical conditions of this study. It found that stress was concentrated due to rapid change of bending rigidity in reinforced cutting part as a result of excessive reinforcement thickness of FREP. It resulted in rip-off failure. It means that it should evaluate the rip-off failure when designing reinforcement. It analyzed the reinforcement effect according to reinforced period for FREP. It found that reinforcement effect of P-Type that was reinforced during the usage decreased compared to I-Type that was reinforced before the usage. So when reinforcing a existing structure that is being used, it should consider the stress that is produced due to the fixed load.

Keywords : FREP, flexural reinforcement, rip-off failure, reinforcement design algorithm

1. 서 론

FREP(Fiber Reinforced Epoxy Panel) 접착공법은 내력 손실과 사용하중의 증가로 인한 구조적 또는 기능적인 문제점을 내재하고 있는 철근콘크리트 구조물의 보수·보강 공법으로 최근 많은 관심을 끌고 있다. FREP는 고강도, 경량성, 내부식성, 제작의 편리성 등의 우수한 재료적 특성과 우수한 시공성을 가지고 있으며, 자중을 크게 증가시키지 않으면서 구조물의 내력을 향상시킬 수 있는 장점을 가지고 있다. 또한 균열제어에 의한 사용성을 향상시킬 수 있는 장점이 있어 적용이 증가하는 추세이다. 그러나 보강 후 구조물의 역학적 특성이나, 단면해석기법 등은 아직 체계적으로 정립되지 않았다. 특히 기존의 단면해석기법을 이용한 보강설계방법은 보강재의 과도한 사용과 단

부박리파괴(rip-off failure), 계면박리파괴(interface debonding failure) 등의 구조물 조기파괴를 유발시키는 문제점을 가지고 있다¹⁻⁵⁾.

본 연구에서는 이러한 문제점들을 해결하기 위하여 보강두께, 보강길이, 보강전하중(응력), 단부박리파괴거동 등의 변수가 고려된 비선형 해석모델을 정립하고, RC보의 FREP보강을 위한 구조해석과 보강설계의 기초자료를 제시하고자 한다.

2. 재료의 비선형 모델

2.1 기본가정

휨부재에 대한 철근콘크리트 보의 FREP보강 설계는 강도설계법을 근거로 하고 일반적인 Bernoulli-Navier의 가정이 사용된다. 따라서 본 연구에서 제안된 모델은 다음과 같은 기본 가정을 토대로 하였다.

* Corresponding author

Tel : 061-330-3136 Fax : 061-330-2830
E-mail : parksj@dsu.ac.kr

- (1) 변형 전 평면인 보의 단면은 변형 후에도 평면을 유지한다(Bernoulli의 법칙).
- (2) 콘크리트의 응력분포는 등가응력 직사각형 블록이다.
- (3) 철근, 콘크리트, FREP에서 각각의 응력은 이들 재료의 이론적인 응력-변형률 관계를 이용하여 직접 계산할 수 있다.
- (4) 보강 시 작용하중은 구조물의 탄성범위 내에 있다.
- (5) 콘크리트와 철근 사이의 부착은 완벽하다.
- (6) 콘크리트와 보강재 사이의 부착은 완벽하다.

2.2 재료의 구성모델

콘크리트의 구성방정식은 Fig. 1의 응력-변형률 선도에 보는 바와 같이 콘크리트의 비선형거동을 잘 묘사하고 있고, 현재 가장 널리 사용되고 있는 Hognestad에 의해 제시된 모델식을 사용하였다. 최대응력에 도달 때까지는 식 (1)과 같은 포물선 형태로 응력이 증가하고, 최대응력 f_{ck} 에 도달한 후에는 식 (2)와 같은 직선식으로 단순화하였다. 파괴시의 응력은 최대응력으로부터 $0.15 f_{ck}$ 가 감소되었을 때 파괴되는 것으로 가정하였으며, 파괴시 변형률 ϵ_{cu} 는 0.003으로 가정하였다.

$$f_c = f_{ck} \left\{ 2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right\} \quad (\epsilon_c < \epsilon_0) \quad (1)$$

$$f_c = f_{ck} \left\{ 1 - \frac{0.15}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} (\epsilon_c - \epsilon_0) \right\} \quad (\epsilon_c \geq \epsilon_0) \quad (2)$$

철근의 구성 모델은 Fig. 2에 제시되어 있다. 철근은 완전 탄소성 재료로 가정하였으며, 항복변형률에 도달하기 전까지는 응력과 변형률이 Fig. 2의 AB구간과 같은 선형 탄성적인 관계를 갖으며, ϵ_y 에 도달한 뒤에는 BE구간과 같이 응력의 증가 없이 변형률만 증가하는 것으로 가정하였다. 따라서 철근의 구성모델은 철근이 항복상태에 이르기 전까지는 변형률이 증가함에 따라 식 (3)과 같이 선형으로 응력이 증가하고 항복상태 이후에는 식 (4)와 같이 항복응력을 유지하는 완전 탄·소성 상태로 가정하였다.

