공학석사 학위청구논문

FRP Bar를 사용한 고강도 콘크리트 보의 콘크리트 전단강도

2006년 2월 부경대학교 대학원 토 목 공 학 과 윤 형 수 공학석사 학위청구논문

FRP Bar를 사용한 고강도 콘크리트 보의 콘크리트 전단강도

지도교수 장 희 석

이 논문을 공학석사 학위청구논문으로 제출함

2006년 2월

부경대학교 대학원 토 목 공 학 과 윤 형 수

윤형수의 공학석사 학위논문을 인준함

2006년 2 월 24 일

주심 공학박사 김종수 (1) 위원 공학박사 김명식 (1) 위원 공학박사 장희석 (1) 목

<u>^</u>

	그림	차례	V
	사진	차례	viii
	Abst	ract ·····	Х
저	1	장 서 론	1
	1.1	연구배경 및 목적	1
	1.2	연구 범위 및 방법	3
저	2	장 문헌고찰	4
	2.1	Michaluk 등의 연구 ·····	4
	2.2	Deitz 등의 연구 ·····	5
	0.0	Vert Edd d7	C

2.3	Yost 등의 연구 ·····	6
2.4	ACI 440 위원회의 연구	6
2.5	Tureyen 등의 연구 ·····	7
2.6	Stratford 등의 연구 ·····	8

제	3	장	실	험	••••	•••••	 9
	3.1	시험	체	제즈	₽		 9
	3.2	실험	괴	·정·	•••••	•••••	 15
	3.3	실험	결	과	및	파괴형태	 16

제	4	장 실험결과 분석 및 고찰	37
	4.1	하중-처짐 및 하중-변형률 관계	37
	4.2	보통강도 콘크리트보의 전단성능 평가	48
	4.3	고강도 콘크리트보의 전단성능 평가	54
	4.4	강도변화에 따른 통합 전단강도보정계수 제안	59

제	5	장	결	론	71
참	ヱ	문	헌		73

표 차 례

< 표 3-1 >	보강재료의 물리적 성질	• 9
< 표 3-2 >	시험체명 및 세부상세	10
< 표 3-3 >	골재의 물리적 성질	11
< 표 3-4 >	콘크리트 배합표	12
< 표 3-5 >	시험체의 최대하중 및 파괴형태	14
< 표 3-6 >	보통강도 FRP bar 콘크리트보의 균열진행과정	31
< 표 3-7 >	고강도 FRP bar 콘크리트보의 균열진행과정	32
< 표 4-1 >	보통강도 콘크리트에 대한 고강도 콘크리트의	
	평균 최대 전단력 증가율	42
< 표 4-2 >	보통강도 FRP bar 콘크리트보의 최대전단력 비교	48
< 표 4-3 >	보통강도 FRP Bar 콘크리트 보에 대한 α_f 값과 β_f 값	50
< 표 4-4 >	보통강도 FRP Bar 콘크리트 보에 대한 $lpha_{f}$ 값과	
	β _f 값의 이론값과 실험값 비교	52
< 표 4-5 >	고강도 FRP Bar 콘크리트 보에 대한 $lpha_{f}$ 값과 eta_{f} 값	55
< 표 4-6 >	고강도 FRP Bar 콘크리트 보에 대한 $lpha_{f}$ 값의 eta_{f} 값의	
	실험값과 이론값 비교	57
< 표 4-7 >	보통강도와 고강도 콘크리트 보의 FRP Bar $lpha_{\!f}$ 및 $eta_{\!f}$ 값	
	비교	59
< 표 4-8 >	보통강도 및 고강도 FRP Bar 콘크리트의 $lpha_{f}$ 값의	
	실험값과 이론값 비교	61
< 표 4-9 >	다중회귀분석 요약표	63

- < 표 4-12 > 회귀분석 제안식과 기타 제안식들의 비교 (2) …………… 67

그 림 차 례

<	그림	3-1 >	시험체명 정의	11
<	그림	3-2 >	시험체 제원 및 단면 형상	15
<	그림	3-3 >	S-N-SN-1 시험체의 균열도	29
<	그림	3-4 >	S-N-SN-2 시험체의 균열도	29
<	그림	3-5 >	S-N-SN-3 시험체의 균열도	29
<	그림	3-6 >	C-N-SN-1 시험체의 균열도	29
<	그림	3-7 >	C-N-SN-2 시험체의 균열도	30
<	그림	3-8 >	C-N-SN-3 시험체의 균열도	30
<	그림	3-9 >	G-N-SN-1 시험체의 균열도	30
<	그림	3-10 >	G-N-SN-2 시험체의 균열도	30
<	그림	3-11 >	H-N-SN-1 시험체의 균열도	31
<	그림	3-12 >	H-N-SN-2 시험체의 균열도	31
<	그림	3-13 >	S-H-SN-1 시험체의 균열도	31
<	그림	3-14 >	S-H-SN-2 시험체의 균열도	31
<	그림	3-15 >	S-H-SN-3 시험체의 균열도	32
<	그림	3-16 >	C-H-SN-1 시험체의 균열도	32
<	그림	3-17 >	C-H-SN-2 시험체의 균열도	32
<	그림	3-18 >	C-H-SN-3 시험체의 균열도	32
<	그림	3-19 >	G-H-SN-1 시험체의 균열도	33
<	그림	3-20 >	G-H-SN-2 시험체의 균열도	33
<	그림	3-21 >	G-H-SN-3 시험체의 균열도	33
<	그림	3-22 >	H-H-SN-2 시험체의 균열도	33

< 그림 4-1 > S-N-SN-1,2,3 시험체의 하중-처짐 곡선 37 H-N-SN-1,2 시험체의 하중-처짐 곡선 ……………… 39 < 그림 4-4 > S-H-SN-1,2,3 시험체의 하중-처짐 곡선 39 < 그릮 4-5 > < 그림 4-6 > C-H-SN-1.2.3 시험체의 하중-처짐 곡선 …………… 40 < 그림 4-7 > G-H-SN-1.2.3 시험체의 하중-처짐 곡선 …………… 40 < 그림 4-8 > H-H-SN-2,3 시험체의 하중-처짐 곡선 41 < 그림 4-9 > S-N-SN-1 시험체의 하중-변형률 곡선 ……………… 43 < 그림 4-10 > C-N-SN-2 시험체의 하중-변형률 곡선 …………… 44 < 그림 4-11 > H-N-SN-1 시험체의 하중-변형률 곡선 45 < 그림 4-12 > S-H-SN-1 시험체의 하중-변형률 곡선 45 < 그림 4-13 > < 그림 4-14 > C-H-SN-1 시험체의 하중-변형률 곡선 46 < 그림 4-15 > G-H-SN-2 시험체의 하중-변형률 곡선 ………… 46 < 그림 4-16 > H-H-SN-3 시험체의 하중-변형률 곡선 47 < 그림 4-17 > 극한변형률에 따른 전단강도 보정계수 51 < 그림 4-18 > 극한강도비에 따른 전단강도 보정계수 ……………… 51 < 그림 4-19 > 보통강도 FRP bar 콘크리트 보의 전단강도 보정 계수 α₄에 대한 실험값과 이론값의 상관관계… 53

< 그림 4-20 > 보통강도 FRP bar콘크리트 보의 전단강도 보정 계수 β_f에 대한 실험값과 이론값의 상관관계 ……………… 53

< 그림 4-21 > 극한변형률에 따른 전단강도 보정계수 ……………… 56

< 그림 4-22 > 극한강도비에 따른 전단강도 보정계수 ……………… 56

- < 그림 4-27 > 잔차와 예측치의 잔차도 ………………………………………… 65
- < 그림 4-28 > 회귀분석 제안식과 기타 전단강도식의 비교 (1) 68
- < 그림 4-29 > 회귀분석 제안식과 기타 전단강도식의 비교 (2) 68
- <그림 4-30 > 회귀분석 제안식과 기타전단강도식의

- <그림 4-31 > 회귀분석 제안식과 기타전단강도식의

사 진 차 례

<	사진	3-1 >	철근으로 휨보강된 보 시험체 제작과정	12
<	사진	3-2 >	CFRP Bar로 휨보강된 보 시험체 제작과정	13
<	사진	3-3 >	GFRP Bar로 휨보강된 보 시험체 제작과정	13
<	사진	3-4 >	HFRP Bar로 휨보강된 보 시험체 제작과정	14
<	사진	3-5 >	콘크리트 타설이 완료된 보 시험체	14
<	사진	3-6 >	S-N-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습	18
<	사진	3-7 >	S-N-SN-2시험체의 최종 파괴 모습	18
<	사진	3-8 >	S-N-SN-3 시험체의 최종 파괴 모습	19
<	사진	3-9 >	C-N-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습	19
<	사진	3-10 >	C-N-SN-2 시험체의 최종 파괴 모습	20
<	사진	3-11 >	C-N-SN-3시험체의 최종 파괴 모습	20
<	사진	3-12 >	G-N-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습	21
<	사진	3-13 >	G-N-SN-2 시험체의 최종 파괴 모습	21
<	사진	3-14 >	H-N-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습	22
<	사진	3-15 >	H-N-SN-2 시험체의 최종 파괴 모습	22
<	사진	3-16 >	S-H-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습	23
<	사진	3-17 >	S-H-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습	23
<	사진	3-18 >	S-H-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습	24
<	사진	3-19 >	C-H-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습	24
<	사진	3-20 >	C-H-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습	25
<	사진	3-21 >	C-H-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습	25
<	사진	3-22 >	G-H-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습	26

Concrete Shear Strength of High Strength Concrete Beams Reinforced with FRP Bars

Hyeong-Su Yun

Department of Civil Engineering, Graduate School Pukyong National University

Abstract

It is pointed out as a pending issue today that the corrosion of steel deformed bar shortens the service life of steel deformed bar concrete structures. Especially in the territory with cold weather, sizeable amounts of Calcium Chloride are used to remove snow and ice, in which the corrosion problem of deformed bar is very serious.

In case of domestic, steel deformed bar concrete strictures, corrosion of steel deformed bar appeared with the approximate degree of 15% in the floor plates of concrete bridges located on the highways and urban area as well as those located in the oceanic environments.

In order to prevent such corrosion of deformed bar, countermeasures such as usage of epoxy coated deformed bar, restriction of cracked gap in the service load states, usage of latex treated concrete, increase of coating thickness, etc. Recently researches on the application of FRP(Fiber Reinforced Polymer) Bar, which has high tensile strength in substitute of existing deformed bar, are actively going on in Europe, Japan, U.S.A. and Canada.