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad (\epsilon_s < \epsilon_y) \quad (3), \quad f_s = f_y \quad (\epsilon_s \geq \epsilon_y) \quad (4)$$

EREP의 구성방정식은 Fig. 3에서처럼 파단시까지 비선형 거동을 하며, 재료의 인장물성시험 데이터에 의해 얻어졌다. 여기서 f_{fu} 는 FREP의 파괴강도, ϵ_{fu} 는 FREP의 파괴 시 변형률이다. FREP의 재료는 철근과는 달리 항복 이후의 거동이 없이 변형률이 증가함에 따라 응력이 증가하고 파괴변형률 ϵ_{fu} 에서 파괴응력 f_{fu} 에 도달한다. FREP의 응력 f_f 는 식 (5)와 같다. FREP의 역학적 성질은 Table 1과 같다.

$$f_f = f_{fu} \left\{ 2 \frac{\epsilon_f}{\epsilon_{fu}} - \left(\frac{\epsilon_f}{\epsilon_{fu}} \right)^2 \right\} \quad (5)$$

3. 비선형 해석모델

3.1 단면해석 모델

철근콘크리트 보의 단면거동을 해석하기 위하여 Bernoulli-Navier의 가정을 사용하였다. 단면해석모델은 FREP를 보강하지 않은 무보강(N-Type)의 경우와 보강전하중(응력)의 고려 유·무에 따라 사용전 보강(I-Type)과 사용중 보강(P-Type)으로 나누어 해석모델을 정립하였다. Fig. 4와 같은 직사각형단면에 대한 해석절차를 요약하면 다음과 같다.

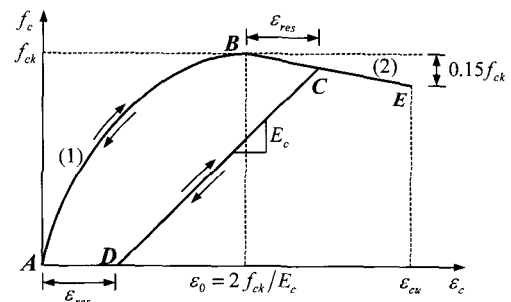


Fig. 1 Relation of compressive stress and strain for concrete

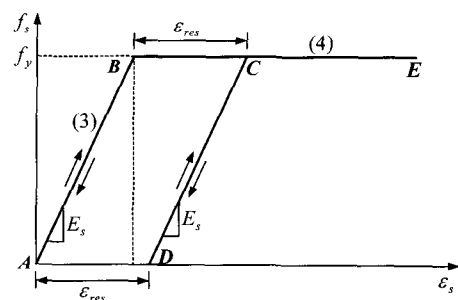


Fig. 2 Relation of tensile stress and strain for steel

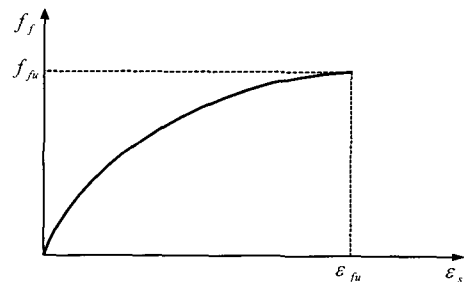


Fig. 3 Relation of tensile stress and strain for FREP

Table 1 Material properties of FREP

Material properties		Test results	Remark
Tensile strength (MPa)		117.7	$\epsilon_{fu} = 0.01$
Compressive strength (MPa)		84.3	$\epsilon_{fu} = 0.017$
Bending strength (MPa)		51.9	-
Elastic modulus (GPa)	Compression	> 44.1	On the basis of proportional limit
	Tension	> 24.5	On the basis of ϵ_{fu}
Poisson's ratio	Compression	0.34	-
	Tension	0.22	-
Failure strain	Compression	0.02	0.017~0.037
	Tension	0.01	0.010~0.014
Coefficient of thermal expansion (/ °C)		6.5×10^{-6}	-

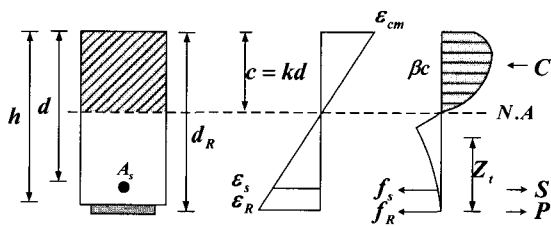


Fig. 4 Distribution of stress and strain in the cross section

철근 및 보강재에 작용하는 힘은 각각 $S = f_s A_s$, $P = f_R A_R$ 이며, 철근 및 보강재의 변형률은 변형률선도로부터 다음과 같다.

$$\epsilon_s = \epsilon_{cm} \frac{c-d}{c} \quad (6a), \quad \epsilon_R = \epsilon_{cm} \frac{c-d_R}{c} \quad (6b)$$

여기서 ϵ_{cm} 은 콘크리트 압축단에서의 변형률, d_R 은 압축단에서 보강재 도심까지의 거리이다. 따라서 콘크리트의 압축력은 식 (7)과 같다.

$$C_c = af_c bc \quad (7), \quad \alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c}{f_c \epsilon_{cm}} \quad (8)$$

여기서 c 는 중립축, α 는 등가사각형단면으로 환산된 평균압축응력을 위한 계수이다. 또한 이 압축력은 콘크리트 압축연단에서 βc 만큼 떨어져 있다. 도심계수(centroid factor)인 β 는 주어진 응력-변형률선도로부터 식 (9)와 같이 계산된다.

$$\beta = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c f_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c} \quad (9)$$

따라서 단면내의 힘 및 모멘트평형으로부터 단면력 및 모멘트는 식 (10), (11)과 같다. 중립축위치 c 는 반복해석 기법을 이용하여 식 (10)를 만족할 때 구해진다.

$$N = af_c bc + \sum f_s A_s + f_R A_R = 0 \quad (10)$$

$$M = af_c bc \left(\frac{h}{2} - \beta c \right) + \sum f_s A_s \left(\frac{h}{2} - d \right) + f_R A_R \left(\frac{h}{2} - d_R \right) \quad (11)$$

비선형 휨해석모델은 보강을 하지 않은 무보강, 보강전 하중(응력)의 고려가 없는 사용전보강, 보강전하중이 고려된 사용중보강으로 구분되며, 사용전보강의 경우에는 보강재와 철근, 콘크리트의 변형률이 0에서부터 같이 거동하는 것으로 가정할 수 있고, 콘크리트, 철근, FREP의 변형률은 삼각형의 닦은꼴비를 이용하여 구할 수 있다. 사용중보강한 경우의 해석방법은 사용전보강의 경우와 근본적으로 동일하나 보강 시 보강전하중으로 인하여 콘크리트와 철근의 변형률은 이미 발생한 상태이고, FREP의 변형률은 0에서부터 증가하는 것으로 가정할 수 있다. 그러므로 사용중보강의 경우 식 (6b)를 이용하여 FREP의 변형률을 계산할 때 이미 발생된 콘크리트 초기 변형률은 제외하고 계산하는 것이 중요하다.

3.2 조기파괴 해석모델

FREP로 보강된 철근콘크리트 보의 조기파괴거동은 크게 두 가지 원인에 의하여 발생한다. 보강판의 강성이 상대적으로 클 경우에는 주로 콘크리트 하면과 보강판사이의 접촉면에서 발생하는 전단응력과 수직응력의 집중현상으로 인하여 보강판이 단부에서 박리되거나 보강판이 콘크리트를 물고 떨어지는 단부박리파괴가 발생한다. FREP로 보강된 구조물의 주된 파괴모드인 단부박리파괴의 메카니즘을 살펴보면, 보강단부의 콘크리트에는 휨응력으로 인한 계면응력과 전단응력 및 수직응력이 집중되며, 이로 인해 발생하는 균열은 인장철근 위치까지 진행되고, 콘크리트의 내부는 2축 인장응력상태가 된다. 그리고 이들 응력의 주응력이 콘크리트의 휨인장강도를 초과하게 되면 균열은 인장철근 아래의 가장 취약한 단면을 따라 수평방향으로 진전하다가 기존의 휨균열과 결합하면서 급작스런 취성파괴를 유발시킨다. 따라서, 단부박리파괴시 보강단부의 콘크리트 균열면에 작용하는 응력은 전단응력과 수직응력이 지배적으로 작용한다고 볼 수 있다^{6,7)}.

그러므로 FREP로 보강된 철근콘크리트 보의 파괴거동을 규명하기 위해서는 접촉계면에서 발생하는 응력집중현상을 정확하게 표현할 수 있는 역학적 모델이 정립되어야 하며 이를 토대로 단부박리파괴 해석이 수행되어야 한다.

본 연구에서는 콘크리트와 FREP의 접촉면에 발생하는 전단응력과 수직응력을 모델링하기 위하여 Malek et al.⁷⁾의 응력모델을 사용하였고, 단부에 발생하는 최대계면전단응력과 최대수직응력의 주응력, 그리고 콘크리트의 휨파괴 특성치인 휨인장강도 f_{m} 와의 상관관계를 토대로 식 (12)

와 같은 파괴기준을 설정하였고, 작용하중으로 인한 콘크리트 단부에서의 최대주응력 f_1 이 f_{ru} 를 초과하게 되면 FREP로 보강된 RC보의 보강단부에서는 단부박리파괴가 발생하는 것으로 가정하였다.

$$f_1 = \frac{f_{n,max}}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_{n,max}}{2}\right)^2 + \tau_{max}^2} \geq f_{ru} \quad (12)$$

(단부박리파괴)

여기서, $f_{ru} = 0.63\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)

3.3 비선형해석을 위한 알고리즘

비선형해석이론을 적용하여 해를 구하기 위한 반복해석 기법의 알고리즘은 Fig. 5와 같다.

4. 실험 및 해석결과 분석

4.1 실험변수 및 결과

보시편의 제원은 Fig. 6과 같으며, 실험 목적상 휨파괴 거동을 유도하기 위하여 보 깊이에 대한 전단경간비 $a/d = 3.3$ 으로 설계하였다. 보시편의 실험변수 및 실험⁴⁾과 해석의 결과는 Table 2에 나타내었다.

4.2 파괴모드

실험결과 FREP로 보강된 RC보의 파괴모드는 크게 2가지로 휨파괴와 단부박리파괴의 형태 구분할 수 있다. Table 2에 각각의 보시편에 대한 최대하중과 파괴모드를 나타내었다. 첫 번째 파괴모드는 휨파괴로 I-10L2 보시편에서 처럼 인장철근의 항복후 FREP가 파단되면서 휨파괴되는 경우이다. 두 번째의 파괴모드는 단부박리파괴로 I-10L2 보시편을 제외한 모든 FREP 보강 보시편에서 발생하였고, FREP가 콘크리트를 물고 떨어지는 형태로 파괴되었다. 비선형해석결과는 I-10L2 보시편을 제외한 모든 보시편에서 ϵ_c 가 0.003에 도달하기 전에 보강단부의 최대주응력 f_1 이 f_{ru} 를 초과하여 단부박리파괴되며, Table 2의 단부박리파괴 해석결과에서 보듯이 실험과 해석이 잘 일치함을 알 수 있다.