Accordingly, this study suggests, through a series of test and its analysis, the fundamental data for establishing the design standard of FRP bar concrete beam, which meets the real situation in our country. Also, in this study, three kinds of bars were used, comprising CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer), GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer), and HFRP (Hybrid Fiber Reinforced Polymer). The shear forces effected by concrete were estimated after having used these FRP bars flexural reinforced bar in the concrete beams.

In addition, Experimental results obtained from twenty-four simply supported concrete beams are compared with values predicted by FRP shear strength expressions proposed in the various literatures, including the ACI Committee 318 and ACI Committee440. The shear strength correction factors are proposed through the regression analysis

제 1 장 서 론

1.1 연구 배경 및 목적

구조물의 건설 재료로서 철근 콘크리트는 널리 사용되고 있지만 철근 콘크리트 구조물의 예상된 사용 수명은 철근의 부식에 의하여 단축될 수 있다는 문제점이 오랫동안 지적되어 왔다. 구조물의 사용 수명을 단축시 키는 철근의 부식은 겨울 기간 동안 도로의 눈과 얼음을 제거하기 위해 많은 양의 염화칼슘을 사용하는 추운 지방에서 특히 문제가 된다. 예를 들어, 캐나다의 경우 40~60억 dollar의 비용이 제설제 사용에 따른 주차 장의 보수에 사용되어진다고 보고되고 있으며, 미국에서도 고속도로상의 교량보수에 500억 dollar가 그리고 모든 콘크리트 구조물에 대하여는 1~3 조 dollar가 소요된다고 하고 있다. 이러한 철근 콘크리트 구조물에 대한 부식문제는 중동지방의 아라비아만 주위의 여러 국가에서도 염해에 의하 여 발생하고 있다고 한다¹⁾.

국내의 경우 문한영²⁾ 등이 최근 5년간 해양환경에 노출된 교량, 도심지 철근 콘크리트 구조물, 고속도로 상의 교량을 대상으로 조사, 보고한 결과 에 따르면 해양환경에 위치한 콘크리트 교량뿐만 아니라 고속도로 및 도심 지에 위치한 콘크리트교량의 바닥판에서도 약 15% 정도 철근의 부식이 진 행되고 있는 것으로 나타났다. 이러한 철근 부식의 중요한 원인으로서 해안 지방에 위치한 교량에서는 염해의 영향, 강원도 지방에 위치한 교량에서는 제설제 사용에 따른 영향, 도심지 하천 복개 구조물에서는 콘크리트 피복이 화학적 침식을 받아 콘크리트가 알카리성을 상실하는 것, 그리고 전반적으 로 바다모래 사용시 완전한 염분제거가 되지 않는 점 등을 열거하였다. 따라서 철근의 부식을 방지하기 위하여 전기 방식, 콘크리트 조직을 치 밀하게 하는 방법, 콘크리트 피복두께를 증가하는 방법, epoxy 코팅한 철근을 사용하는 방법 등과 같은 여러 대책이 제시되고 있지만, 장기간의 내구성 측면에서는 근본적인 문제가 여전히 남아 있다고 볼 수 있다.

철근의 부식에 대비하기 위하여 높은 인장강도를 가진 FRP bar의 활 용에 대한 연구가 1990년대 이후 유럽, 일본, 미국, 캐나다를 중심으로 활 발히 진행되고 있다. 섬유와 polymer resin matrix의 합성물인 FRP bar 는 단위중량당 강도가 우수하여 구조물의 자중을 감소시킬 수 있고, 비부 식성, 비전기성, 비전자성, 고인장강도 등의 성질로 취약한 환경조건에서 의 내구성이 우수하여 건설재료로의 사용 가능성이 크게 기대된다. 그러 나 FRP bar는 철근과는 달리 파괴시 항복점이 없이 탄성-취성적으로 거 동하기 때문에 FRP bar의 재료적 특성을 반영하는 적합한 설계 기준이 요구된다.

미국, 캐나다, 일본 등에서는 이미 FRP bar로 휨보강한 콘크리트 부재 의 휨 및 전단 거동에 관한 이론적, 실험적 연구가 활발히 진행되고 그에 대한 설계규준을 확립해가고 있는 실정이지만³⁾, 국내의 경우 FRP bar 생 산기술의 부족, 제품의 규격화 및 품질관리가 미흡하여 설계규준을 확립 하기에는 어려움이 있어 앞으로 많은 이론적, 실험적인 연구가 요구된다.

FRP bar 콘크리트 보에서 콘크리트가 발휘하는 전단성능은 철근 콘크 리트 보에서 콘크리트가 갖는 전단성능과 상당한 차이가 있는 것으로 보 고되고 있다. 따라서 기존의 철근 콘크리트 보에서의 식을 사용하여 FRP bar 콘크리트 보의 콘크리트가 발휘하는 전단강도를 평가하는 경우에 과 대평가가 된다고 하고 있으며, 적정한 평가를 위하여 실험적인 연구들이 진행되고 있다. 본 연구에서는 이러한 연구의 일환으로 FRP bar 콘크리 트 보에서 보통강도가 아닌 고강도 콘크리트를 사용하였을 때 콘크리트가 발휘하는 전단성능을 일련의 FRP bar 콘크리트 보 실험을 통하여 조사해 보고자 하였다.

1.2 연구 범위 및 방법

본 연구에서는 고강도 콘크리트를 사용한 콘크리트 구조물에서 휨 보 강재로서 철근을 대체하여 FRP Bar를 사용하는 경우에 고강도 콘크리트 가 발휘하는 전단강도에 대하여 실험적으로 조사하고자 하였다.

실험에 사용되는 콘크리트 보 제작 과정에서 콘크리트 강도 수준에 따 른 콘크리트의 전단강도 특성을 비교하기 위하여 보통 강도와 고강도 콘 크리트의 2 종류를 사용하였다.

홈 철근의 대체재로서 사용된 FRP Bar는 국내의 (주)D건설에서 생산 한 CFRP(Carbon Fiber Reinforced Polymer), GFRP(Glass Fiber Reinforced Polymer), HFRP(Hybrid Fiber Reinforced Polymer) Bar의 3 종류이다. 이들 중에서 HFRP Bar는 FRP 재료의 단점인 취성을 극복하 기 위하여 제작된 것으로서, 심부는 탄소(Carbon) 성분으로 되어 있으며 심부주위를 아라미드(Aramid)로 둘러싼 것이다.

기건 상태에서 약 6개월간 보 시험체를 양생한 후 4점 가력의 재하시 험을 통하여 하중, 변위, 변형률 등의 실험치를 취득하였으며, 이들 결과 를 분석하여 고강도 콘크리트를 사용한 FRP Bar 콘크리트 보에서 콘크 리트가 갖는 전단특성을 분석하였다.

제 2 장 문헌고찰

FRP Bar에 대한 관심이 높아지면서 미국, 일본, 캐나다 등 선진국을 중심으로 FRP Bar로 보강한 콘크리트 부재의 전단강도에 대한 실험과 이론적 연구를 수행하고 있으며, 비교적 최근에 이에 대한 연구성과가 발 표되고 있다. 또한 ACI에서는 FRP Bar로 보강된 콘크리트의 설계와 시 공에 대한 지침서까지 제안하고 있어, 앞으로 FRP Bar를 적용한 구조물 은 증가될 것으로 예상된다.

그러나 특수환경에서의 역학적 특성과 크리프와 건조수축 등을 고려한 장기거동에 대하여 보다 많은 연구가 수행되어야 신뢰할 수 있는 FRP Bar로 보강된 콘크리트 구조물의 설계 및 시공, 사용이 가능하리라 판단 된다.

2.1 Michaluk 등의 연구

Michaluk 등¹⁰⁾은 길이 3,500mm, 순지간 3,000mm, 폭 1,000mm, 두께 150mm와 200mm로 제작한 1방향 슬래브에 휨보강근비를 다르게 하기 위 하여 직경 10mm, 15mm의 이형철근, 직경 8mm의 CFRP Bar, 직경 9.5mm, 12.7mm, 15.9mm의 GFRP Bar를 사용하여 실험하였다. 파괴시험 결과 기존의 전단강도 계산식(ACI 318)이 GFRP Bar로 보강된 슬래브의 전단강도를 과대평가하고 있다고 보고, FRP Bar와 철근의 탄성계수비 (*E*_f/*E*_s)를 기존 전단강도 계산식에 곱하여 FRP Bar로 휨보강된 보에 대 하여 다음 식(2-1)과 같이 수정된 전단강도 계산식을 제안하였다.

$$V_{cf} = \frac{E_f}{E_s} \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \right)$$
(2-1)

여기서, V_{cf} = FRP bar 콘크리트 보의 콘크리트 전단강도 (MPa)

 $E_{\rm f}$ = FRP bar의 탄성계수 (*MPa*)

E_s = 철근의 탄성계수 (*MPa*)

2.2 Deitz 등의 연구

Deitz 등¹¹⁾은 길이 2,970mm, 순지간 2,740mm, 두께 190mm, 폭 305mm로 제작한 데크 패널(deck panel)에 직경 15mm의 GFRP Bar, 직 경 16mm의 에폭시로 코팅한 철근(ECS) 그리고 GFRP Bar와 ECS를 함 께 보강한 부재에 대한 휨 실험을 실시하였다. 실험 결과, Michaluk 등이 제시한 전단강도 식에 의한 예상 전단강도와 실험에서 나타난 전단강도에 대한 비를 분석하여 Michaluk 등이 제안한 식이 GFRP Bar를 사용한 콘 크리트의 전단강도를 상당히 과소평가한 안전측이라는 결과를 도출하였 다. 그 결과로 Deitz 등은 콘크리트의 전단력에 대해 다음 식(2-2)와 같은 수정식을 제안하였다.

$$V_{cf} = 3 \frac{E_f}{E_s} \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \right)$$

$$(2-2)$$

2.3 Yost 등의 연구

Yost 등¹²⁾은 길이 2,286mm, 순지간 2,134mm, 두께 286mm로 하고, 휨 보강근비의 변화를 위하여 보의 폭을 178mm, 229mm, 254mm, 279mm로 변화시켜가며 직경 16mm의 철근, 직경 19mm와 직경 22mm의 GFRP Bar로 휨보강된 콘크리트보를 제작하여 전단강도를 평가하는 실험을 수 행하였다. 이 실험의 모든 시험체는 전단보강근 및 압축보강근을 사용하 지 않았으며 GFRP Bar는 2.10 p₀에서 4.32 p₀까지의 보강량으로 보강했고, 철근으로 보강한 보의 보강량은 0.44 p₀이었다. 여기서 p₀는 균형철근비를 말한다. 실험결과 ACI 318 위원회에서 제안하는 철근 콘크리트에 대한 전단강도 식은 GFRP Bar로 보강된 콘크리트부재의 전단강도를 과대평가 하고, Michaluk 등이 제안한 식은 반대로 전단강도를 파소평가하며, Deitz 등이 제안한 식이 GFRP Bar로 보강된 보의 전단강도 예측에 사용되어 질 때 만족되어진다고 하였다.

2.4 ACI 440 위원회의 연구

ACI 440 위원회³⁾에서는 이전까지의 FRP Bar에 관련된 자료를 바탕으 로 설계 및 시공 지침서인 Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars를 제시하였다. 이 지침서에서는 철 근으로 휨보강된 보와 FRP Bar로 휨보강된 보의 축강성의 비를 고려하 여 다음 식(2-3)과 같이 FRP Bar로 보강된 콘크리트의 전단강도를 구하 도록 하고 있다. 단, 식(2-3)으로 구한 값은 철근으로 휨보강된 보의 전단 강도를 초과할 수 없다고 제한하고 있다. 여기서, A_s 는 단면적 A_f 의 FRP Bar로 휨 보강한 보와 동일한 설계휨강도 ϕM_n 을 발휘하기 위한 철근의 단면적이다.

$$V_{cf} = \frac{A_f E_f}{A_s E_s} \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \right)$$
(2-3)

여기서,
$$A_s$$
 = 철근의 단면적 (mm^2)
 A_t = FRP bar의 단면적 (mm^2)

2.5 Tureyen 등의 연구

Tureyen 등¹³⁾은 길이 3,962mm, 순지간 2,438mm, 폭 457mm, 높이 406mm의 보에 직경 15.9mm의 GFRP Bar, AFRP(Aramid Reinforced Polymer) Bar 그리고 철근으로 보강한 시험체를 제작하여 파괴실험을 실 시하였고, 기존의 ACI 318의 전단강도 계산식과 ACI 440 위원회에서 제 안한 식을 사용하여 해석한 결과, ACI 318식은 FRP Bar로 휨보강된 콘 크리트 부재의 전단력을 과대평가하는 반면, ACI 440 위원회의 제안식은 이를 과소 평가하므로, 이들 식은 재검토되어야 한다고 주장하였다. 또한 Tureyen 등은 철근콘크리트에 대한 ACI 318 식을 유효보강비 ($\rho_{eff} = \rho_E/E_s$)를 사용하여 FRP Bar 콘크리트에 대해 수정된 전단강도 관계를 제안하였다. 논문에 제시된 그래프를 회귀분석한 결과 다음과 같 은 관계식이 구성되었다. 즉, 콘크리트의 전단강도는 유효보강비와 밀접한 관계가 있다고 주장하였다.

$$V_{cf} = (0.041 \ln \rho_{eff} + 0.174) \sqrt{f_c'} bd$$
(2-4)

2.6 Stratford 등의 연구

Stratford 등¹⁴⁾은 콘크리트의 전단해석을 위하여 전단보강근이 없는 경 우에서의 전단 메카니즘, 전단지간에서의 적합조건, 전단파괴하중의 예측 등에 대하여 분석하였고, 전단보강근이 있는 경우에서의 유사 트러스 해 석, 압축력-경로 방법, 압축장 이론 등에 대하여 분석하였다. 또한 FRP Bar와 같은 취성재료로 전단보강한 경우의 전단보강근 취성 작용 등에 대하여 분석하였고, 특히 FRP Bar로 전단보강할 경우 철근과 FRP Bar의 강성도비를 고려하여 콘크리트의 전단강도를 수정하여야 한다고 보고하였 다. 그리고 취성적 성질을 갖는 전단보강근을 사용할 경우 전단성능 평가 시 콘크리트와 전단보강근의 전단성능을 독립적으로 산정할 수 없으며, 기존의 각종 시방서 및 설계기준에는 이에 대한 사항을 고려하지 않고 있 다고 지적하였다.

이상에서와 같이 FRP Bar를 휨보강근 혹은 전단보강근으로 사용한 경 우에 대하여 여러 연구결과가 다소 차이는 있으나 FRP Bar를 사용할 경 우 기존의 전단강도식은 전단성능을 과대평가하므로 적절한 수정이 필요 하며, FRP Bar의 역학적 특성을 설계 및 해석에 합리적으로 고려하기 위 하여 적절한 전단강도식을 제시하여야 안전성과 사용성을 만족하는 콘크 리트 구조물의 구성이 가능할 것으로 판단된다.

제 3 장 실 험

3.1 시험체 제작

본 실험에서 높이와 길이는 250mm와 2400mm(지간 2200mm)로 일정 하고, 폭이 150mm인 콘크리트 보를 제작하였다. 휨보강근으로 Ø9mm FRP Bar를 각각 2본씩 사용하여 제작하였다. 이들과의 비교를 위하여 150×250×2400mm(지간 2200mm)의 보에 D13 철근 2본을 휨보강근으로 사용한 콘크리트 보도 제작하였다. 본 실험에 사용된 철근 및 FRP Bar들 의 재료 특성치를 <표 3-1>에 정리하여 나타내었다.

비가조리	탄성계수	항복강도	극한강도	비고	
	(MPa)	(MPa)	(MPa)		
Steel bar	200,000	300	440	D13	
CFRP bar	122,000	-	2,135	ϕ 9	
GFRP bar	41,000	-	1,020	φ9	
HFRP bar	60,000	600	670	φ9	

< 표 3-1 > 보강재료의 물리적 성질

모든 경우에 보 3개씩을 제작하여 실험의 정확성을 기하였다. 이들 보 시험체의 종류를 <표 3-2>에 정리하여 나타내었고, 시험체명의 정의는 <그림 3-1>과 같다. CFRP Bar와 GFRP Bar는 재료특성상 항복점이 없 고 최대강도까지 탄성적으로 거동하여 파괴시 취성파괴되는 특성이 있으 므로 평형보강근비 계산시 극한강도를 사용하였다.

시험체명	휨보강근 종 류	휨보강근 규 격	콘크리트 강도	
S-N-SN-1,2,3	STEEL	D13	보통강도	
C-N-SN-1,2,3	CFRP	ø9mm	보통강도	
G-N-SN-1,2,3	GFRP	ø9mm	보통강도	
H-N-SN-1,2,3	HFRP	ø9mm	보통강도	
S-H-SN-1,2,3	STEEL	D13	고강도	
C-N-SN-1,2,3	CFRP	ø9mm	고강도	
G-N-SN-1,2,3	GFRP	ø9mm	고강도	
H-N-SN-1,2,3	HFRP	ø9mm	고강도	

< 표 3-2 > 시험체명 및 세부상세

시편 제작에 사용된 콘크리트는 비중 3.14인 제1종 보통포틀랜드시멘 트이며, 설계기준강도는 보통강도가 27MPa, 고강도가 55MPa이며 굵은골 재 최대치수 25mm, 슬럼프 12cm의 국내 H사 레미콘으로 제작되었고, 하 절기에 콘크리트가 타설, 양생되므로 콘크리트의 유동성 증대와 발열량의 감소를 위하여 국내 S산업의 나프탈렌계 지연형 AE감수제인 저발열 혼 화제 Infracon-SR을 시멘트 중량의 0.5% 사용하였다. 콘크리트 제작에 사용된 골재의 물리적 성질은 <표 3-3>과 같고 측정된 잔골재의 염분량 은 0.021%, 혼합수로는 지하수를 사용하였다. 또한 콘크리트의 배합표는 <표 3-4>와 같다.



< 그림 3-1 > 시험체명 정의

< 표 3-3 > 골재의 물리적 성질

종 류	비 중	조립율	표건비중		산	지	
잔 골 재	2.58	2.66	2.58	경남	창녕군	이방면	현창리
굵은골재	2.68	6.77	2.68	경남	합천군	합천읍	합천리

설계	슥럼프 공기량	물-시멘트	잔골재	단 위 량 (kg/m ³)					
강도 (MPa)	(cm)	(%)	비 (%)	율 (%)	시멘트	물	잔골재	굵은 골재	혼화제
27	12	4.5	45.5	45.9	363	165	818	1000	1.810
55	12	4.5	26.8	37.1	582	156	603	1059	5.820

< 표 3-4 > 콘크리트 배합표

시험체의 변형률을 측정하기 위해 콘크리트 보 제작 시 보 내부의 휨 보강근 중앙 하단에 변형률 측정용 매립형 게이지(게이지 길이 5mm)를 부착하였다. 보는 콘크리트 타설 후 6개월 정도 야외에서 기건 양생되었 고, 시험 당일 측정된 콘크리트 공시체의 평균 압축강도는 보통강도가 30.8MPa이었으며, 고강도가 57.8MPa이었다. 보 시험체의 제작과정은 <사 진 3-1> ~ <사진 3-5>와 같다.



< 사진 3-1 > 철근으로 휨보강된 보 시험체 제작과정



< 사진 3-2 > CFRP Bar로 휨보강된 보 시험체 제작과정



< 사진 3-3 > GFRP Bar로 휨보강된 보 시험체 제작과정



< 사진 3-4 > HFRP Bar로 휨보강된 보 시험체 제작과정



< 사진 3-5 > 콘크리트 타설이 완료된 보 시험체

3.2 실험 과정

용량 250kN인 MTS사 Actuator를 Steel Frame 하부에 부착시켜 4점 가력으로 1mm/min의 재하속도로 보가 파괴될 때까지 가력하였다. 휨보 강근의 변형률은 콘크리트 타설 전 휨보강근에 부착된 매립형 변형률 게 이지를 이용하여 측정하였고, 콘크리트 압축변형률은 콘크리트 보 상부 지간 중앙에 콘크리트용 변형률 게이지를 부착하여 측정하였다. 가력된 하중은 Load cell, 그리고 보 중앙점 하부의 처짐은 LVDT를 사용하여 측 정하였다. <그림 3-2>에 시험체의 제원 및 재하형태를 나타내었다.



< 그림 3-2 > 시험체 제원 및 재하 형태

3.3 실험 결과 및 파괴 형태

실험결과 얻어진 최대하중, 최대전단력 및 파괴형태를 <표 3-5>에 나 타내었다. 각 종류별 3개의 시험체 중에서 최대하중과 처짐값의 편차가 상대 적으로 큰 것과 실험결과를 제대로 획득하지 못한 시험체의 자료는 실험 결과 정리시 제외하였다.