4.2.1 무보강(N-Type) 보의 해석결과

비선형해석과 실험에 의한 결과는 Table 2에, 하중-처짐 곡선을 Fig. 7에 나타내었다. 실험시편에서의 최대하중은 평균 65.3 kN, 그때의 처짐은 평균 21.0 mm로 나타났다. 해석결과에서의 최대하중은 69.5 kN, 그때의 처짐은 19.9 mm로 나타나 실험결과와 비선형해석결과가 비교적 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

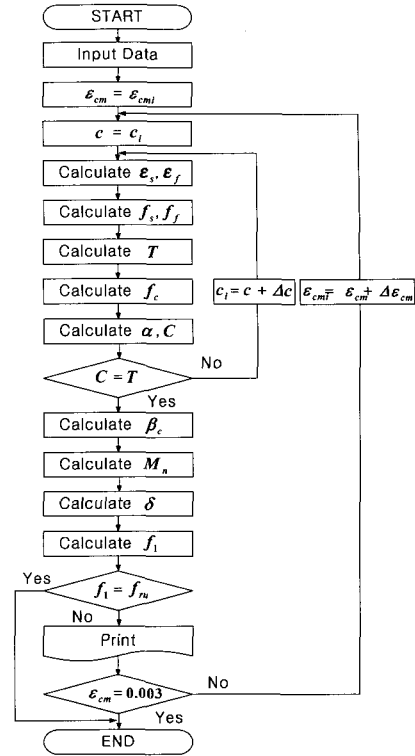


Fig. 5 Flow chart for nonlinear analysis

4.2.2 사용전(I-Type) 보강 보의 해석결과

비선형해석과 실험에 의한 하중-처짐 곡선을 Fig. 8에 나타내었고, 실험결과 I-Type 보시편은 하중이 약 67.8~73.6 kN에서 보강재 단부쪽에서 사인장 균열이 발생하였다. 사인장 균열은 45° 이하로 진행하다 인장철근 위치에서 수평방향으로 진행하여 보강재 단부에서 단부박리파괴를 일으켰다. 이때의 최대하중은 평균 108.5 kN, 처짐은 9.44 mm로 측정되었다. 비선형해석에 의한 최대하중은 110.7 kN, 그때의 처짐은 5.93 mm로 나타났으며, 작용하중으로 인한 콘크리트 단부의 최대주응력 f_1 이 f_{ru} 를 초과하여 단부박리파괴가 발생하였다. 실험에 의한 하중-처짐 곡선에서는 Fig. 8에서처럼 균열하중인 19.6 kN 부근에서 기울기의 변화를 보이지만, 비선형 해석에 의한 하중-처짐 곡선에서는 비선형 해석 특성상 균열발생으로 인한 처짐 변화의 특성을 고려하지 못하므로 기울기의 변화가 없이 점진적인 곡선변화를 보이며 실험에 의한 처짐에 비하여 작게 계산되는 것으로 판단된다.

4.2.3 사용중(P-Type) 보강 보의 해석결과

해석과 실험에 의한 하중-처짐 곡선을 Fig. 9에 나타내었고, 실험결과 P-Type 보시편은 하중이 약 65.7~79.4 kN에서 보강재 단부쪽에서 사인장균열이 발생하였다. 사인장균열은 45° 이하로 진행하다 인장철근 위치에서 수평방향으로 진행하여 종곡에는 보강재 단부에서 부착파괴를 일으켰다. 이때의 최대하중은 선행하중 14.7 kN 을 포함하