이들은 G-N-SN-3, H-N-SN-3, H-H-SN-1이다. 본 실험에서 각각의 경우에 시험체를 3개씩 사용하였으며 이들 중 대표적인 파괴형태에 대한 사진은 다음과 같다. <사진 3-6> ~ <사진 3-8>는 철근을 휨보강근으로 사용한 경우인 시험체의 최종파괴형태를 나타낸 것이다. 또한 <사진 3-9> ~ <사진 3-11>은 CFRP Bar를 사용한 시험체의 대표적인 최종파 괴형태를, <사진 3-12> ~ <사진 3-13>은 GFRP Bar를 사용한 시험체 의 대표적인 최종파괴형태를, 그리고 <사진 3-14> ~ <사진 3-15>는 HFRP Bar를 사용한 시험체의 대표적인 최종파괴형태를 나태 내었다. <사진 3-16>부터는 고강도 시리즈로서 <사진 3-16> ~ <사진 3-18>은 철근, <사진 3-19> ~ <사진 3-21>는 CFRP, <사진 3-22> ~ <사진 3-24>는 GFRP, <사진 3-25> ~ <사진 3-26>는 HFRP를 나타내고 있 다.

시험체명	최 대 하 중 (kN)	최 대 전 단 력 (kN)	파괴형태	비고
S-N-SN-1	59.470	29.735	사인장파괴	
S-N-SN-2	59.680	29.840	휨인장파괴	
S-N-SN-3	57.740	28.870	휨인장파괴	
C-N-SN-1	44.250	22.125	사인장파괴	CFRP 절단
C-N-SN-2	48.570	24.285	사인장파괴	
C-N-SN-3	49.700	24.850	사인장파괴	
G-N-SN-1	33.640	16.820	사인장파괴	
G-N-SN-2	31.770	15.885	사인장파괴	
H-N-SN-1	18.890	9.445	휨인장파괴	HFRP 절단
H-N-SN-2	24.670	12.335	휨인장파괴	HFRP 절단
S-H-SN-1	57.388	28.694	휨인장파괴	
S-H-SN-2	57.341	28.671	휨인장파괴	
S-H-SN-3	59.834	29.917	사인장파괴	
C-H-SN-1	60.035	30.018	사인장파괴	
C-H-SN-2	52.929	26.465	사인장파괴	
C-H-SN-3	55.765	27.883	사인장파괴	
G-H-SN-1	40.580	20.290	사인장파괴	
G-H-SN-2	40.859	20.430	사인장파괴	
G-H-SN-3	43.324	21.662	사인장파괴	
H-H-SN-2	30.085	15.043	사인장파괴	
H-H-SN-3	32.474	16.237	휨인장파괴	

< 표 3-5 > 시험체의 최대하중 및 파괴형태



< 사진 3-6 > S-N-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-7 > S-N-SN-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-8 > S-N-SN-3 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-9 > C-N-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-10 > C-N-SN-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-11 > C-N-SN-3 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-12 > G-N-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-13 > G-N-SN-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-14 > H-N-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-15 > H-N-SN-2 시험체의 최종 파괴 모습


< 사진 3-16 > S-H-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-17 > S-H-SN-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-18 > S-H-SN-3 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-19 > C-H-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-20 > C-H-SN-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-21 > C-H-SN-3 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-22 > G-H-SN-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-23 > G-H-SN-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-24 > G-H-SN-3 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-25 > H-H-SN-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-26 > H-H-SN-3 시험체의 최종 파괴 모습

고강도 콘크리트가 보통강도 콘크리트보다 다소 취성적인 거동과 함께 더 굵은 균열을 나타내었으며, 강도 수준보다는 철근과 FRP bar의 종류 에 따라서 파괴거동이 결정되었다. 그리고 FRP bar로 휨보강한 경우가 철근으로 휨보강한 경우보다는 균열간격이 다소 넓게 나타났으며, 균열폭 또한 다소 크게 나타남을 알 수 있었다.

아래 그림 <그림 3-3> ~ <그림 3-10>은 시험체들의 균열도를 나타 내고 있으며, 균열도를 기초로 하여 <표 3-6> ~ <표 3-7>에 각 시험체 에 대한 초기균열의 발생에서 최대하중까지 균열진행과정에 대하여 설명 하였다. <표 3-6>은 보통강도 시리즈이며 <표 3-7>은 고강도 시리즈를 나타내고 있다.



< 그림 3-3 > S-N-SN-1 시험체의 균열도



< 그림 3-4 > S-N-SN-2 시험체의 균열도



< 그림 3-5 > S-N-SN-3 시험체의 균열도



< 그림 3-6 > C-N-SN-1 시험체의 균열도



< 그림 3-7 > C-N-SN-2 시험체의 균열도



< 그림 3-8 > C-N-SN-3 시험체의 균열도



< 그림 3-9 > G-N-SN-1 시험체의 균열도



< 그림 3-10 > G-N-SN-2 시험체의 균열도



< 그림 3-11 > H-N-SN-1 시험체의 균열도



< 그림 3-12 > H-N-SN-2 시험체의 균열도



< 그림 3-13 > S-H-SN-1 시험체의 균열도



< 그림 3-14 > S-H-SN-2 시험체의 균열도



< 그림 3-15 > S-H-SN-3 시험체의 균열도



< 그림 3-16 > C-H-SN-1 시험체의 균열도



< 그림 3-17 > C-H-SN-2 시험체의 균열도



< 그림 3-18 > C-H-SN-3 시험체의 균열도



< 그림 3-19 > G-H-SN-1 시험체의 균열도



< 그림 3-20 > G-H-SN-2 시험체의 균열도



< 그림 3-21 > G-H-SN-3 시험체의 균열도



< 그림 3-22 > H-H-SN-2 시험체의 균열도



< 그림 3-23 > H-H-SN-3 시험체의 균열도

< 표 3-6 > 보통강도 FRP bar 콘크리트보의 균열진행과정

시험체명	군열 진행 형태			
S-N-SN	 하중 15kN~17kN에서 중앙부에서 초기균열 발생 순수휨구간과 하중 재하점 부근에 약 7.5~10cm 간격으로 추가적인 균열 발생 후 상부로 진행 약 40kN에서 전단구간에 균열 발생 콘크리트 압축부 휨 파괴 			
C-N-SN	 하중 11kN~12kN에서 중앙부에서 초기균열 발생, 균열 발생 후 하중증가 속도 감소 순수휨구간과 하중 재하점 부근에 약 15cm 간격으로 추가적인 균열 발생 후 상부로 진행 약 20kN에서 전단구간에 균열 발생 전단구간 균열에 의한 콘크리트 사인장 파괴 			
G-N-SN	 하중 12kN~13kN에서 중앙부에서 초기균열 발생, 균열 발생 후 급격한 하중 감소 순수휨구간과 하중 재하점 부근에 약 10~15cm 간격 으로 추가적인 균열발생 후 상부로 진행 약 20kN에서 전단구간에 균열 발생 접단구간 균열에 의한 사인장 파괴 			
H-N-SN	 하중 10kN~13kN에서 중앙부에서 초기균열 발생, 균열 발생 후 급격한 하중 감소 순수휨구간과 하중 재하점 부근에 약 20~25cm 간격으로 소수의 추가적인 균열 발생, 추가적인 균열 발생 후 상부로 진행 휨구간에서 휨보강근 절단으로 인한 취성 파괴 			

< 표 3-7 > 고강도 FRP bar 콘크리트보의 균열진행과정

시험체명	균열 진행 형태
S-H-SN	 하중 20kN~22kN에서 중앙부에서 초기균열 발생 순수휨구간과 하중 재하점 부근에 약 7.5~10cm 간격으로 추가적인 균열 발생 후 상부로 진행 약 40kN에서 전단구간에 균열 발생 론크리트 압축부 휨 파괴
C-H-SN	 하중 15kN~17kN에서 중앙부에서 초기균열 발생, 균열 발생 후 하중증가 속도 감소 순수휨구간과 하중 재하점 부근에 약 15cm 간격으로 추가적인 균열 발생 후 상부로 진행 약 40kN에서 전단구간에 균열 발생 하중 재하점부근에서 발생한 휨전단 균열로 인한 휨전단 파괴와 CFRP bar의 절단으로 인한 취성파괴
G-H-SN	 하중 14kN~17kN에서 중앙부에서 초기균열 발생, 균열 발생 후 급격한 하중 감소 순수휨구간과 하중 재하점 부근에 약 10~15cm 간격 으로 추가적인 균열발생 후 상부로 진행 약 30kN에서 전단구간에 균열 발생 하중재하점 부근에서 발생한 휨전단균열에 의한 휨전단 파괴와 GFRP bar의 절단으로 인한 취성파괴
H-H-SN	 하중 15kN~16kN에서 중앙부에서 초기균열 발생, 균열 발생 후 급격한 하중 감소 순수휨구간과 하중 재하점 부근에 약 20~25cm 간격으로 소수의 추가적인 균열 발생, 추가적인 균열 발생 후 상부로 진행 약 20 ~ 30kN 에서 전단구간에 균열발생 하중재하점 부근에서 발생한 휨전단균열에 의한 휨전단 파괴와 HFRP bar의 절단으로 인한 취성파괴

제 4 장 실험결과 분석 및 고찰

4.1 하중-처짐 및 하중-변형률 관계

4.1.1 하중-처짐 관계

각 케이스별 시험체의 하중-처짐 곡선을 <그림 4-1> ~ <그림 4-8> 에 나타내었다. FRP Bar의 변형특성에 따라 항복점없이 극한상태에 도달 함으로 시험체의 하중-처짐 곡선은 철근으로 휨보강한 경우와 비교하여 취성이 큰 거동을 나타내고 있다.



< 그림 4-1 > S-N-SN-1,2,3 시험체의 하중-처짐 곡선



< 그림 4-2 > C-N-SN-1,2,3 시험체의 하중-처짐 곡선



< 그림 4-3 > G-N-SN-1,2 시험체의 하중-처짐 곡선



< 그림 4-4 > H-N-SN-1,2 시험체의 하중-처짐 곡선



< 그림 4-5 > S-H-SN-1,2,3 시험체의 하중-처짐 곡선



< 그림 4-6 > C-H-SN-1,2,3 시험체의 하중-처짐 곡선



< 그림 4-7 > G-H-SN-1,2,3 시험체의 하중-처짐 곡선



< 그림 4-8 > H-H-SN-2,3 시험체의 하중-처짐 곡선

아래 <표 4-1>은 고강도 콘크리트에 대한 보통강도 콘크리트 시험체들 의 평균 최대 전단력 증가율을 나타내고 있다. 철근 콘크리트 보는 평균 최대 전단력의 증가율이 다소 감소(-1.3 %)된 반면 FRP bar 콘크리트 보 시험체는 CFRP bar 콘크리트 보에서 18.4 %, GFRP bar 콘크리트 보에 서 27.2 % 그리고 HFRP bar 콘크리트 보에서 43.6 %의 평균 최대 전단 력 증가율을 나타내고 있다. 일반적으로 고강도 철근콘크리트 보 에서는 콘크리트 압축강도가 증가하더라도 전단강도 증가율은 크게 변화하지 않 는다고 보고 되고 있다. 이것은 압축강도에 대한 인장강도의 비가 콘크리 트 압축강도가 증가할수록 작아지는 현상에 기인하는 것으로 알려져 있 다. 이에 반해 FRP bar 콘크리트 보에서는 뚜렷한 하중 증가를 보였으므 로 고강도콘크리트에 대한 적용성이 철근에 비하여 뛰어나다 것을 알 수 있으며, 콘크리트 압축강도의 증가에 따른 전단내력의 증가량이 감소를 보이는 것은 철근콘크리트에 국한된 것이라고 판단된다. < 표 4-1 > 보통강도 콘크리트에 대한 고강도 콘크리트의

평균 최대 전단력 증가율

시험체 명	평균 최!	저다려	
	보통강도 콘크리트 (kN)	고강도 콘크리트 (kN)	증가율 (%)
STEEL	29.482	29.094	-1.3
CFRP	23.753	28.122	18.4
GFRP	16.353	20.794	27.2
HFRP	10.890	15.640	43.6

4.1.2 하중-변형률 관계

각 케이스별 시험체의 대표적인 하중과 FRP Bar의 인장변형률 및 콘 크리트의 압축변형률 곡선을 <그림 4-9>~<그림 4-16>에 나타내었다. 그림에서 B1, B2는 횜보강근의 인장변형률을, CT는 시험체 콘크리트 상 단의 압축변형률을 나타낸다.



< 그림 4-9 > S-N-SN-1 시험체의 하중-변형률 곡선



< 그림 4-10 > C-N-SN-2 시험체의 하중-변형률 곡선



< 그림 4-11 > G-N-SN-2 시험체의 하중-변형률 곡선



< 그림 4-12 > H-N-SN-1 시험체의 하중-변형률 곡선



< 그림 4-13 > S-H-SN-1 시험체의 하중-변형률 곡선



< 그림 4-14 > C-H-SN-1 시험체의 하중-변형률 곡선



< 그림 4-15 > G-H-SN-2 시험체의 하중-변형률 곡선



< 그림 4-16 > H-H-SN-3 시험체의 하중-변형률 곡선

그림들로부터 균열발생 후 휨 보강근의 변형률이 급격히 증가하는 것 을 알 수 있다. 그리고 변형률의 증가정도는 보강근의 탄성계수에 따라 차이를 나타낸다. 즉, 탄성계수가 가장 큰 철근의 하중-변형률 기울기가 가장 급하고 다음으로 CFRP Bar, GFRP Bar 순으로 나타난다. 또한 CFRP Bar를 휨 보강근으로 사용한 경우 전단 보강하지 않은 시험체와 전단철근 또는 전단 FRP Bar로 전단 보강한 시험체에서 전단철근으로 전단 보강한 시험체의 기울기가 가장 급하게 나타났다.

그러나 HFRP Bar로 보강한 시험체는 보강근과 변형률 게이지와의 부 착 또는 하중을 받는 HFRP Bar 시험체의 균열 발생 부분에서의 HFRP Bar의 국부적인 변위로 인하여 보강근 중앙에 부착한 변형률 게이지로부 터 정확한 변형률을 측정하지 못하였다.

4.2 보통강도 콘크리트보의 전단성능 평가

본 실험은 4점 가력 휨 실험을 하였기 때문에 전단 보강근이 없는 경 우, 실험으로부터 얻은 최대 하중 값의 절반이 콘크리트가 발휘하는 전단 력(V_c)이 된다. <표 4-2>는 전단 보강근이 없는 보에 대한 실험값과 식 (4.1)을 사용하여 구한 콘크리트 전단력에 대하여 나타내었다. 본 실험에 서 사용된 콘크리트 보는 f_c = 30.8MPa, b = 150mm, d = 213.7mm(철 근), d = 215.2mm(FRP bar) 이다.

시히테며	최대 하중	최대 전단력	최대 전단력	식(4.1)에 의한	
~ 김 세 명	(kN)	(kN) 평균치 (kN)		전단력 (kN)	
S-N-SN-1	59.47	29.735			
S-N-SN-2	59.68	29.840	29.48	29.64	
S-N-SN-3	57.74	28.870			
C-N-SN-1	44.25	22.125			
C-N-SN-2	48.57	24.285	23.75		
C-N-SN-3	49.7	24.850			
G-N-SN-1	33.64	16.820	16.05	29.86	
G-N-SN-2	31.77	15.885	10.35		
H-N-SN-1	18.89	9.445	10.90		
H-N-SN-2	24.67	12.335	10.69		

< 표 4-2 > 보통강도 FRP bar 콘크리트보의 최대 전단력 비교

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c} b_w d \tag{4-1}$$

여기서 V_c = 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도

f[']_c = 콘크리트 압축강도 *b*_w = 콘크리트 보의 폭 *d* = 콘크리트 보의 유효 깊이

<표 4-2>에서 나타난 바와 같이 철근콘크리트 보의 경우 실험값과 식
(4-1)에서 구한 콘크리트 전단력이 거의 일치한다. 그러나 FRP bar 콘크 리트 보의 경우 실험값은 식 (4-1)에서 구한 콘크리트의 전단력 값보다 작게 나오는 것을 알 수 있다. 따라서 본 연구는 국외의 문헌들에서 FRP bar를 휨보강근으로 사용한 경우에 콘크리트의 전단력 평가에 관하여 연 구된 내용을 참조하여 콘크리트의 전단력을 식 (4-2)와 식(4-3)과 같이 가정하고, 본 실험결과들로부터 FRP bar의 종류에 따라 계산된 α_f값과 β_i값을 <표 4-3>에 나타내었다.

$$V_c = \alpha_f \frac{E_f}{E_s} \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w d \qquad (4-2)$$
$$V_c = \beta_f \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w d \qquad (4-3)$$

여기서, α_f = 전단강도보정계수

$$eta_f$$
 = $lpha_f rac{E_f}{E_s}$
 E_f = FRP Bar의 탄성계수
 E_s = 철근의 탄성계수

시험체명	$E_{\!f}$ (MPa)	최대 전단력 (kN)	$lpha_{\!f}$	$\beta_f \ (= \alpha_f \frac{E_f}{E_s})$
C-N-SN-1		22.125	1.213	0.738
C-N-SN-2	122,000	24.285	1.332	0.811
C-N-SN-3		24.85	1.362	0.830
G-N-SN-1	41.000	16.82	2.744	0.562
G-N-SN-2	41,000	15.885	2.592	0.531
H-N-SN-1	60.000	9.445	1.053	0.315
H-N-SN-2	00,000	12.335	1.375	0.414

< 표 4-3 > 보통강도 FRP Bar 콘크리트 보에 대한 $lpha_{\!f}$ 값과 $eta_{\!f}$ 값

<표 4-3>에서 나타난 바와 같이 α_f값이 CFRP bar 시험체는 1.2~1.4,
GFRP bar 시험체는 2.6~2.7 HFRP bar 시험체는 1.0~1.4로 나타났다.
여기서 GFRP bar 시험체의 경우 국외 문헌에서 제시한 3과 거의 비슷한 값을 가지는 것을 확인할 수 있었다.

β,값의 크기는 CFRP bar로 보장된 보가 가장 크고, 다음으로 GFRP bar, HFRP bar로 보장된 보 순이다. 여기에서 β,값이 작다는 것은 FRP bar로 보장된 보가 철근으로 보장된 보의 콘크리트 전단력에 대한 식 (4.1)로부터 구한 전단력과 차이가 많이 나고 그만큼 과대평가한다는 것을 의미한다. 특히 GFRP bar, HFRP bar의 경우 식(4-1)에서 구한 콘크리트 전단력의 절반정도의 전단력을 보여주고 있다.

식(4-2)로부터 구한 각 FRP bar의 α_f와 극한변형률에 대한 관계를 <그림4-17>에 나타내었고, 또한 식(4.3)으로부터 구한 β_f와 보장근의 극 한강도비 (f_{fw}/f_{su})에 대한 관계를 <그림 4-18>에 나타내었다. 이들 그림에 서 실험자료를 이용하여 회귀분석한 결과 식(4-4)와 식(4-5)를 얻을 수 있었다.



< 그림 4-17 > 극한변형률에 따른 전단강도 보정계수



< 그림 4-.18 > 극한강도비에 따른 전단강도 보정계수

$$\begin{aligned} \alpha_f &= 97.335 \epsilon_{fu} - 0.033 & (4-4) \\ r^2 &= 0.728 \\ \beta_f &= 0.120 \frac{f_{fu}}{f_{su}} + 0.220 & (4-5) \\ r^2 &= 0.925 \end{aligned}$$

위의 그림에서 보는 바와 같이 각 FRP bar의 극한 변형률에 대한 α_f값 의 결정계수(r²)는 0.728로서 낮은 상관관계를 가졌으나 철근의 극한강도 에 대한 각 FRP bar의 극한강도비와 β_f관계식의 결정계수는 0.925로 아 주 높은 상관관계를 나타내었다. 따라서 FRP bar를 사용한 콘크리트 보 시험체의 전단강도는 결정계수가 1에 근접한 극한강도비의 함수인 β_f값을 이용하여 구하는 것이 합리적이라고 판단된다.

식(4-4), 식(4-5) 로부터 구한 전단강도보정계수와 실험으로부터 구한 전단강도보정계수를 비교하여 <표 4-4>에 나타내었고, α_f, β_f값의 실험값 과 이론값의 상관관계를 <그림 4-19> <그림 4-20>에 나타내었다.