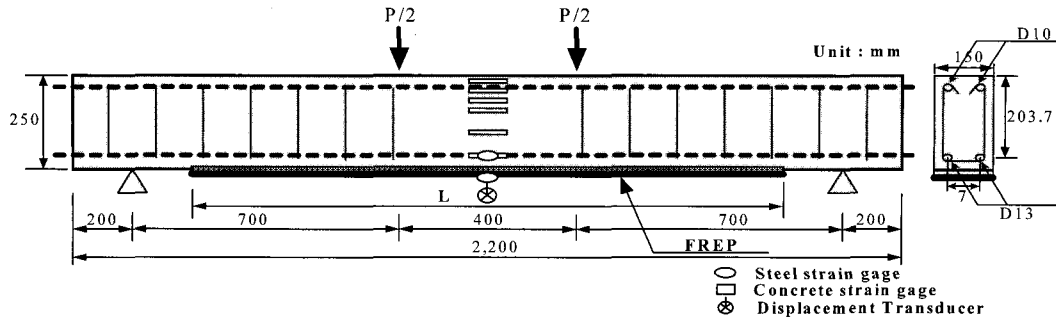


Fig 6 Specimen configuration and dimensions

Table 2 Experimental and analytical results

Specimen	Reinforced length (mm)	Reinforced thickness (mm)	Pre-loading (kN)	Experimental		Analytical		Rip-off failure analysis	Failure mode	Remark
				P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)			
N-Type	N-1	-	-	65.5	22.83	69.5	19.9	-	Flexural failure	Non-reinforce
	N-2	-	-	64.5	19.63					
	N-3	-	-	65.9	20.54					
I-Type	I-10L2	1L	-	102.3	13.07	106.7	12.97	$f_1 < f_{ru}$	Rip-off failure	Initial reinforce
	I-8L2	0.8L	-	98.7	13.41	78.6	7.75	$f_1 < f_{ru}$		
	I-6L2	0.6L	-	90.9	10.29	52.2	4.05	$f_1 > f_{ru}$		
	I-10L4	1L	-	113.7	15.38	109.1	10.75	$f_1 > f_{ru}$		
	I-8L4	0.8L	-	103.6	11.90	71.3	4.92	$f_1 > f_{ru}$		
	I-6L4	0.6L	-	92.9	8.46	43.1	2.51	$f_1 > f_{ru}$		
	I-10L6	1L	-	108.4	10.28	107.8	8.01	$f_1 > f_{ru}$		
	I-8L6	0.8L	-	101.9	10.74	68.6	3.85	$f_1 > f_{ru}$		
	I-6L6	0.6L	-	92.6	8.14	33.1	1.66	$f_1 > f_{ru}$		
	I-1	1L	10	-	110.9	9.28	110.7	5.93		
I-2	1L	10	-	104.7	9.46					
I-3	1L	10	-	109.7	9.58					
P-Type	P-1	1L	14.7	106.9	5.78	99.8	5.05	$f_1 > f_{ru}$	Pre-loading is cracking load of N-Type. Keeps pre-loading until its failure.	
	P-2	1L	14.7	107.4	7.44					
	P-3	1L	14.7	101.3	6.14					

Note : $L = 1,500$ mm, $f_{ru} = 0.63\sqrt{f_{ck}} = 3.3$ MPa

여 평균 105.2 kN, 처짐은 평균 6.45 mm로 측정되었다.

비선형해석에 의한 최대하중은 99.8 kN, 그때의 처짐은 5.05 mm로 나타났으며, 작용하중으로 인한 콘크리트 단부의 최대주응력 f_1 이 f_{ru} 를 초과하여 단부박리파괴가 발생하였다. 실험에 의한 하중-처짐 곡선에서는 Fig. 9에서 처럼 하중 14.7 kN 부근에서 초기 기울기 변화를 보이는데 이것은 보강전에 발생한 균열에 의한 것이고, 하중 36.3 kN에서의 기울기 변화는 보강후 새로운 균열 또는 보수된 균열의 진행에 의한 것으로 판단된다. 해석의 결과에는 비선형해석 특성상 균열발생으로 인한 처짐 변화의 특성을 고려하지 못하고, FREP보강 시 균열보수도 함께 이루어진 점을 고려하지 못하므로 기울기의 변화가 없이 점진적으로 표현되었으며, 최대하중 또한 작게 계산된 것으로 판단된다.

이러한 결과를 종합해 볼 때, 실험의 결과와 마찬가지로 비선형해석 결과에서도 사용전보강(I-Type)에 비해 사용중보강(P-Type)의 보강효과가 약 30% 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 기존 구조물과 같이 사용중인 구조물을 보강하는 경우에는 이미 작용하고 있는 보강전하중(응력) 등으로 인한 발생 응력을 보강설계 시 반드시 고려해야 할 것으로 판단된다.

4.2.4 보강두께에 따른 해석결과

실험결과 보강두께가 달라짐에 따른 역학적 거동을 살펴보면, 보강길이를 고정시키고 보강판의 두께를 2 mm, 4 mm, 6 mm로 증가시켰을 때 최대하중은 보강두께가 2 mm일 때가 가장 작고, 4 mm일 때가 가장 큰 것으로 나타났으며, 다른 보강길이에서도 동일한 경향을 보였다.

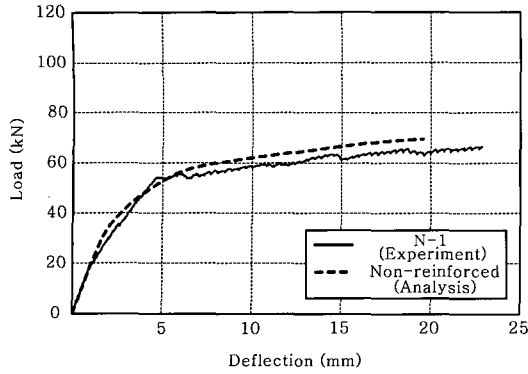


Fig. 7 Load-deflection curve of N-Type specimen

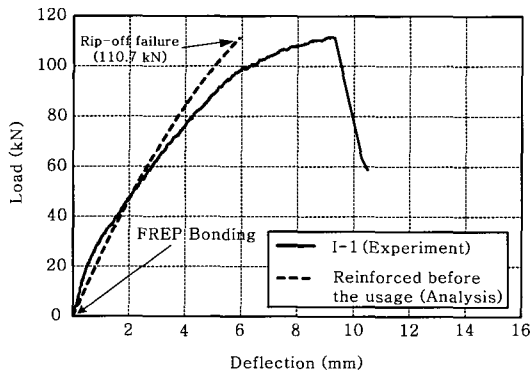


Fig. 8 Load-deflection curve of I-Type specimen

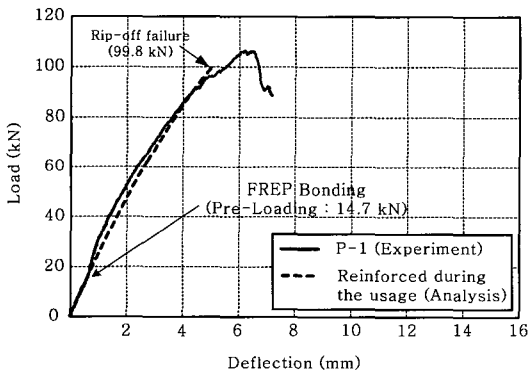


Fig. 9 Load-deflection curve of P-Type specimen

이러한 결과의 원인은 보강두께가 2mm로 감소할 경우 보시편의 연성은 증가하여 휨파괴 즉, 연성과파괴를 유도할 수 있으나 보강단면의 감소로 인한 휨강성의 감소가 최대 하중을 감소시키기 때문이다. 보강두께가 6mm인 경우에는 보강단면의 증대로 휨강성은 크게 증가하지만 지나친 휨강성의 증가로 보강단부에 더 많은 응력을 집중시킴으로써 낮은 하중에서도 급격한 취성파괴(단부박리파괴)를 일으켜 보강두께가 4mm일 때 보다 최대하중이 감소하는 것으로 판단된다. 보강두께가 4mm인 경우의 휨강성 증가는 보강단부에 집중되는 응력에 영향을 적게 미치므로 보시편의 연성이 어느 정도 유지되면서 휨강성이 증가하기

때문에 상대적으로 큰 최대하중 증가를 보이는 것으로 판단된다. 비선형해석에서도 이러한 보강두께에 따른 연성의 영향이 잘 고려가 되므로 실험값에 비하여 다소 과소 평가되지만 비교적 잘 일치함을 알 수 있다. Figs. 10~12에 실험과 해석에 의한 하중-처짐곡선을 나타내었다.

4.2.5 보강길이에 따른 해석결과

실험결과 보강길이에 따른 역학적 거동을 살펴보면, 보강두께를 고정시키고 보강길이를 10L(150 cm), 8L(120 cm), 6L(90 cm)로 감소시켰을 때 최대하중은 보강길이가 감소할수록 감소하며, 항복하중에서 파괴하중까지 도달하는 시간 또한 감소하는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 보강길이가 감소함에 따라 FREP의 휨강성을 상대적으로 증가하지만 보강단부의 불연속부에 집중되는 응력이 가중되는 결과를 초래하므로 보강길이가 감소할수록 더 낮은 하중에서 파괴되는 것으로 판단되며, 다른 보강두께에서도 동일한 경향을 보였다. 그러나 비선형 해석에서는 단면에 대한 해석을 수행하기 때문에 보강길이에 대한 영향을 적절히 고려하지 못하므로 Fig. 13에서와 같이 지간 L_0 와 보강길이 L_p 의 비가 0.8이하의 보시편에서는 최대하중과 처짐이 과소평가되는 것으로 나타났다. 실제 구조물의 FREP보강은 L_0/L_p 이 0.8이상으로 실시하지만, 현장 조건상 그렇지 못할 경우에는 적절한 증가계수를 고려하여 해석적으로 산정한 최대하중을 상향조정할 필요가 있다. 따라서 본 연구에서는 실험값과 해석값의 상관관계를 회귀분석하여 보강길이에 대한 적절한 수정증가계수를 다음과 같이 산정하였다.

$$1.0 > L_p/L_0 \geq 0.8 \text{ 구간, } \alpha = 1.0 \quad (13a)$$

$$0.8 > L_p/L_0 \geq 0.7 \text{ 구간, } \alpha = 1.1 \quad (13b)$$

$$0.7 > L_p/L_0 \geq 0.5 \text{ 구간, } \alpha = 1.3 \quad (13c)$$

그러므로 L_p/L_0 를 고려한 보강단면의 최대하중은 식 (14)를 이용하여 계산할 수 있다.

$$P = \alpha \times P_{\text{해석}} \quad (14)$$

여기서, α 는 수정증가계수

재해석결과는 수정전의 값에 비해 신뢰할 만한 최대하중을 산정하는 것으로 나타났다. 그리고 실제 구조물의 보강에서는 L_p/L_0 가 0.5이하로 될 경우는 거의 없으므로 식 (14)만으로도 보강길이 비에 대한 수정은 충분할 것으로 판단된다. 이러한 결과로 볼 때, 보강길이 비의 차이에 대한 오차는 최대하중을 작게 산정하여 과다보강의 원인이 되므로 보강길이 비에 대한 수정은 반드시 필요할 것으로 판단된다.

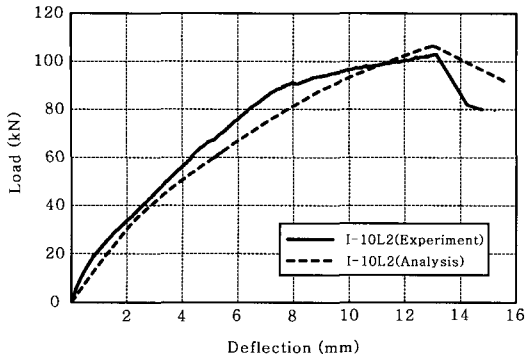


Fig. 10 Load-deflection curve(I-10L2)

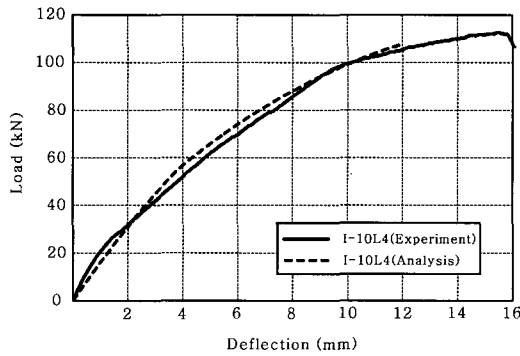


Fig. 11 Load-deflection curve(I-10L4)