< 표 4-4 > 보통강도 FRP Bar 콘크리트 보에 대한 $lpha_{\!f}$ 값의

이론값과	실험값	비교
------	-----	----

시험체명	$rac{f_{fu}}{f_{su}}$	ϵ_{fu}	$lpha_{\!f}$		$eta_{\!f}$	
			실험치	제안식	실험치	제안식
C-N-SN-1			1.213		0.738	
C-N-SN-2	4.852	0.00175	1.332	1.670	0.811	0.802
C-N-SN-3			1.362		0.830	
G-N-SN-1	0.077	0.00240	2.744	2 200	0.562	0 402
G-N-SN-2	2.211	0.00249	2.592	2.390	0.531	0.493
H-N-SN-1	1 500	1 500 0 0001	1.053	0.040	0.315	0.400
H-N-SN-2	1.323	0.0001	1.375	0.940	0.414	0.402



< 그림 4-19 > 보통강도 FRP bar 콘크리트 보의 전단강도 보정 계수 $lpha_{f}$ 에 대한 실험값과 이론값의 상관관계



< 그림 4-20 > 보통강도 FRP bar콘크리트 보의 전단강도 보정 계수 eta_f 에 대한 실험값과 이론값의 상관관계

4.3 고강도 콘크리트보의 전단성능 평가

보통강도와 마찬가지로 고강도 FRP bar 분석 역시 국외의 문헌들에서 FRP bar를 휨 보강근으로 사용한 경우에 콘크리트의 전단력 평가에 관하 여 연구된 내용을 참조하여 콘크리트의 전단력을 상술한 식(4-2)와 식 (4-3)과 같이 가정하였으며, 본 실험결과들로부터 FRP bar의 종류에 따 라 계산된 α_f값과 β_f값을 <표 4-5>에 나타내었다.

$$V_c = \alpha_f \frac{E_f}{E_s} \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w d \tag{4-2}$$

$$V_c = \beta_f \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w d \tag{4-3}$$

여기서,
$$\alpha_f$$
 = 전단강도보정계수

$$\beta_f = \alpha_f \frac{E_f}{E_s}$$

 E_f = FRP Bar의 탄성계수 E_s = 철근의 탄성계수

시험체명	$E_{\!f}$ (MPa)	최대 전단력 (kN)	α_{f}	$\beta_f \ (= \alpha_f \frac{E_f}{E_s})$
C-H-SN-1		30.018	1.212	0.739
C-H-SN-2	122,000	26.465	1.068	0.652
C-H-SN-3		27.883	1.125	0.686
G-H-SN-1		20.290	2.437	0.500
G-H-SN-2	41,000	20.430	2.454	0.503
G-H-SN-3		21.662	2.602	0.533
H-H-SN-2	60000	15.043	1.234	0.370
H-H-SN-3	60000	16.237	1.333	0.400

< 표 4-5 > 고강도 FRP Bar 콘크리트 보에 대한 $lpha_{f}$ 값과 eta_{f} 값

<표 4-5>에서 보는 바와 같이 α_f값이 CFRP bar 시험체는 1.1~1.2,
GFRP bar 시험체는 2.4 ~ 2.6, HFRP bar 시험체는 1.2 ~ 1.3로 나타났
다. 보통강도 분석에서 언급한 바와 같이 β_f값이 작다는 것은 FRP bar로
보강된 보가 철근으로 보강된 보의 콘크리트 전단력에 대한 기존의 식으
로 구한 전단력과 차이가 많이 나고 그만큼 과대평가한다는 것을 의미한
다.

α_f와 β_f의 종속변수에 각각의 요소에 대하여 독립변수를 잡아서 회귀분
 석을 실시하여, 아래 <그림 4-21>과 <그림 4-22>과 같이 α_f는 극한변형
 률과 β_f는 극한강도비에 가장 선형적인 함수관계를 잘 나타냈다.



< 그림 4-21 > 극한변형률에 따른 전단강도 보정계수



$$\alpha_f = 89.076\epsilon_{fu} + 0.044 \qquad r^2 = 0.661 \tag{4-6}$$

$$\beta_f = 0.084 \frac{f_{fu}}{f_{su}} + 0.291 \qquad r^2 = 0.919 \qquad (4-7)$$

위의 그림에서 보는 바와 같이 고강도 FRP bar의 극한 변형률에 대한 α_f값의 결정계수(r²)는 0.661로서 β_f값의 결정계수에 비하여 상대적으로 낮은 상관관계를 가졌으며, 철근의 극한강도에 대한 각 FRP bar의 극한 강도비와 β_f관계식의 결정계수는 0.919로 아주 높은 상관관계를 나타내었 다. 따라서 고강도에서도 FRP bar를 사용한 콘크리트 보 시험체의 전단 강도는 결정계수가 1에 근접한 극한강도비의 함수인 β_f값을 이용하여 구 하는 것이 합리적이라고 판단된다.

식(4-6), 식(4-7) 로부터 구한 전단강도보정계수와 실험으로부터 구한 전 단강도보정계수를 비교하여 <표 4-6>에 나타내었고, α_f, β_f값의 실험값과 이론값의 상관관계를 나타내는 그래프를 <그림 4-23>, <그림 4-24>에 나타내었다.

	-					
시험체명	$rac{f_{fu}}{f_{su}}$	ϵ_{fu}	$lpha_{f}$		$eta_{\!f}$	
			실험치	제안식	실험치	제안식
C-H-SN-1			1.212		0.739	
C-H-SN-2	4.852	0.0175	1.068	1.603	0.652	0.699
C-H-SN-3			1.125		0.686	
G-H-SN-1			2.437		0.500	
G-H-SN-2	2.277	0.0249	2.454	2.262	0.503	0.482
G-H-SN-3	•		2.602	•	0.533	-
H-H-SN-2	4 500	0.01	1.234	0.005	0.370	0.410
H-H-SN-3	1.523	0.01	1.333	0.935	0.400	0.419

< 표 4-6 > 고강도 FRP Bar 콘크리트 보에 대한 $lpha_f$ 값의 실험값과 이론값 비교



< 그림 4-23 > FRP bar 콘크리트 보의 전단강도 보정 계수 $lpha_{\rm f}$ 에

대한 실험값과 이론값의 상관관계



< 그림 4-24 > FRP bar콘크리트 보의 전단강도 보정 계수 eta_f 에 대한 실험값과 이론값의 상관관계
4.4 강도변화에 따른 통합 전단강도 보정계수 제안

보통강도와 고강도의 시험체로부터 구한 전단강도 보정계수를 <표 4-7>에 통합하여 나타내었다. 각각의 강도에 따라서 전단강도 보정계수 를 달리해서 사용하는 것은 번거로운 일이다. 그러므로 보통강도와 고강 도를 모두 포함하는 전단강도 보정계수가 필요하다. 이에 따라, 강도별 시험체의 접근법과 유사하게 <그림 4-25>과 <그림 4-26>에서 보통강도 와 고강도 콘크리트 보에서 α_f와 β_f 를 회귀 분석하여 나타내었다.

< 표 4-7 > 보통강도와 고강도 콘크리트 보의 FRP Bar $lpha_{\!f}$ 및 $eta_{\!f}$ 값 비교

시험체명	$E_{\!f}$ (MPa)	최대 전단력 (kN)	α_{f}	$\beta_f \ (= \alpha_f \frac{E_f}{E_s})$
C-N-SN-1		22.125	1.213	0.738
C-N-SN-2	122,000	24.285	1.332	0.811
C-N-SN-3		24.850	1.362	0.830
G-N-SN-1	41.000	16.820	2.744	0.562
G-N-SN-2	41,000	15.885	2.592	0.531
H-N-SN-1	60.000	9.445	1.053	0.315
H-N-SN-2	60,000	12.335	1.375	0.414
C-H-SN-1		30.018	1.212	0.739
C-H-SN-2	122,000	26.465	1.068	0.652
C-H-SN-3		27.883	1.125	0.686
G-H-SN-1		20.290	2.437	0.500
G-H-SN-2	41,000	20.430	2.454	0.503
G-H-SN-3		21.662	2.602	0.533
H-H-SN-2	60000	15.043	1.234	0.370
H-H-SN-3	60000	16.237	1.333	0.400



< 그림 4-25 > 보통강도 및 고강도 콘크리트보의 극한변형률에 따른

전단강도 보정계수 $lpha_{f}$



전단강도 보정계수 $eta_{\!f}$

$$\alpha_f = 92.588\epsilon_{fu} + 0.014 \qquad r^2 = 0.689 \qquad (4-8)$$

$$\beta_f = 0.102 \frac{f_{fu}}{f_{su}} + 0.256 \qquad r^2 = 0.880 \qquad (4-9)$$

회귀분석 결과인 식(4-8)과 식(4-9)는 에서 알 수 있듯이, 강도별 접근 에서와 같이 전단강도 보정계수는 α_f보다 β_f가 더 높은 결정계수를 가지 므로 회귀식의 사용에서는 β_f 가 더 적절함을 알 수 있다. 상기의 결과로 인한 α_f와 β_f의 제안값을 <표 4-8>에 나타내었다.

시청케머	f_{fu}	G	C	α_f	$\beta_{\!f}$		
지임제경	f_{su}	c_{fu}	실험치	제안식	실험치	제 안식	
C-N-SN-1			1.213		0.738	0.751	
C-N-SN-2	4.852	0.0175	1.332	1.634	0.811		
C-N-SN-3			1.362		0.830		
G-N-SN-1	0.077	0.0249	2.744	0.010	0.562	0.400	
G-N-SN-2	2.211		2.592	2.318	0.531	0.488	
H-N-SN-1	1 500	0.01	1.053	0.020	0.315	0.411	
H-N-SN-2	1.523		1.375	0.939	0.414	0.411	
C-H-SN-1			1.212	1.634	0.739	0.751	
C-H-SN-2	4.852	0.0175	1.068		0.652		
C-H-SN-3			1.125		0.686		
G-H-SN-1			2.437		0.500		
G-H-SN-2	2.277	0.0249	2.454	2.318	0.503	0.488	
G-H-SN-3			2.602		0.533		
H-H-SN-2			1.234		0.370		
H-H-SN-3	1.523	0.01	1.333	0.939	0.400	0.411	

실험값과 이론값 비교

< 표 4-8 > 보통강도 및 고강도 FRP Bar 콘크리트의 $lpha_f$ 값의

그러나 <표 4-8>에서 구한 eta_4 는 콘크리트 강도 수준에 따른 변화가 없 다는 것을 알 수 있다. 그러므로 콘크리트 강도수준을 새로운 독립변수로 첨가하여 다중회귀분석을 실시한 결과를 <표 4-9>에 정리하여, 콘크리트 강도 수준을 고려한 새로운 회귀식(식(4-10))을 제안하였으나, 다중공선 성*의 원리로 인해 다중회귀분석에서는 결정계수가 아닌 조정된 결정계 수를 사용해야 한다는 점과 콘크리트 강도라는 독립변수가 5% 유의수준 에서 t통계량과 P-값이 적절하지 않았다. 일반적으로 95%의 신뢰수준에 서 X의 계수에 관한 t통계량이 2보다 크고, P-값이 0.05(유의수준)보다 작으면 독립변수가 종속변수에 영향력이 있다고 판단할 수 있다. 이 경우 에서는 X1절편은 만족하나 X2절편에 대해서는 만족하지 않는다는 것을 알 수 있다. 즉, X2 절편인 콘크리트 강도는 회귀모형에서 큰 의미를 갖 지 못하는 의미이다. 만약, 다중회귀분석에 의한 회귀모델이 상술한 과정 을 모두 만족한다 할지라도, 단순선형회귀모델과 비교 시 결정계수에서 크게 차이가 나지 않는다면 '모형의 간편화의 원칙'에 의해 적은 수의 독 립변수를 고려한 모형을 사용하는 것이 더 좋으므로 현재 모델에서는 단 순선형회귀모델이 가장 적절하다.