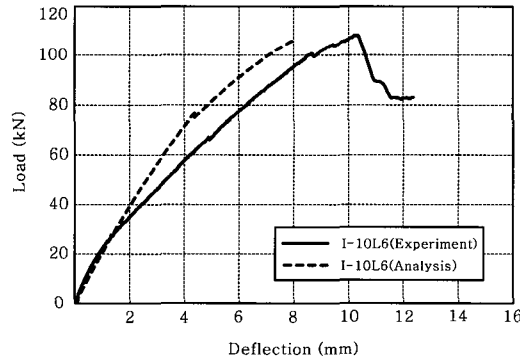


Fig. 12 Load-deflection curve(I-10L6)

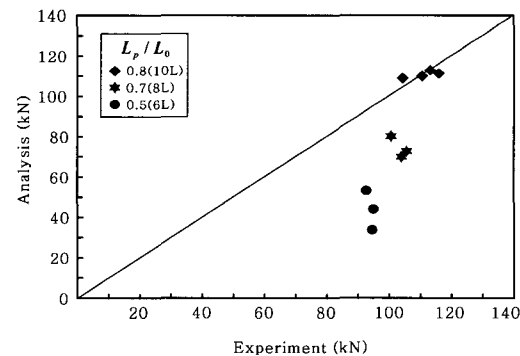


Fig. 13 comparison of experiment & analytical results

4.2.6 비선형해석에 의한 보강효과 평가

비선형해석에 의한 사용전 보강과 사용중 보강의 최대 하중 및 단부박리파괴하중을 Figs. 14, 15에 나타내었다. 사용전 보강의 경우, 단부의 조기파괴를 고려하지 않은 기존 보강설계방법에 의한 최대하중은 138.9 kN로 무보강의 최대하중을 기준으로 99%의 휨내력 증진효과를 보였고, 본 연구에서 제시한 단부박리파괴 거동이 고려된 비선형 해석에 의한 최대하중은 110.7 kN으로 59%의 휨내력 증가를 보였다. 그러나 실제 구조물에서는 최대하중에 도달하기 이전에 보강단부에서 단부박리파괴가 일어나므로 기존의 설계방법은 약 40%가 과다보강됨을 알 수 있다. 사용중 보강의 경우, 단부의 조기파괴를 고려하지 않은 기존 보강설계방법에 의한 최대하중은 130.2 kN로 무보강을 기준으로 87%의 휨내력 증진효과를 보였고, 본 연구에서 제시한 단부박리파괴 거동이 고려된 비선형 해석에 의한 최대하중은 99.8 kN로 43%의 휨내력 증가를 보였다. 그러나 실제 구조물에서는 최대하중에 도달하기 이전에 보강단부에서 단부박리파괴가 일어나므로 기존의 설계방법은 사용전 보강의 경우와 마찬가지로 약 40%가 과다보강됨을 알 수 있다. 따라서 단부박리파괴거동이 고려되지 않은 기존의 보강설계방법은 기대했던 하중보다 더 낮은 하중에서 단부박리파괴가 발생하므로 보강설계 시 보강단부에서 발생하는 단부박리파괴에 대한 검토가 반드시 필요하다.

4.3 보강단면의 재설정

앞 절에서 언급한바와 같이 FREP로 보강된 보시편의 일반적인 파괴형태는 단부박리파괴로 보강두께를 증가시키면 상대적으로 휨강성은 증가하지만 보강 단부에 더 많은 응력이 집중되므로 기대했던 하중보다 더 낮은 하중에서 단부박리파괴를 유발시킨다. 따라서 이러한 파괴양상은 보강판 두께의 영향이 지배적이므로 본 절에서는 단부박리파괴를 방지하기 위하여 보강단면의 두께 t 를 수치적으로 변화시켜 휨 인장파괴, 즉 연성파괴를 유도해 보았다. Fig. 16에서 보는 바와 같이 사용전 보강의 경우 FREP 보강두께를 2.7 mm 이하로 하였을 때 중앙단면에서 휨파괴를 유도할 수 있었으며, 이때의 최대하중은 109.4 kN로 보강두께 10 mm일 때의 단부박리파괴하중과 비슷한 결과를 나타내었고, 실험결과와도 잘 일치하는 것으로 나타났다.

5. 결 론

FREP로 휨 보강된 RC보의 비선형해석모델을 정립한 본 연구의 결과는 다음과 같다.

- 1) FREP로 휨 보강된 RC보의 단부박리파괴 거동을 예측할 수 있는 비선형해석모델을 정립하였고, 실험에 의한 값과 비교·분석하여 비선형해석모델의 신뢰성을 확인하였다.
- 2) 비선형해석모델을 이용한 보강두께의 변화에 따른 단부박리파괴 하중과 처짐 등은 실험결과와 거의 일치하

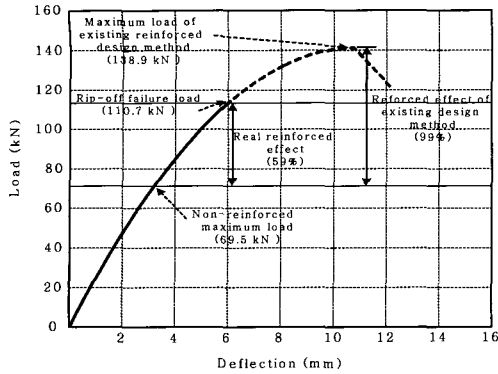


Fig. 14 Analytical results of I-Type

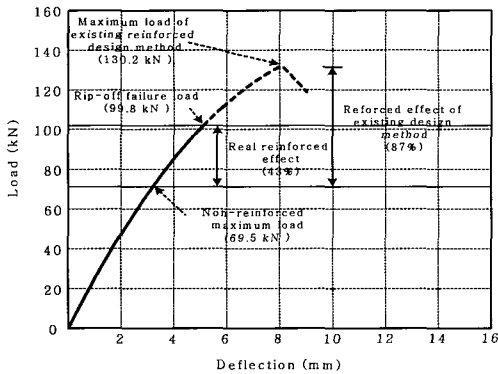


Fig. 15 Analytical results of P-Type

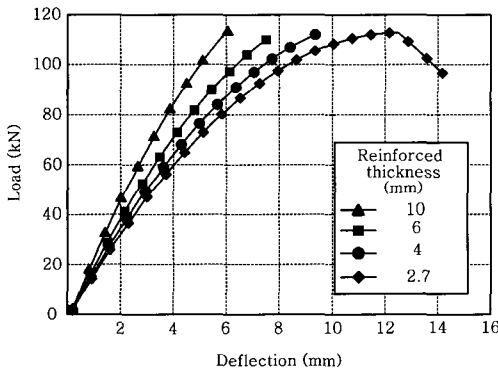


Fig. 16 Analytical results by thickness variation

나, 보강길이에 대한 변화를 적절히 고려하지 못하여 최대하중과 처짐이 과소평가되는 경향을 보였다. 또한 최대하중의 과소평가는 과다보강의 원인이 되므로 보강길이의 감소에 따른 적절한 수정증가계수를 제안하였다.

- 3) 기존의 보강설계 방법은 보강전하중(응력)과 단부박리 파괴 거동을 고려하지 않아 과다보강과 구조물의 조기 파괴를 유발시킬 수 있으므로 보강설계시 이에 대한 고려가 필요하다.

참고문헌

1. Roberts, T. M. and Haji-Kazemi, H., "Theoretical study of the behaviour of reinforced concrete beams strengthened by externally bonded steel plates," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol.87, Part 2, 1989, pp.39~55.
2. Jones, R., Swamy, R. N., and Charif, A., "Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened with epoxy-bonded steel plates," *The Structural Engineer*, Vol.66, No.5, 1998, pp.85~94.
3. Teng, J. G. et al., "ERP-Strengthened RC Structures," John Wiley & Sons, Ltd, West Sussex, England, 2002, pp.31~46.
4. 강성후, 박선준, 김민성, "FREP로 휨 보강된 철근콘크리트보의 성능 개선 평가를 위한 실험적 연구," 대한토목학회논문집, Vol.23, No.3A, 2002, pp.397~405.
5. 오병환, 조재열, 강동욱, "보수·보강된 철근 콘크리트보의 구조적 거동에 관한 연구," 대한토목학회 학술발표논문집, Vol.8, No.2, 1996, pp.501~507.
6. Roberts, T. M., "Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams," *The Structural Engineer*, Vol.67, No.12, 1989, pp.229~233.
7. Malek, A. M. et al., "Prediction of Failure load of R/C Beams Strengthened with FRP Plate due to Stress Concentration at the Plate End," *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.1, 1998, pp.142~152.
8. MacGregor, J. G., "Reinforced Concrete: Mechanics and Design," Prentice Hall, Englewood Cliff, New Jersey, USA, 1998, pp.43~72.

요 약

FREP(Fiber Reinforced Epoxy Panel)는 고인장강도, 경량성, 내부식성 및 시공성 등의 우수한 성질을 가지고 있어 손상된 RC보의 보강에 이용되고 있다. 본 연구에서는 RC보에 대한 사용 전 휨보강의 경우와 사용 중 휨보강의 경우에 대한 구성방정식을 정립하여 그 차이를 규명하고, 보강재 단부의 응력집중으로 인해 발생하는 단부박리파괴(rip-off failure)의 역학적 특성을 밝힘으로써 휨보강 효과 성능을 평가하였다. 연구결과 FREP로 휨보강된 철근콘크리트 보의 지배적인 파괴모드는 단부박리파괴이며, 본 연구의 실험 및 해석조건을 기준으로 RC 보강보의 단부박리파괴에 대한 평가를 실시한 결과 FREP 보강두께의 과다로 인한 보강단부의 급격한 휨강성의 변화로 응력집중 현상이 발생하여 단부박리파괴가 생긴다는 것을 알 수 있었다. 이는 보강 설계 시 단부박리파괴에 대한 평가가 반드시 필요한 것을 의미한다. 또한 FREP의 보강시기에 따른 보강효과를 분석한 결과 사용 전 보강(I-Type)에 비해 사용 중 보강(P-Type)의 보강효과가 감소하는 것으로 나타났다. 따라서, 기존 구조물과 같이 사용 중인 구조물을 보강하는 경우에는 이미 작용하고 있는 보강전하중(응력)으로 인한 발생 응력을 보강설계 시 고려하여야 할 것으로 판단된다.

핵심용어 : FREP, 휨보강, 단부박리파괴, 보강설계