아울러 선형다중회귀분석 뿐만 아니라, 지수형 회귀분석에서도 마찬가 지 독립변수인 콘크리트강도는 종속변수인 전단강도 보정계수 β_f 에는 큰 영향을 끼치지 못하다는 사실을 발견할 수 있었다. 그러므로 최초 <그림 4-26>에서 제안한 전단강도 보정계수 β_f를 나타낸 식(4-9)를 사용하는 것이 가장 바람직하다.

^{*} 독립변수간의 선형적인 관계를 의미하며 다중 공선성이 존재하면 추정된 회귀식은 아무리 결정계 수가 높아도 사용할 수 가 없다.

	계수	표준오차 t통계량		P-값
Y 절편	0.326825	0.061089	5.349963	0.000174
X1 절편	0.101143	0.010077	10.03685	3.44E-07
X2 절편	-0.00152	0.001088	-1.39637	0.187869
과초스	포보으차	다주사과계수	겨저게스	조정된
	표근도지	988241	2 8 개 1	결정계수
15	0.0567	0.9468	0.8965	0.8792

< 표 4-9 > 다중회귀분석 요약표

$$\dot{\beta_f} = a + b_1 x_1 + b_2 x_2$$

$$\dot{\beta_f} = 0.327 + 0.101 \frac{f_{fu}}{f_{su}} - 0.0015 f_{28}$$
(4-10)

최종적으로 선택된 회귀식 (4-9)은 β_f를 추정하는 가정된 모델식이다. 회귀모형에 대한 추론을 단순히 결정계수만 가지고 판단하기에는 이론적 근거가 부족한 면이 있다. 그러므로 다음 <표 4-10>과 같이 잔차에 대한 설명과 <그림 4-27>에서의 그림에서 제시된 β_f 모형의 타당성을 대략적 으로 파악해볼 필요가 있다. 다음과 같이 작성된 잔차와 예측치에 대한 산점도는 가정된 함수관계의 부적당함이나 가정된 등분산성*이 위배됨을 지적하는데 도움이 된다.

^{*} 독립변수(X)가 어느 값에 대해서든지 오차분포의 분산이 항상 일정함을 의미한다.

시험체 명	실험치 $eta_{\!f}$	예측치 $eta_{\!f}$	잔차
C-N-SN-1	0.738	0.751	-0.013
C-N-SN-2	0.811	0.751	0.060
C-N-SN-3	0.830	0.751	0.079
G-N-SN-1	0.562	0.488	0.074
G-N-SN-2	0.531	0.488	0.043
H-N-SN-1	0.315	0.411	-0.096
H-N-SN-2	0.414	0.411	0.003
C-H-SN-1	0.739	0.751	-0.012
C-H-SN-2	0.652	0.751	-0.099
C-H-SN-3	0.686	0.751	-0.065
G-H-SN-1	0.500	0.488	0.012
G-H-SN-2	0.503	0.488	0.015
G-H-SN-3	0.533	0.488	0.045
H-H-SN-2	0.370	0.411	-0.041
H-H-SN-3	0.400	0.411	-0.011

< 표 4-10 > 예측치와 잔차

<그림 4-27>에서 볼 때, 실험치에 대한 예측치의 오차 범위도 작을뿐
더러 체계적인 경향을 나타내고 있다. 즉 이런 경우 선형모델로 적합하다
는 것을 알 수 있으므로, 상기 증명한 바와 같이 독립변수의 제곱항이나
비선형 항을 고려하지 않아도 됨을 알 수 있다. 즉, 철근의 극한강도비에
대한 β 의 회귀모델식에는 콘크리트의 강도수준을 고려할 필요가 없음을
다시 한번 입증하는 바이다.

그리고, 보통강도의 경우는 잔차가 양수에 분포하는 경우가 많으며, 고 강도의 경우는 음수에 분표하는 경우가 많음을 알 수 있는데, 이는 보통

강도의 경우는 실험식이 회귀분석에 의하여 제안된 예측치보다 상회함을 알 수 있으며, 고강도의 경우는 실험치보다 예측치가 더 상회함을 알 수 있다. 즉, 회귀분석에 의한 제안식의 경우가 보통강도에서는 실험값보다 다소 과소평가되며 고강도에서는 실험값보다 다소 과대평가하는 경향이 있다는 의미이다.



< 그림 4-27 > 잔차와 예측치의 잔차도

보통강도와 고강도를 통합하는 회귀분석 제안식 식(4-10)은 통계적으 로 적절함을 알 수 있었다. 이에 따라 <표 4-11>, <표 4-12>와 <그림 4-28>, <그림 4-29>에서 ACI 318과 440그리고 Michaluk, Deitz, Tureyen의 기존의 제시된 전단강도 제안식들과 본 논문에서 제시한 회 귀직선모델을 상호 분석하여 비교하였다.

		ACI31	8-99	ACI318	ACI318-99		ACI440.1R-03		회귀분석	
시험체명 $V_{ m exp}$	V	Eq.(11-3)		Eq.(11	Eq.(11-5)		Eq.(9-1)		제안식	
	, exb	V_{the}	$\frac{V_{\rm exp}}{V_{the}}$	V_{the}	$\frac{V_{\rm exp}}{V_{the}}$	V_{the}	$rac{V_{ ext{exp}}}{V_{the}}$	V_{the}	$\frac{V_{\rm exp}}{V_{the}}$	
C-N-SN-1	22.125	28.570	0.774	29.650	0.746	10.106	2.189	24.089	0.918	
C-N-SN-2	24.285	28.570	0.850	29.650	0.819	10.106	2.403	24.089	1.008	
C-N-SN-3	24.850	28.570	0.870	29.650	0.838	10.106	2.459	24.089	1.032	
G-N-SN-1	16.820	28.570	0.589	29.650	0.567	3.396	4.952	16.377	1.027	
G-N-SN-2	15.885	28.570	0.556	29.650	0.536	3.396	4.677	16.377	0.970	
H-N-SN-1	9.445	28.570	0.331	29.650	0.319	4.970	1.900	14.119	0.669	
H-N-SN-2	12.335	28.570	0.432	29.650	0.416	4.970	2.482	14.119	0.874	
C-H-SN-1	30.018	39.099	0.768	40.617	0.739	13.845	2.168	32.999	0.910	
C-H-SN-2	26.465	39.099	0.677	40.617	0.652	13.845	1.912	32.999	0.802	
C-H-SN-3	27.883	39.099	0.713	40.617	0.686	13.845	2.014	32.999	0.845	
G-H-SN-1	20.290	39.099	0.519	40.617	0.500	4.653	4.361	22.435	0.904	
G-H-SN-2	20.430	39.099	0.523	40.617	0.503	4.653	4.391	22.435	0.911	
G-H-SN-3	21.662	39.099	0.554	40.617	0.533	4.653	4.656	22.435	0.966	
H-H-SN-2	15.043	39.099	0.385	40.617	0.370	6.809	2.209	19.342	0.778	
H-H-SN-3	16.237	39.099	0.415	40.617	0.400	6.809	2.385	19.342	0.839	

< 표 4-11 > 회귀분석 제안식과 기타 제안식들의 비교 (1)

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w d \quad [\text{ACI318-99;Eq.(11-5)}]$$
(4-11)

$$V_{c} = (0.16\sqrt{f_{c}} + 17.6\rho_{w}\frac{V_{u}d}{M_{u}})\delta_{w}d \quad [ACI318-99;Eq.(11-3)]$$
(4-12)

$$V_{c,f} = \frac{\rho_{f}E_{f}}{90\beta_{1}f_{c}} V_{c} \le V_{c} \quad [\text{ACI440.1R-03;Eq.(9-1)}]$$
(4-13)

 $V_{cf} = \beta_f V_c$, $\beta_f = 0.256 + 0.102 \frac{f_{fu}}{f_{su}}$ (회귀분석제안식) (4-14)

		Michaluk A		Doitz 시		Turovon A		회귀분석	
시험체명 $V_{ m exp}$	V	wichait	лк Ч	Deliz				제 인	···
	♥ exp	V_{the}	$\frac{V_{\rm exp}}{V_{the}}$	V_{the}	$\frac{V_{\rm exp}}{V_{the}}$	V_{the}	$\frac{V_{\rm exp}}{V_{the}}$	V_{the}	$\frac{V_{\rm exp}}{V_{the}}$
C-N-SN-1	22.125	18.090	1.223	54.259	0.408	12.215	1.811	24.089	0.918
C-N-SN-2	24.285	18.090	1.343	54.259	0.448	12.215	1.988	24.089	1.008
C-N-SN-3	24.850	18.090	1.374	54.259	0.458	12.215	2.034	24.089	1.032
G-N-SN-1	16.820	6.078	2.767	18.235	0.922	8.760	1.920	16.377	1.027
G-N-SN-2	15.885	6.078	2.613	18.235	0.871	8.760	1.813	16.377	0.970
H-N-SN-1	9.445	8.895	1.062	26.685	0.354	9.967	0.948	14.119	0.669
H-N-SN-2	12.335	8.895	1.387	26.685	0.462	9.967	1.238	14.119	0.874
C-H-SN-1	30.018	24.780	1.212	74.329	0.404	16.733	1.794	32.999	0.910
C-H-SN-2	26.465	24.780	1.068	74.329	0.358	16.733	1.582	32.999	0.802
C-H-SN-3	27.883	24.780	1.125	74.329	0.375	16.733	1.666	32.999	0.845
G-H-SN-1	20.290	8.3260	2.437	24.979	0.812	12.001	1.691	22.435	0.904
G-H-SN-2	20.430	8.326	2.454	24.979	0.818	12.001	1.702	22.435	0.911
G-H-SN-3	21.662	8.326	2.602	24.979	0.867	12.001	1.805	22.435	0.966
H-H-SN-2	15.043	12.190	1.235	36.555	0.412	13.653	1.102	19.342	0.778
H-H-SN-3	16.237	12.190	1.333	36.555	0.444	13.653	1.189	19.342	0.839

< 표 4-12 > 회귀분석 제안식과 기타 제안식들의 비교 (2)





< 그림 4-28 > 회귀분석 제안식과 기타전단강도식의 비교 (1)



< 그림 4-29 > 회귀분석 제안식과 기타 전단강도식의 비교 (2)

<그림 4-30>과 <그림 4-31>은 각각의 시험편에 대한 이론값을 각 시 편당 평균한 값을 나타내고 있다. 그림에서 볼 수 있듯이 ACI 318-99의 두식은 모든 시험편에 대하여 과대평가(0.37 ~ 0.83)하는 경향을 가진다. 이에 반해 ACI 4401R-03은 지나치게 과소평가(3.42 ~ 9.52)하는 경향이 있다. 그리고 Michaluk 제안식은 ACI 4401R-03 보다는 약하지만 마찬가 지로 과소평가(1.14 ~ 2.69)하는 경향을 가지며, Tureyen 제안식 역시나 과소평가(1.15 ~ 1.94)하는 경향을 가지며, Deitz 식은 GFRP에 경우에는 제안식과 실험치가 비슷하지만(0.90) 다른 FRP의 경우에는 과대평가(0.38 ~ 0.44)하는 경향을 가진다.



< 그림 4-30 > 회귀분석 제안식과 기타 전단강도식의 평균값 비교 (1)



< 그림 4-31 > 회귀분석 제안식과 기타 전단강도식의 평균값 비교 (2)

여기서, 본 논문에서 제안한 회귀식β_f가 가장 실험치와 유사한 경향을 가짐을 알 수 있다. 하지만 강도별 수준이 다양하지 못하였으며, 회귀분석 에 대한 데이터가 부족한 점을 지적하고 싶다. 또한 본 제안식은 중간보 (intermediate beam)에 적용되므로 깊은보(deep beam) 에 대한 적용성이 의심된다. 본 연구에서 가장 중요한 점은 제안한 회귀식을 증명할만한 문 헌들의 데이터들이 현저히 부족한 실정이므로(국내에는 전무하며) 계속해 서 연구가 필요하다고 사료된다.

제 5 장 결론

본 연구에서는 단위중량당 강도가 우수하고, 비부식성, 비전기성, 비전 자성, 고인장강도 등의 특성을 갖는 FRP Bar를 철근 대체재로 사용한 콘 크리트 보를 제작하여 콘크리트의 전단강도를 조사하였다. CFRP, GFRP, HFRP의 3종류의 FRP Bar와 보통강도 및 고강도 콘크리트를 사용하여 제작된 일련의 보 시험체의 실험을 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) FRP Bar 콘크리트 보는 철근 콘크리트 보에 비하여 고강도 콘크리 트 보에 대한 보통강도 콘크리트 보의 최대하중 증가율이 상대적으로 크게 나타났다. 철근은 평균 1.3% 감소한 반면, CFRP는 18.4 %, GFRP는 27.2 % 그리고 HFRP는 43.6 %의 최대하중 증가율을 나타 내었다. 이것으로 FRP bar 콘크리트 보는 고강도콘크리트 보에서 적 용성이 뛰어난 것으로 판단된다.
- (2) FRP Bar를 철근 대체재로 사용한 경우, ACI 318-99 및 한국콘크리 트학회의 콘크리트구조설계기준에서 제시하고 있는 콘크리트 전단강 도식을 적용하면 콘크리트의 전단강도를 과대평가 하며, ACI 4401R-03과 비교하면 지나치게 과소평가하는 경향을 나타내는 것을 실험결과 확인 할 수 있었다.
- (3) FRP Bar로 휨보강된 콘크리트 보의 전단강도을 예측하기 위하여 철근과 FRP Bar의 탄성계수비가 포함된 전단강도보정계수 관계식을 아래와 제안하였고, 콘크리트의 압축강도 수준은 전단강도 보정계수

에 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다.

 $V_{cf} = \beta_{f} V_{c}$, $\beta_{f} = 0.256 + 0.102 \frac{f_{fu}}{f_{su}}$ (회귀분석제안식)

(4) 보통강도와 고강도를 통합하는 전단강도보정계수를 이용하여 평가한콘크리트의 전단강도는 실험결과와 잘 일치하는 것으로 나타났다.

본 논문에서 제안한 회귀식은 제한된 범위에서 적용되었기에 전단강도 회귀식을 일반화 시키기 위해서는 더 많은 수의 시험체와 다른 고강도 실 험식과의 고찰과 아울러 일반적으로 전단강도에 영향을 미치는 요인인 콘 크리트 압축강도, 인장강도, 전단경간비, 전단철근비, 주철근비 등에 관한 추가적인 실험이 필요하다고 판단된다.

참 고 문 헌

- C.R.Michaluk, S.H.Rizkalla G.Tadros, and B.Benmokrane, "Flexural behavior of one-way concrete slabs reinforced by fiber reinforced plastic reinforcements", ACI Structural Journal, Vol. 95, No.3, 1998, pp353-365.
- 문한영, 김성수, 김홍삼, "우리나라 콘크리트 구조물의 철근 부식 현 황", 콘크리트학회지, 제13권 5호, pp.58-63, 2001.
- American Concrete Institute, "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars", ACI 440.IR-01, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2001.
- 4. 박찬기, 원종필, 유정길, "화학적 환경에 노출된 콘크리트 보강용 FRP 보강근의 장기효과", 한국콘크리트학회 논문집, 제15권 6호, pp.811-819, 2003.
- 5. 윤순종, 김병석, 정상균, 정재호, "유리섬유 보강 플래스틱 보강근 다 발로 보강된 콘크리트보의 휨거동", 대한토목학회 논문집, 제23권 제 6A호, pp.1067-1075, 2003.
- 박상렬, 조근희, "Hybrid Reinforcement System을 이용한 콘크리트 교량상판 슬래브의 거동", 한국콘크리트학회 논문집, 제16권 4호, pp.451-458, 2004.
- 7. 원종필, 박찬기, "콘크리트 보강용 FRP 보강근의 수분 민감성 및 열 화 특성", 대한토목학회 논문집, 제24권 제2A호, pp.381-390, 2004.
- 8. 원종필, 박찬기, "고연성 하이브리드 FRP 보강근 및 인장 거동 예측

모델 개발", 대한토목학회 논문집, 제24권 제3A호, pp.491-500, 2004.

- 9. 원종필, 박찬기, "촉진 열화 환경에 노출된 콘크리트 보강용 고연성 하이브리드 FRP 보강근의 부착특성", 대한토목학회 논문집, 제24권 제5A호, pp.969-979, 2004.
- Michaluk,C.R., Rizkalla,S.H., Tadros,G. and Benmokrane,B., "Flexural Behavior of One-Way Concrete Slabs Reinforced by Fiber Reinforced Plastic Reinforcements", ACI Structural Journal, Vol.95, No.3, pp.353–365, 1998.
- Deitz,D.H., Harik,I.E. and Gesund,H., "One-Way Concrete Slabs Reinforced with Glass Fiber Reinforced Polymer Reinforcing Bars", ACI SP 188-25, pp.279-286, 1999.
- Yost, J.R., Gross, S.P. and Dinehart, D.W., "Shear Strength of Normal Strength Concrete Beams Reinforced wth Deformed GFRP Bars", Jourmal of Composites for Construction, Vol.5, No.4, pp.268–275, 2001.
- Tureyen,A.K and Frosch,R.J., "Shear Tests of FRP-Reinforced Concrete Beams without Stirrups", ACI Structural Journal, Vol.99, No.4, pp.427-434, 2002.
- Stratford, T. and Burgoyne, C., "Shear Analysis of Concrete with Brittle Reinforcement", Journal of Composites for Construction, Vol.7, No.4, pp.323–330, 2003.
- Gross S. P., Yost J. R., and Dinehart D. W., "Shear Strength of Normal and High Strength Concrete Beams Reinforced With GFRP Bars", American Society of Civil Engineers, Kona, HI. pp.426-437. 2002.

감사의 글

많이 부족하나마 그간의 노력이 하나의 논문으로 결실을 맺게 된 것은 주위 많 은 분들로부터 조언과 격려가 있었기 때문입니다.

가장 먼저 2년 남짓한 시간동안 변함없이 저를 이끌어 주시고 끊임없이 채찍질 해주신 장희석 교수님께 머리 숙여 감사의 말씀을 드립니다.

부족한 논문을 심사하는 과정에서 김종수 교수님과 김명식 교수님께서는 논문 의 전체적인 체계와 세심한 부분의 증명까지 지적해주시며 조언해주셨습니다. 또 한 석사과정 동안 토목공학과의 많은 교수님들께서의 따듯한 격려와 조언이 있 었기에 이렇게 웃으면서 마무리 할 수 있는 것 같습니다. 교수님 한분 한분의 노 고와 은혜는 평생 동안 잊기 어려울 겁니다.

연구실에서 많은 실험과 연구 속에서 한상 큰 등불 같은 존재였던 김희성 박사 님께 깊은 감사를 드립니다. 또한 많은 격려와 조언을 해주신 연구실 선배님들과 2년 동안 함께 동고동락한 현영이 형님과 실험하느라 고생 많았던 규영이에게 감사의 말을 전하고 싶습니다. 항상 나를 웃게 만드는 민호와 새로운 실원이 된 원일이 형에게도 고마움을 느낀다. 또한 2년 동안 같이 공부한 석사 동기 녀석들 에게 고마움을 전합니다.

아울러 나의 방황과 고뇌를 옆에서 안타까이 지켜봐준 시완이에게 특별한 고마 움을 전하며, 고마운 친구 녀석들인 태중이, 태호, 재용이, 병기, 대렬이 에게도 감사의 말을 전하며 선출이 형, 선환이, 두호, 원일이, 이하 동생들을 포함한 BT(Brain Technician)클럽 멤버들과 항상 미안함을 느끼는 나의 20년 지기인 욱인이, 원근이, 지응이에게도 진한 고마움을 전합니다. 그리고 군대 동기 녀석인 형도에게 고마움을 전하며, 엄마처럼 신경을 많이 써준 미정이 에게도 고마움을 전합니다. 그리고 나에게 형제 같은 존재인 동원이에게 깊은 고마움을 느낍니다. 석사입문 당시 아버지의 사고에도 불구하고 한결같은 믿음과 헌신으로 나를 지 지해주신 부모님과 나의 정신적인 지주인 우리 형님에게 이 논문을 바치며, 마지 막으로 변함없는 부모님의 건강을 기원합니다.